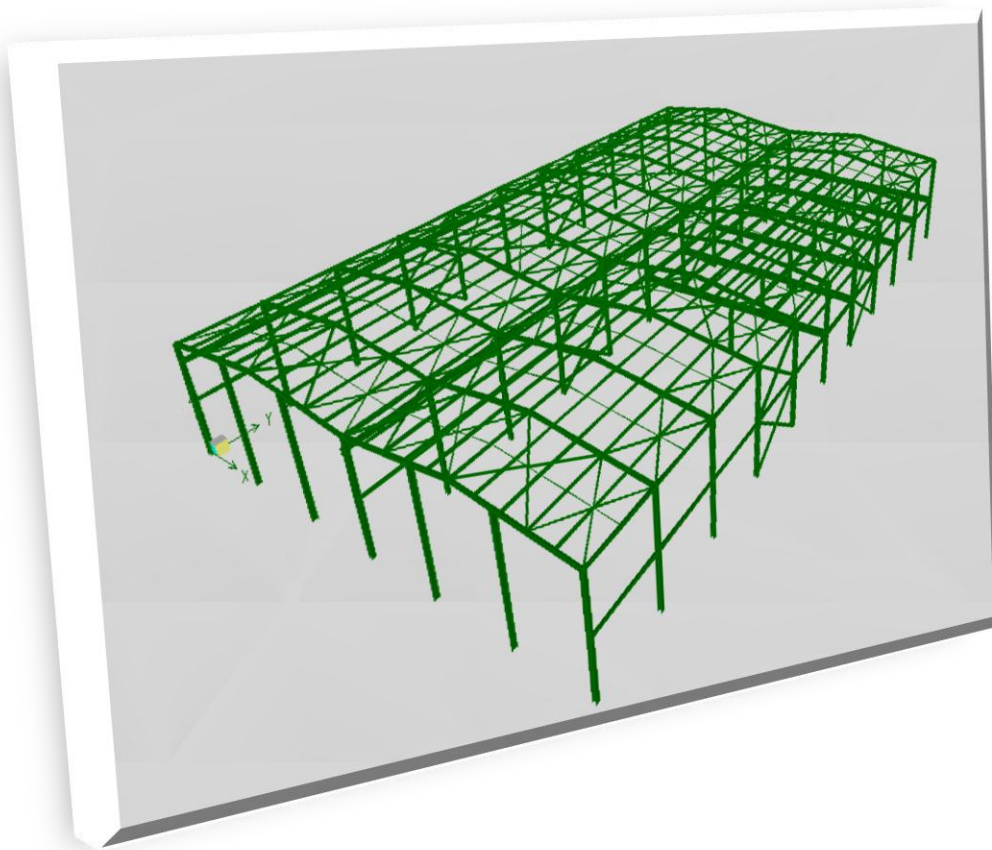




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΜΕ
ΜΕΣΟΠΑΤΩΜΑ ΚΑΙ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ



ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ ΚΑΘΗΓΗΤΕΣ

ΙΩΑΝΝΗΣ ΕΡΜΟΠΟΥΛΟΣ / ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π

ΙΩΑΝΝΗΣ ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ / ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΚΥΡΑΝΗ ΒΛΑΧΑΚΗ

ΑΘΗΝΑ ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2011

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον κ. Ιωάννη Ερμόπουλο, Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π. , για την επιστημονική του καθοδήγηση και για την ευκαιρία που μου έδωσε να κάνω διπλωματική εργασία στον τομέα των Μεταλλικών Κατασκευών και παράλληλα με αυτόν τον τρόπο να εμβαθύνω τις γνώσεις μου στο αντικείμενο αυτό.

Επιπλέον δε θα μπορούσα να παραλείψω τις θερμές ευχαριστίες μου στον κ. Γεώργιο Σταματόπουλο για τις ιδιαίτερα σημαντικές συμβουλές και υποδείξεις του οι οποίες ήταν απαραίτητες για την τεκμηρίωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας καθώς και για την άμεση ανταπόκρισή του κάθε φορά που χρειάστηκα τη βοήθειά του.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την κατανόηση που επέδειξε αλλά και για την ηθική στήριξη που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας αλλά και καθ' όλη τη διάρκεια σπουδών μου. Δεν πρέπει επίσης να ξεχάσω να ευχαριστήσω συγγενικά μου πρόσωπα τα οποία στήριξαν την προσπάθειά μου αυτή, ο καθένας με το δικό του ξεχωριστό τρόπο.

Τέλος θα ευχαριστήσω τους πολύ καλούς μου φίλους που μου στάθηκαν σε δύσκολες στιγμές κατά την περίοδο αυτή αλλά και κατά τη διάρκεια των φοιτητικών μας χρόνων.

Κυράνη Βλαχάκη

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

| | |
|---|-----------|
| ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ..... | 1 |
| ΠΕΡΙΛΗΨΗ | 5 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ | 7 |
| 1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ..... | 7 |
| 1.2 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ | 8 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 :ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ..... | 10 |
| 2.1 ΣΚΟΠΟΣ..... | 10 |
| 2.2 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ | 10 |
| 2.3 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ | 19 |
| 2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ | 20 |
| 2.4.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΦΟΡΤΙΩΝ..... | 20 |
| 2.4.2 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ | 20 |
| 2.4.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ..... | 22 |
| 2.4.4 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ | 23 |
| 2.4.5 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ..... | 28 |
| 2.4.6 ΦΟΡΤΙΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ..... | 52 |
| 2.4.6.1 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ | 52 |
| 2.4.6.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ..... | 58 |
| 2.4.6.2.1 ΦΟΡΤΙΑ ΟΦΕΙΛΟΜΕΝΑ ΣΤΗΝ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ Η ΕΠΙΒΡΑΔΥΝΣΗ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ..... | 58 |
| 2.4.6.2.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ ΟΦΕΙΛΟΜΕΝΑ ΣΤΗΝ ΠΑΡΑΓΩΓΗ ΚΙΝΗΣΗ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ (ΛΟΞΗ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΙΣ ΤΡΟΧΙΕΣ) | 60 |
| 2.4.7 ΑΤΕΛΕΙΕΣ..... | 63 |
| 2.4.8 ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ..... | 70 |
| 2.4.9 ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ | 70 |
| 2.4.9.1 ΓΕΝΙΚΑ | 70 |
| 2.4.9.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ | 72 |
| 2.4.9.3 ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ | 72 |
| 2.4.9.4 ΦΑΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ..... | 74 |
| 2.5 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ | 78 |
| 2.6 ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ | 88 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 :ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΦΟΡΕΑ..... | 89 |
| 3.1 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ | 89 |
| 3.2 ΚΡΙΣΙΜΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ | 96 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 :ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ | 98 |
| 4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ..... | 98 |

| | | |
|---------|--|------------|
| 4.2 | ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ | 100 |
| 4.2.1.1 | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΠΑΤΑΡΙΟΥ | 100 |
| 4.2.1.2 | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΎΨΟΥΣ 8 m | 111 |
| 4.3 | ΔΟΚΟΣ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ | 122 |
| 4.4 | ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ (ΧΙΑΣΤΙ) ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | 130 |
| 4.4.1 | ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ | 130 |
| 4.4.2 | ΔΟΚΟΣ | 133 |
| 4.4.3 | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ | 135 |
| 4.4.4 | ΈΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΕΑΚ2000 | 136 |
| 4.4.4.1 | ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ | 136 |
| 4.4.4.2 | ΈΛΕΓΧΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΕ ΜΗ ΠΛΑΣΤΙΜΑ ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ | 137 |
| 4.5 | ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΤΥΠΟΥ Λ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | 150 |
| 4.5.1 | ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ | 150 |
| 4.5.2 | ΔΟΚΟΣ | 153 |
| 4.5.3 | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ | 156 |
| 4.5.4 | ΕΛΕΓΧΟΙ ΤΥΠΟΥ Λ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΕΑΚ 2000 | 157 |
| 4.5.4.1 | ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ | 157 |
| 4.5.4.2 | ΈΛΕΓΧΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΕ ΜΗ ΠΛΑΣΤΙΜΑ ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ | 158 |
| 4.6 | ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΕΚΚΕΝΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ | 170 |
| 4.6.1 | ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ | 170 |
| 4.6.2 | ΔΟΚΟΣ ΣΥΖΕΥΞΗΣ | 173 |
| 4.6.3 | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ | 175 |
| 4.6.4 | ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΚΚΕΝΤΡΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΕΑΚ2000 | 176 |
| 4.6.4.1 | ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ | 176 |
| 4.6.4.2 | ΔΟΚΟΣ ΣΥΖΕΥΞΗΣ | 177 |
| 4.6.4.3 | ΈΛΕΓΧΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΕ ΜΗ ΠΛΑΣΤΙΜΑ ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ | 181 |
| | ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ | 190 |
| 5.1 | ΓΕΝΙΚΑ | 190 |
| 5.2 | ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ | 190 |
| 5.3 | ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ | 198 |
| 5.4 | ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ | 200 |
| 5.4.1 | ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | 201 |
| 5.4.2 | ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ | 203 |
| 5.4.3 | ΜΕΡΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ | 204 |
| 5.4.4 | ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ | 207 |
| 5.4.5 | ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ | 210 |

| | |
|--|------------|
| 5.4.6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ | 212 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ | 214 |
| 6.1 ΓΕΝΙΚΑ | 214 |
| 6.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ | 216 |
| 6.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ | 227 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ | 230 |
| 7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ..... | 230 |
| 7.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ | 233 |
| 7.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΚΟΡΥΦΑΙΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ..... | 260 |
| 7.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ..... | 273 |
| 7.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΕΚΚΕΝΤΡΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ ΣΥΖΕΥΞΗΣ..... | 283 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ..... | 297 |
| 8.1 ΓΕΝΙΚΑ | 297 |
| 8.2 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ | 297 |
| 8.3 ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ..... | 299 |
| 8.3.1 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ | 300 |
| 8.3.1.1 ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ | 300 |
| 8.4 ΣΥΝΟΨΗ | 304 |
| ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ | 305 |

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο το σχεδιασμό και τη μελέτη ενός μεταλλικού υποστέγου με εναλλακτικούς τύπους συνδέσμων δυσκαμψίας, δηλαδή με διαγώνιους (χιαστί) συνδέσμους δυσκαμψίας, με τύπου Λ συνδέσμους δυσκαμψίας και με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας αλλά και σε δύο εναλλακτικές θέσεις διαταξής τους. Επιπλέον η κατασκευή αυτή διαθέτει σύμμικτο μεσοπάτωμα που θα χρησιμοποιηθεί ως χώρος γραφείων και γερανογέφυρα για την ανύψωση και μεταφορά φορτίων σε ένα τμήμα του εσωτερικού του χώρου. Αναλυτικότερα :

Στο 1^ο Κεφάλαιο γίνεται μια ιστορική αναδρομή στη χρήση και εξέλιξη των μεταλλικών κατασκευών και αναφέρονται τα πλεονεκτήματα αλλά και τα μειονεκτήματα που προκύπτουν από τη χρήση του χάλυβα στις κατασκευές.

Στο 2^ο Κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του έργου. Δίνονται πληροφορίες για τη γεωμετρία, τις διαστάσεις και τα υλικά που χρησιμοποιούνται στους έξι τύπους υποστέγων. Στη συνέχεια αναφέρονται αναλυτικά όλα τα φορτία που δρουν στις κατασκευές καθώς και οι συνδυασμοί φόρτισης με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των κατασκευών. Τέλος, γίνεται αναφορά στο πρόγραμμα με το οποίο επιλύθηκαν οι κατασκευές αλλά και στη μέθοδο ανάλυσης που εφαρμόστηκε. Κατά την επιβολή του σεισμού εφαρμόστηκαν τέσσερις διαφορετικές εκκεντρότητες μάζας για κάθε έναν από τους έξι τύπους κτιρίων, οδηγώντας σε 24 διαφορετικά προσομοιώματα για ανάλυση.

Στο 3^ο Κεφάλαιο με βάση τη στατική και δυναμική ανάλυση και για τα 24 προσομοιώματα υποστέγων, δίνονται ενδεικτικά τα εντατικά μεγέθη για συγκεκριμένους συνδυασμούς φορτίσεως και για τους έξι τύπους υποστέγων καθώς και οι τρεις πιο κρίσιμες ιδιομορφές για έναν τύπο υποστέγου για μία συγκεκριμένη εκκεντρότητα μάζας.

Στο 4^ο Κεφάλαιο με δεδομένα τα αποτελέσματα της στατικής και δυναμικής ανάλυσης των έξι τύπων υποστέγων για τις διαφορετικές εκκεντρότητες μάζας γίνονται οι έλεγχοι επιλεγμένων μελών που απαρτίζουν το φορέα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό.

Στο 5^ο Κεφάλαιο γίνονται αναλυτικοί έλεγχοι των σύμμικτων διαδοκίδων , οι οποίες αποτελούν κοινό στοιχείο για όλους τους τύπους υποστέγων , σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας και μελετάται η διατμητική σύνδεση μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 , Μέρος 1.1 .

Στο 6^ο Κεφάλαιο πραγματοποιούνται οι έλεγχοι της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας σε οριακή κατάσταση αστοχίας και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 .

Στο 7^ο Κεφάλαιο περιγράφονται επιλεγμένες συνδέσεις μελών του φορέα και τα αποτελέσματα των ελέγχων τους.

Στο 8^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της παρούσας Διπλωματικής εργασίας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η εφαρμογή μεταλλικών κατασκευών παρατηρείται ήδη από τα μέσα του 19^{ου} αιώνα, όπου χρησιμοποιείται ο χυτοσίδηρος ως δομικό υλικό σε οικοδομικά έργα. Παράλληλα έχει δημιουργηθεί η ανάγκη στέγασης χώρων όπως σιδηροδρομικοί σταθμοί, εκθεσιακοί χώροι, δημοτικές αγορές, ναυπηγεία, οι φορείς των οποίων διέθεταν μεγάλα ανοίγματα. Η απαίτηση για μεγάλα ανοίγματα ικανοποιήθηκε με την κατασκευή επίπεδων τοξωτών φορέων.

Κατά τις αρχές του 20^{ου} αιώνα αρχίζει να χρησιμοποιείται ο χάλυβας σε πόλεις των ΗΠΑ με μεγάλη συγκέντρωση πληθυσμού, με πρώτο το Σικάγο, για την κατασκευή ουρανοξυστών. Ο χάλυβας είναι ένα κράμα από σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία, το κυριότερο από τα οποία είναι ο άνθρακας (C). Ο συνήθης χάλυβας περιέχει λιγότερο από 2,06% κ.β. άνθρακα, λιγότερο από 1,0% κ.β. μαγγάνιο και πολλά μικρά ποσοστά πυριτίου, φωσφόρου, θείου και οξυγόνου. Ανάλογα με τις απαιτήσεις χρήσεως του χάλυβα, μπορούν να μεταβληθούν ορισμένες ιδιότητες κατά την παραγωγή του διαμέσου της χημικής του σύνθεσης, της μεταβολής της κρυσταλλικής του δομής αλλά και με άλλες μεθόδους όπως η θερμική κατεργασία (π.χ. ανόπτηση εξομάλυνσης, βαφή και επαναφορά κλπ.).

Αρχικά η τεχνική κατασκευής χαλύβδινων κατασκευών περιλάμβανε αρθρωτές συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων και την τοιχοποιία να εξασφαλίζει το φορέα έναντι πλευρικής ευστάθειας. Η τεχνική αυτή χαρακτηριζόταν για την απλότητα των υπολογισμών και την ταχύτητα ανέγερσης. Στη συνέχεια εφαρμόστηκαν πλαισιακοί φορείς με άκαμπτες συνδέσεις, ελαφρύτερη τοιχοποιία και κατακόρυφους συνδέσμους για την παραλαβή των οριζόντιων δράσεων.

Στη Ευρώπη, και για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα μετά το 2^ο Παγκόσμιο Πόλεμο, δεν γινόταν χρήση του χάλυβα σε οικοδομικά έργα λόγω έλλειψης χάλυβα, χαμηλών τιμών σκυροδέματος αλλά και λόγω του υψηλού κόστους πυροπροστασίας. Η κατάσταση αυτή άλλαξε ριζικά στην Ευρώπη από τις αρχές του 1980 με την

υιοθέτηση των αμερικανικών μεθόδων διαχείρισης fast – track, με πρωτοπόρες την Αγγλία και τις σκανδιναβικές χώρες.

Η ανέγερση ουρανοξυστών πραγματοποιείται μέχρι και σήμερα και παρατηρείται ιδιαίτερα στις πολυπληθείς χώρες της ΝΑ Ασίας. Η ευρύτερη εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια παρατηρείται στην Ιαπωνία όπου λόγω των αυξημένων απαιτήσεων αντισεισμικότητας, το 65% των κτιρίων είναι μεταλλικά. Στις ΗΠΑ το αντίστοιχο ποσοστό είναι 50%. Η Ευρώπη υστερεί συγκριτικά με την Ιαπωνία και τις ΗΠΑ στη χρήση του χάλυβα σε ο,τι αφορά τα πολυώροφα κτίρια με κατά μέσο όρο ποσοστό κτιρίων 33%.

Η Ελλάδα δεν παρακολούθησε τις παραπάνω εξελίξεις, αφού επί μεγάλο χρονικό διάστημα κυριάρχησε το οπλισμένο σκυρόδεμα ως δομικό υλικό. Από το τέλος του 19^{ου} αιώνα σημειώνεται μία αξιόλογη δραστηριότητα σε σχέση με τις μεταλλικές κατασκευές κυρίως στη γεφυροποιία. Στην εποχή αυτή κατασκευάσθηκε ένας μεγάλος αριθμός σιδηροδρομικών γεφυρών. Πριν το Β Παγκόσμιο πόλεμο παρατηρούνται αξιόλογες κατασκευές όπως στέγες Δημοτικών αγορών, σιδηροδρομικών σταθμών, βιομηχανικών χώρων, βιομηχανικά κτίρια και άλλες μικρότερης σημασίας κατασκευές. Μετά το τέλος του Β παγκοσμίου πολέμου κυριαρχεί η χρήση του οπλισμένου σκυροδέματος σε κάθε είδους έργα με αποτέλεσμα τον περιορισμό της χρήσης του χάλυβα. Από τα μέσα του 1990 παρατηρείται αναγέννηση στην εφαρμογή μεταλλικών κατασκευών και ραγδαία ανάπτυξή τους. Έτσι λοιπόν, άρχισε η εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια γραφείων και ξενοδοχείων, πέρα από τις συνηθισμένες χρήσεις του σε βιομηχανικά, αγροτικά, εμπορικά και αθλητικά έργα. Σημαντικό ρόλο έπαιξε η καλή συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων κατά το μεγάλο σεισμό της Αθήνας το 1999. Επιπλέον, καταλυτικός παράγοντας στην ανάπτυξη των μεταλλικών κτιρίων στη χώρα μας αποτέλεσε η προετοιμασία των Ολυμπιακών Αγώνων της Αθήνας το 2004 καθώς η χρήση του χάλυβα στα έργα ήταν ευρεία.

1.2 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Τα σημερινά μεταλλικά (χαλύβδινα) κτίρια διακρίνονται για την αρχιτεκτονική τους πολυμορφία, τα μεγάλα ανοίγματα, το φυσικό φωτισμό, τη σύνθεση των χρωμάτων, την πολυμορφικότητα των προσόψεων, τα υαλοστάσια και γενικότερα την εντύπωση που δίνουν ως σύγχρονες καλαίσθητες κατασκευές. Επιπλέον η τεχνική των μεταλλικών κατασκευών παρέχει μια μεγάλη ποικιλία εφαρμογών, κάτι το οποίο

εκφράζεται από την έκταση των κανονισμών που αφορούν τη μελέτη και την εκτέλεση των συναφών έργων.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών συνοψίζονται παρακάτω:

- Ταχύτητα και ακρίβεια κατασκευής: λόγω του μεγάλου βαθμού προκατασκευασμένων μελών πολλές εργασίες μπορούν να πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ανεξάρτητα από τις καιρικές συνθήκες
- Μεγάλα ανοίγματα που επιτρέπουν έξυπνη διαρρύθμιση των εσωτερικών χώρων
- Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων που αυξάνουν τον ωφέλιμο χώρο
- Ευελιξία στη διαμόρφωση προσόψεων
- Ευελιξία χρήσης, μετατροπών, προσθηκών και προσαρμογής στις ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις
- Αντισεισμικότητα, κάτι το οποίο καθιστά τις μεταλλικές κατασκευές αξιόπιστες κατασκευαστικές λύσεις.
- Δυνατότητα ενίσχυσης και επισκευής
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης
- Δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα

Τέλος να αναφέρουμε ότι τα μεταλλικά κτίρια παρουσιάζουν και αρκετά μειονεκτήματα τα οποία όμως σε καμία περίπτωση σε αντισταθμίζουν τα τόσο σημαντικά οφέλη και τα οποία παρατίθενται ως εξής:

- Οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων
- Η ευαισθησία στη διάβρωση και στην πυρκαγιά
- Η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού
- Το μεγάλο κόστος μελέτης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 :ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ

2.1 ΣΚΟΠΟΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο την ανάλυση μεταλλικών υποστέγων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν ως βιομηχανικά, για την παραγωγή και αποθήκευση προϊόντων. Στην επιλογή μεταλλικής κατασκευής μας οδήγησε η απαίτηση για μεγάλα ανοίγματα απουσίας υποστυλωμάτων, και κυρίως η ταχύτητα της κατασκευής. Τα υπό μελέτη υπόστεγα είναι έχουν χαλύβδινο σκελετό, διαθέτουν ενδιάμεσο μεσοπάτωμα ,το οποίο θα χρησιμοποιηθεί ως χώρος γραφείων, καθώς και γερανογέφυρα για τη μεταφορά και ανύψωση φορτίων κατά τη λειτουργία τους. Η διαφοροποίηση των υποστέγων αυτών είναι ως προς το είδος των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας (διαγώνιοι, τύπου Λ και έκκεντροι) αλλά και ως προς τη θέση διάταξής τους κατά μήκος τους με σκοπό τη συγκριτική αξιολόγηση αυτών των εναλλακτικών επιλογών.

2.2 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ

Στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία μελετώνται 6 πανομοιότυπα υπόστεγα στα οποία διαφέρει το είδος και η θέση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Τα χαρακτηριστικά τους είναι τα εξής:

- Η επιφάνεια του ισογείου είναι 2400 m^2 ($60,0\text{m} \times 40,0\text{m}$) ενώ του ενδιάμεσου πατώματος 600 m^2 ($30,0\text{m} \times 20,0\text{m}$) με συνολική επιφάνεια ορόφων 3000 m^2 .
- Τα κτίρια αποτελούνται από πλαίσια τοποθετημένα παράλληλα στην διεύθυνση x (κύρια) ,των οποίων οι αποστάσεις μεταξύ τους είναι $6,0\text{m}$. Τα πλαίσια αποτελούνται από 2 συνεχή φατνώματα των οποίων τα ζυγώματα είναι δίρριχτα με κλίση $5,71^\circ$ και για τα οποία επιλέχθηκε διατομή IPE 300 ενώ ο κορφιάς βρίσκεται σε ύψος $9,0\text{m}$ από τη στάθμη εδάφους .

Οι κύριοι φορείς , δηλαδή τα πλαίσια ,παραλαμβάνουν το μεγαλύτερο ποσοστό των δρώντων φορτίων στην κατασκευή (άνεμος , χιόνι, γερανογέφυρα, σεισμικά φορτία, ίδιο βάρος επικάλυψης, τειγίδων, μηκίδων και του εαυτού τους) . Όλα τα παραπάνω τα μεταβιβάζουν στα θεμέλιά τους και από εκεί στο έδαφος

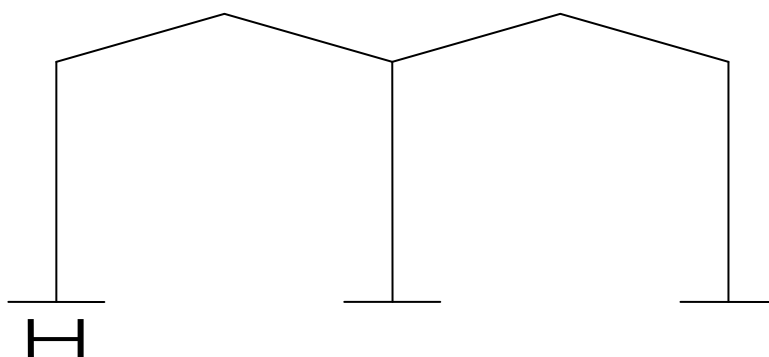
Τα μέλη των κύριων φορέων είναι τα εξής:

- Ζύγωμα το οποίο καταπονείται κυρίως σε κάμψη και γι' αυτό επιλέγονται συνήθως υψίκορμες διατομές όπως IPE
- Υποστυλώματα τα οποία καταπονούνται επίσης σε κάμψη και γι'αυτά επιλέγονται διατομές πλατύπελμες όπως HEA ή HEB

Επίσης τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι είτε :

- Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής
- Δικτυωτά

Για την κατασκευή επιλέχθηκαν τα μέλη των κύριων φορέων να είναι ολόσωμα. Αυτή η επιλογή είναι η συνηθέστερη σε βιομηχανικά κτίρια και οικονομικότερη σε σχέση με τη μικτή διάταξη ολόσωμο υποστύλωμα-δικτυωτό ζύγωμα για ανοίγματα πλαισίων μικρότερα από 25,0 m όπως αυτό της συγκεκριμένης κατασκευής. Το ζύγωμα είναι δίρριχτο με κλίση $5,71^\circ$. Το πλαίσιο είναι αμφίπακτο και άρα παρά το μειονέκτημα της συνθετότερης λεπτομέρειας εδράσεως επί του θεμελίου παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα όσο και υπό τα οριζόντια φορτία. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των κύριων φορέων οι διατομές των μελών τοποθετούνται έτσι ώστε κατά τη δράση μεγάλων φορτίων δηλαδή κατά τη διεύθυνση x να ενεργοποιούνται οι ισχυροί άξονες όπως φαίνεται στο σχήμα 2.1



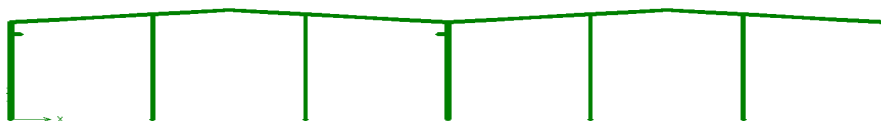
..

Σχήμα 2.1 : Όψη κύριου φορέα –προσανατολισμός διατομών

Τα είδη των πλαισίων της κατασκευής είναι τα εξής:

Στο επίπεδο 1 κατά $x'x$:

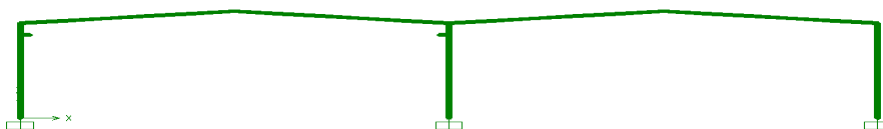
Το πλαίσιο αποτελείται από 7 υποστυλώματα ολόσωμης ενιαίας διατομής διπλού ταυ σε όλο το ύψος, εκ των οποίων τα 4 ενδιάμεσα είναι μετωπικά και έχουν ύψος 8,65 m. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και καταπονούνται κυρίως από φορτία ανέμου και επομένως είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη και χρησιμοποιείται για αυτά διατομή είναι τα I με πέλματα παράλληλα προς την όψη. Στη συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκε διατομή IPE330 και είναι πακτωμένα τόσο στη βάση τους όσο και άνω στους κύριους φορείς. Τα υπόλοιπα υποστυλώματα, ύψους 8m, είναι τα κύρια υποστυλώματα του πλαισίου και παραλαμβάνουν τόσο καμπτικά φορτία όσο και αξονικά και γι'αυτά επιλέχθηκε διατομή HEB 280. Το ζύγωμα αποτελείται από 2 δικλινή ζυγώματα τα οποία έχουν κλίση $5,71^\circ$, με χαμηλότερο ύψος τα 8,0 m και ύψος κορυφιά 9,0 m, και πάνω σε αυτά στηρίζονται τεγίδες και συστήματα δυσκαμψίας. Για το ζύγωμα επιλέχθηκε διατομή ολόσωμη ενιαία διατομή διπλού ταυ σε όλο το ύψος IPE 300. Στο σχήμα 2.2 παρουσιάζεται το πλαίσιο 1 κατά το επίπεδο x :



Σχήμα 2.2 : πλαίσιο κατά το επίπεδο 1 κατά $x'x$

Στα επίπεδα 2-5 κατά $x'x$:

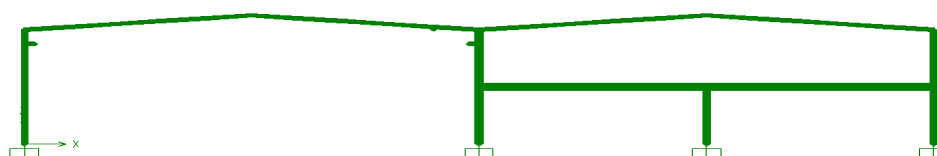
Το πλαίσιο αποτελείται από 3 υποστυλώματα ύψους 8m, ολόσωμης ενιαίας διατομής διπλού ταυ σε όλο το ύψος, τα οποία παραλαμβάνουν τόσο καμπτική ροπή όσο και αξονική δύναμη. Γι' αυτά επιλέχθηκε διατομή HEB 280. Για το ζύγωμα ισχύουν όσα προαναφέρθηκαν για το πλαίσιο του επιπέδου 1. Στο σχήμα 2.3 παρουσιάζονται τα πλαίσια 2-5 κατά το επίπεδο $x'x$:



Σχήμα 2.3 : Πλαίσια κατά τα επίπεδα 2-5 κατά $x'x$

Στα επίπεδα 6-10 κατά $x'x$:

Το πλαίσιο το οποίο εικονίζεται στο σχήμα 2.4 αποτελείται από 4 υποστυλώματα εκ των οποίων τα τρία έχουν ύψος 8,0 m και ένα έχει ύψος 4,0 m. Τα υποστυλώματα του δεύτερου φατνώματος έχουν διατομή HEB340 ενώ το υποστυλώμα που ανήκει μόνο στο πρώτο πλαίσιο έχει διατομή HEB280. Για το ζύγωμα ισχύουν όσα προαναφέρθηκαν στο πλαίσιο του επιπέδου 1 κατά $x'x$. Στο κύριο πλαίσιο ανήκουν οι κύριες δοκοί οι οποίες στηρίζουν το σύμμικτο μεσοπάτωμα. Οι δοκοί αυτές συνδέονται με τα δύο υποστυλώματα ύψους 8 m και με ένα επιπλέον υποστυλώμα ύψους 4 m, το οποίο τοποθετείται στο μέσο του ανοίγματος του 2^{ου} φατνώματος, σε ύψος 4 m από τη στάθμη εδάφους.



Σχήμα 2.4 : Πλαίσια κατά τα επίπεδα 6-10 κατά x :

- Κατά τη δευτερεύουσα διεύθυνση (y) τα πλαίσια συνδέονται μεταξύ τους με την κεφαλοδοκό διατομής HEB 160 η οποία συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων και είναι αμφιαρθρωτή. Παράλληλα κατά τη διεύθυνση αυτή διαμορφώνονται κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Τα συστήματα εγκάρσιας δυσκαμψίας παραλαμβάνουν από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας τα οριζόντια φορτία παράλληλα με τη διαμήκη διεύθυνση και κάθετα στο επίπεδο των κύριων πλαισίων του κτιρίου και τα μεταφέρουν στη θεμελίωση. Επιπλέον αποτελούν ένα

δύσκαμπτο σύστημα στο οποίο απολήγουν οι μηκίδες οι οποίες παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα. Κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της κατασκευής οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παρέχουν προσωρινή ευστάθεια σε αυτήν. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που χρησιμοποιούνται σε κάθε ένα από τα υπό μελέτη υπόστεγα διακρίνονται σε τρία είδη :

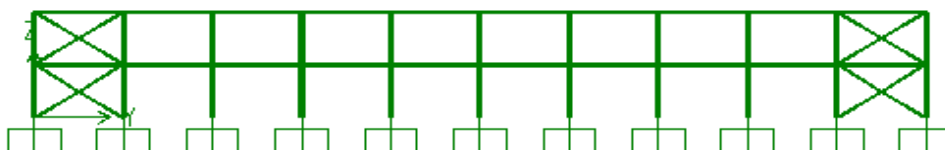
- 1) Διαγώνιοι σύνδεσμοι
- 2) Τύπου Λ σύνδεσμοι
- 3) Έκκεντροι σύνδεσμοι

Παράλληλα εφαρμόζονται οι εξής εναλλακτικές διατάξεις συνδέσμων δυσκαμψίας :

- i. Τοποθέτηση τους στα στο πρώτο και στο τελευταίο φάτνωμα κατά $y'y$
- ii. Τοποθέτηση τους στο τέταρτο και στο έβδομο φάτνωμα κατά $y'y$

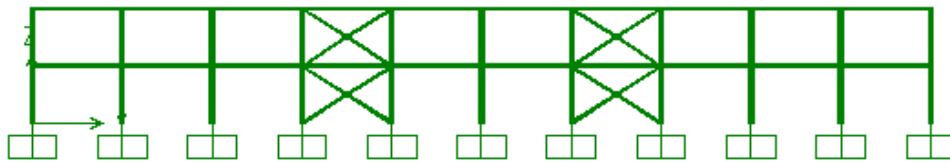
Οι διατομές που επιλέχθηκαν για τις διαγώνιους των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι HEB 160 για τους διαγώνιους και τους έκκεντρος συνδέσμους και HEB 180 για τους τύπου Λ συνδέσμους, ανεξαρτήτως της θέσης διάταξής τους κατά μήκος του κτιρίου (ακραία ή ενδιάμεσα φαντώματα). Τα υπόστεγα που μελετήθηκαν είναι πανομοιότυπα και διαφέρουν μόνο ως προς το είδος και τη θέση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Στη διεύθυνση y υπάρχουν 3 επίπεδα συνδέσμων δυσκαμψίας για κάθε κτίριο τα οποία είναι απολύτως ίδια και για λόγους απλοποίησης παρουσιάζεται ένα από αυτά. Τα κτίρια αυτά αναφέρονται παρακάτω , ενώ παράλληλα στα σχήματα 2.5-2.10 παρατίθεται ενδεικτικά για καθένα από αυτά η όψη ενός εκ των τριών όμοιων επιπέδων κατά τη δευτερεύουσα διεύθυνση y , στα οποία τοποθετούνται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και άρα είναι οι όψεις αυτών είναι οι μόνες που διαφέρουν από κτίριο σε κτίριο:

- I. Υπόστεγο με διαγώνιους συνδέσμους σε ακραίες θέσεις



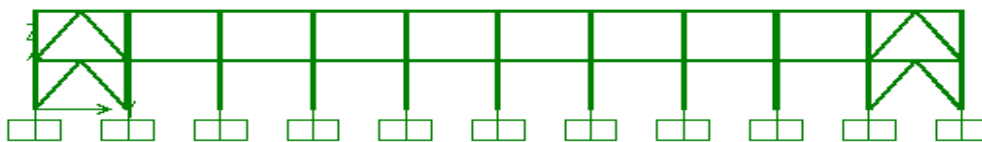
Σχήμα 2.5 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με διαγώνιους συνδέσμους σε ακραίες θέσεις

II. Υπόστεγο με διαγώνιους συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις



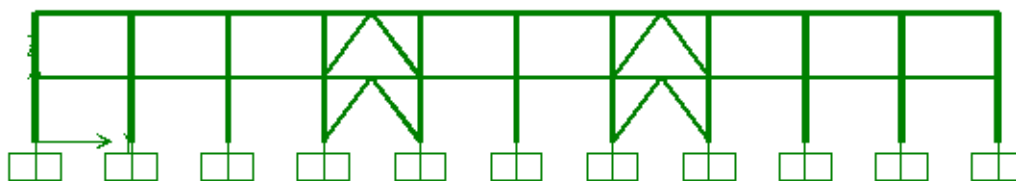
Σχήμα 2.6 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με διαγώνιους συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις

III. Υπόστεγο με τύπου Λ συνδέσμους σε ακραίες θέσεις



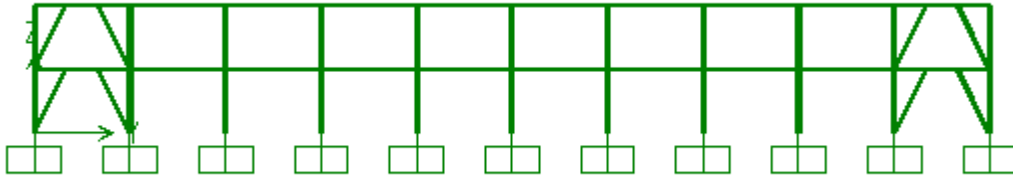
Σχήμα 2.7 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με τύπου Λ συνδέσμους σε ακραίες θέσεις

IV. Υπόστεγο με τύπου Λ συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις



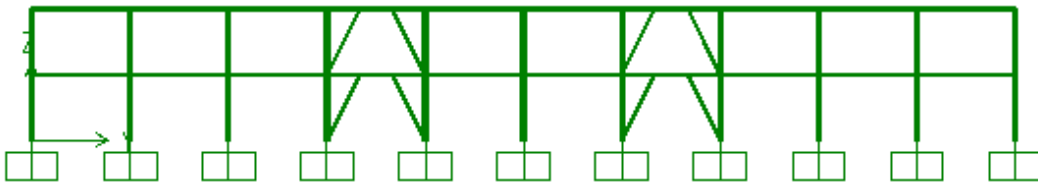
Σχήμα 2.8 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με τύπου Λ συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις

V. Υπόστεγο με έκκεντρους συνδέσμους σε ακραίες θέσεις



Σχήμα 2.9 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με έκκεντρους συνδέσμους σε ακραίες θέσεις

VI. Υπόστεγο με έκκεντρους συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις

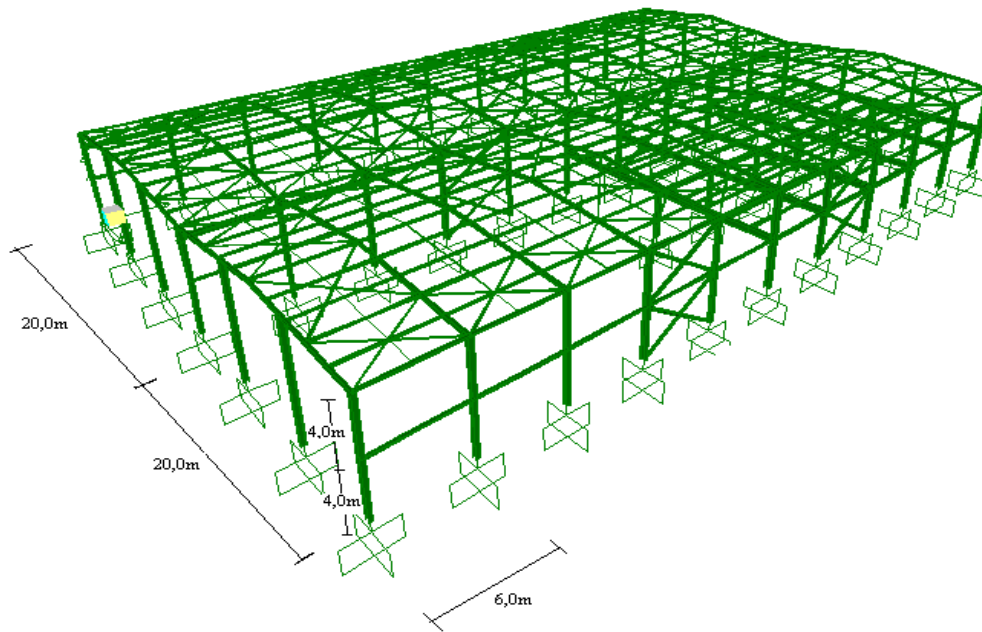


Σχήμα 2.10 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με έκκεντρους συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις

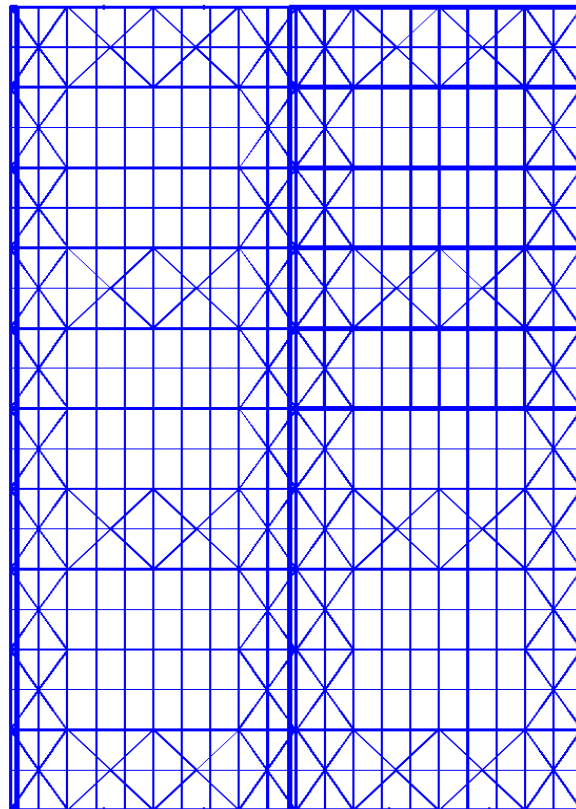
- Παράλληλα τοποθετούνται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής $L80 \times 8$ οι οποίοι διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων ως εξής:
 - Κατά τη διεύθυνση x: μεταξύ $1^{ου}$ - $2^{ου}$ και $10^{ου}$ - $11^{ου}$ πλαισίου, ενώ για τα κτίρια με ενδιάμεσους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας διατάσσονται επιπρόσθετα οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στις αντίστοιχες θέσεις.
 - Κατά τη διεύθυνση y: Δευτερεύοντες βοηθητικοί οριζόντιοι σύνδεσμοι τοποθετούνται μεταξύ των διαδοχικών οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας σε όλο το μήκος το κτιρίου και κοντά στους άξονες των υποστυλωμάτων ,μεταξύ της $1^{ης}$ και $3^{ης}$ τεγίδας .
- Επιπλέον χρησιμοποιούνται τεγίδες οι οποίες μεταφέρουν τα φορτία της επιστέγασης στους κύριους φορείς, στους οποίους στηρίζονται.Οι τεγίδες διατάσσονται κάθετα στους κύριους φορείς , έχουν μήκος 6 m ,όσο η απόσταση των κύριων φορέων,και είναι αμφιαρθρωτές.Οι τεγίδες, οι οποίες απέχουν μεταξύ τους 2 m, συνδέονται στο μέσο τους με ελκυστήρες (ντίζες) οι οποίοι αποτελούν για τις πρώτες πρόσθετες ενδιάμεσες στηρίξεις έναντι πλευρικής μετάθεσης.Η χρησιμοποιούμενη διατομή για τους ελκυστήρες είναι η συμπαγής κυκλική με διάμετρο $d=16\text{mm}$.

- Το μεσοπάτωμα, που χρησιμοποιείται ως χώρος γραφείων, βρίσκεται σε ύψος 4 m από τη στάθμη εδάφους και καταλαμβάνει το εμβαδόν των 600 m² (30,0m × 20,0m) το οποίο οριοθετείται από τα πλαίσια των επιπέδων 6 και 11 κατά τη διεύθυνση x και τα επίπεδα 2 και 3 κατά τη διεύθυνση y. Το πάτωμα αποτελείται από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 0,20 m η οποία συνδέεται κατά y με σιδηροδοκούς ανοίγματος 6,0 m και διατομής IPE 300 με σύμμικτη λειτουργία. Οι δοκοί αυτές στηρίζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες δοκούς του πλαισίου κατά x'x εκ των οποίων οι δεύτερες αποτελούν μέρος του πλαισίου και έχουν διατομή HEB 500. Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα του πλαισίου διατομής HEB 340. Η θέση του ενδιάμεσου πατώματος στο κτίριο εικονίζεται στο σχήμα 2.13.
- Σε όλα τα κτίρια χρησιμοποιούνται θερμομονωτικά πάνελς πολυουραιθάνης με πάχος 5 cm τόσο για την επιστέγαση όσο και για την πλαγιοκάλυψη. Στην πρώτη περίπτωση τα φύλλα αυτά αγκυρώνονται στις τεγίδες ενώ στη δεύτερη στις μηκίδες των κτιρίων. Οι μηκίδες τοποθετούνται ανά αποστάσεις σε όλες τις όψεις του κτιρίου και γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών)
- Σε κάθε ένα από τα υπό μελέτη κτίρια λειτουργεί γερανογέφυρα η οποία έχει ανυψωτική ικανότητα 100 kN, άνοιγμα 18 m, ίδιο βάρος γερανογέφυρας 44 kN και ίδιο βάρος φορείου 11 kN. Επιπλέον κατατάσσεται στην κατηγορία ανύψωσης HC2 και στην κατηγορία κόπωσης S6. Η ταχύτητα ανύψωσης του αναρτημένου φορτίου είναι 8 m/min. Η απόσταση της ακραίας θέσης του αγκίστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού κύλισης είναι 900 mm. Η γερανογέφυρα κινείται σε κάθε άκρο της επί δύο δοκών απεχόντων μεταξύ τους 2,5 m. Οι κινητήριιοι τροχοί έχουν ανεξάρτητη κίνηση ο ένας από τον άλλο, οι δε άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επ'αυτών (σύστημα IFF). Οι τροχοί κυλίνουν επί τροχιάς από συμπαγή ορθογωνική διατομή 50 × 30 mm. Η δοκός κύλισης της γερανογέφυρας διατομής HEA 340, μήκους 6,0 m, είναι αμφιαρθρωτή και στηρίζεται στα άκρα της σε κοντούς προβόλους μήκους 0,45 m και διατομής HEB280. Οι κοντοί πρόβολοι, οι οποίοι συνδέονται με τα υποστυλώματα σε ύψος 7 m από τη στάθμη εδάφους, μεταβιβάζουν τα φορτία της γερανογέφυρας και της δοκού κύλισης στα υποστυλώματα και από εκεί στη θεμελίωση.

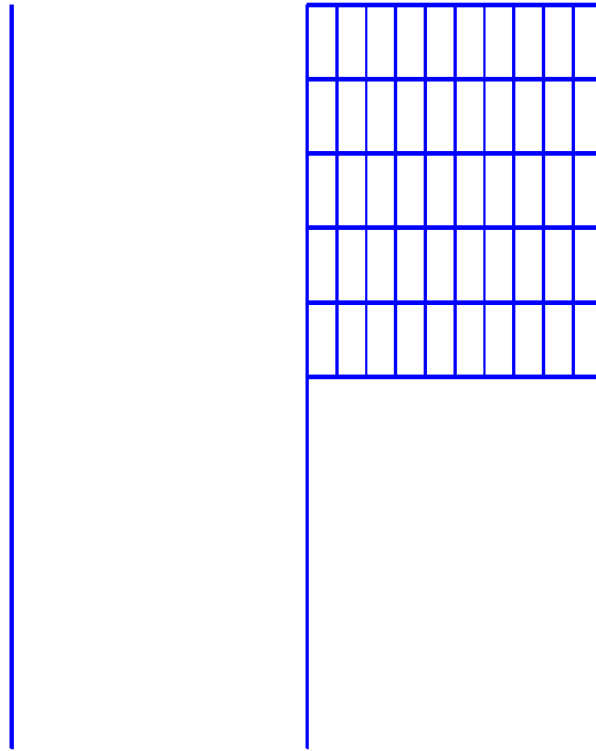
Στα ακόλουθα σχήματα 2.11-2.13 παρατίθενται η προοπτική απεικόνιση του κτιρίου, η κάτοψη στέγης και η κάτοψη σε ύψος 4 m αντίστοιχα.



Σχήμα 2.11 : Προοπτική απεικόνιση του κτιρίου



Σχήμα 2.12 : Κάτοψη στέγης



Σχήμα 2.13 : Κάτοψη σε ύψος 4 m- ενδιάμεσο μεσοπάτωμα

2.3 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Για το φέροντα οργανισμό του κτιρίου επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας S355. Οι πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ποιότητας C20/25 και ο συνελκόμενος οπλισμός επιλέχθηκε να είναι ποιότητας S500. Οι κοχλίες που χρησιμοποιήθηκαν κατά τις συνδέσεις των μελών είναι ποιότητας 10.9 κατά τη σύνδεση δοκού-υποστυλώματος και κατά τη σύνδεση κορυφαίου κόμβου πλαισίου, 8.8 κατά τη σύνδεση διαγωνίου με δοκό σύζευξης στον κατακόρυφο έκκεντρο σύνδεσμο δυσκαμψίας και 4.6 η ποιότητα αγκυρίων κατά την έδραση υποστυλώματος. Η ονομαστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής των διατμητικών συνδέσμων που χρησιμοποιήθηκαν στη σύμμικτη δοκό είναι 500 MPa.

2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.4.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Ανάλογα με τη χρήση ,τη μορφή και τη θέση του έργου,προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες θα πραγματοποιηθεί η ανάλυση του φορέα και απ' όπου θα προκύψουν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του. Η ποσοτική διάσταση των δράσεων αυτών δίνεται από τον όρο «χαρακτηριστικές τιμές» των δράσεων ,βασίζεται σε συστηματικές μετρήσεις ή μακροχρόνιες μετεωρολογικές παρατηρήσεις και η πιθανότητα υπέρβασης της είναι μικρή. Οι τιμές αυτές δίνονται είτε μέσω Παραρτημάτων είτε μέσω Εθνικών Προσαρτημάτων που συνοδεύουν τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες.

Τα φορτία που επιβλήθηκαν στα υπό μελέτη κτίρια της παρούσας διπλωματικής εργασίας και για τα οποία χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές που επιβάλλονται από τους κανονισμούς που προαναφέρθηκαν είναι τα εξής:

- Μόνιμα
 - Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων
 - Ίδια βάρη επικάλυψης
- Κινητά φορτία
- Φορτίο χιονιού
- Φορτίο ανέμου
- Φορτία γερανογέφυρας
- Ατέλειες
- Φορτία λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής
- Σεισμός

2.4.2 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

Μόνιμα φορτία ή αλλιώς ίδια βάρη ονομάζονται όλα τα κατακόρυφα φορτία τα οποία δρουν σε όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής και για τα οποία η μεταβολή του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα για τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς. Σε αυτά περιλαμβάνονται ίδια βάρη τόσο από τα φέροντα

στοιχεία αλλά και από τους τοίχους πληρώσεως ,ψευδοροφές, επικαλύψεις ,επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα , κλιματιστικά συστήματα κ.α .Στην περίπτωση της κατασκευής αυτής έγινε αρχική εκτίμηση του βάρους των φερόντων στοιχείων της κατασκευής. Η εκτίμηση αυτή αποκλίνει ελάχιστα από την εκτίμηση του βάρους σύμφωνα με την τελική διαστασιολόγηση του κτιρίου όπως προκύπτει από την τελική ανάλυση. Έτσι προκύπτουν τα εξής:

1) Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων

Υπολογίζονται από το πρόγραμμα

2) Ίδιο βάρος επικάλυψης στέγης

Χρησιμοποιούνται πάνελς πολυουρεθάνης με ίδιο βάρος : $g_{\iota,\beta} = 0.2 \text{ KN/m}^2$

Πλάτος επιρροής:

-μεσαίας τεγίδας $b=2 \text{ m}$

-ακραίας τεγίδας $b=1 \text{ m}$

Κατανεμημένα φορτία:

- μεσαίων τεγίδων $g = 0,2 \text{ KN/m}^2 \times 2 \text{ m} = 0,4 \text{ KN/m}$

-ακραίων τεγίδων $g = 0,2 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0,2 \text{ KN/m}$

3) Ίδιο βάρος πλάκας παταριού

Χρησιμοποιείται πλάκα πάχους $d=0,20 \text{ m}$ από οπλισμένο σκυρόδεμα με ίδιο βάρος $g_{\iota,\beta} = 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

Πλάτος επιρροής:

-μεσαίων διαδοκίδων $b=2,0 \text{ m}$

-ακραίων διαδοκίδων $b=1,0 \text{ m}$

Κατανεμημένα φορτία:

$$\begin{aligned} \text{-μεσαίων διαδοκίδων} & : g_{\iota,\beta} = 25,0 \frac{kN}{m^3} \times 0,20 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} = 10 \frac{kN}{m} \\ \text{-ακραίων διαδοκίδων} & : g_{\iota,\beta} = 25,0 \frac{kN}{m^3} \times 0,20 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} = 5 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

4) Ίδιο βάρος επικάλυψης πλάκας παταριού

$$g_{\varepsilon\pi} = 1,5 \frac{kN}{m^2}$$

Κατανεμημένο φορτία:

$$\begin{aligned} \text{-μεσαίων διαδοκίδων} & : g_{\varepsilon\pi} = 1,5 \frac{kN}{m^2} \times 2,0 \text{ m} = 3,0 \frac{kN}{m} \\ \text{-ακραίων διαδοκίδων} & : g_{\varepsilon\pi} = 1,5 \frac{kN}{m^2} \times 1,0 \text{ m} = 1,5 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

2.4.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ**Επιβαλλόμενες(μεταβλητές) δράσεις**

Τα φορτία αποτελούν τις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις και είναι σχετικά με τα είδη χρήσης του κτιρίου. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών ,δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους και γι'αυτό προσδιορίζονται στατιστικά , οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς. Τα φορτία αυτά αν και επιβάλλονται σημειακά και η τιμή του φορτίου είναι δυνατόν να διαφέρει κατά πολύ από σημείο σε σημείο, γίνεται παραδοχή ότι εφαρμόζεται ισοδύναμο ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο σε όλη την έκταση της πλάκας. Επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης προτείνονται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1991-1-1.Εκτός από την περίπτωση συντονισμού (λόγω συγχρονισμένης ρυθμικής κίνησης ανθρώπων) ή εισαγωγής σημαντικής επιτάχυνσης στο φορέα, καταστάσεις οι οποίες επιβάλλουν δυναμική αντιμετώπιση στο προσομοίωμα της φόρτισης, οι επιβαλλόμενες δράσεις θεωρούνται οιονεί στατικές δράσεις. Στην παρούσα μελέτη ισχύουν τα εξής:

Στο ενδιάμεσο μεσοπάτωμα:

Θα χρησιμοποιηθεί ως χώρος γραφείων και επομένως τα κατακόρυφα φορτία προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων ,επίπλων και κινητού εξοπλισμού.

Επιλέχθηκε ως αντιπροσωπευτική η επιβολή ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου μεγέθους $5 \text{ KN}/\text{m}^2$ σε όλη την έκταση της πλάκας.

Στη στέγη:

Σε στέγες ,τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου. Έτσι δεν επεβλήθη στο προσομοίωμα κινητό φορτίο στέγης.

2.4.4 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται στατικά και ανήκουν στην κατηγορία των μεταβλητών καθορισμένων δράσεων (όπως αυτές ορίζονται στο EN 1990). Σε ακραίες τιμές χιονόπτωσης, οι οποίες δεν είναι δυνατόν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατιστικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου του χιονιού, οι ακραίες τιμές αυτές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν τη μορφή του φορτίου του χιονιού είναι οι εξής:

- η μορφή της στέγης
- θερμικά χαρακτηριστικά στέγης
- τραχύτητα επιφάνειας στέγης
- ποσό θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη
- απόσταση γειτονικών κτιρίων
- μορφή περιβάλλοντος χώρου
- τοπικές κλιματολογικές συνθήκες

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

α) Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_t \times C_e \times C_t \times s_k$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_t \times C_e \times C_t \times s_{Ad}$$

Όπου:

μ_t :είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_{κ} :είναι η χαρακτηριστική μορφή φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e :είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται

ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι :

-Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e=0,8$

-Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δένδρα) $C_e=1,2$

C_t : είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

$s_{Ad} = C_{esl} \times s_{\kappa}$:είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου του χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού : $C_{esl}=2,0$)

Το φορτίο s θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης. Η χαρακτηριστική τιμή s_{κ} του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε KN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_{\kappa} = s_{\kappa,0} \times \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right)$$

Όπου:

$s_{\kappa,0}$:είναι η χαρακτηριστική μορφή φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A=0$) σε KN/m^2

A :είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.

Για την Ελλάδα σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα , ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{κ,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

Ζώνη I : ($s_{κ,0} = 0.4 \text{ KN/m}^2$) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας ,Λακωνίας,Μεσσηνίας,
και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και
της Εύβοιας

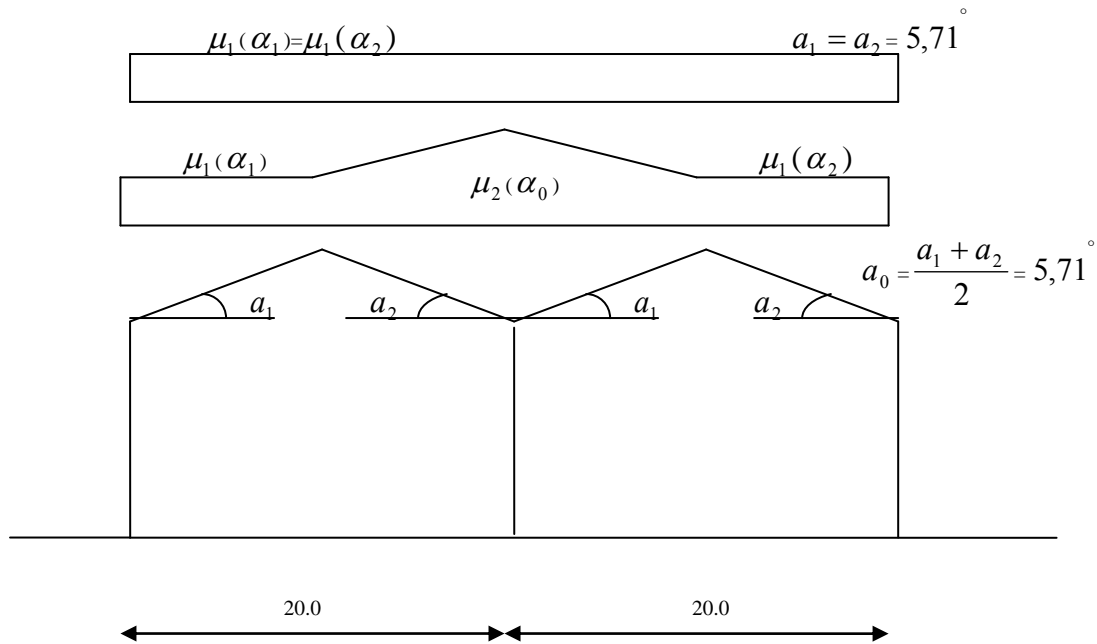
Ζώνη II : ($s_{κ,0} = 0.8 \text{ KN/m}^2$) : Νομοί Μαγνησίας , Φθιώτιδας ,Καρδίτσας,
Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια

Ζώνη III : ($s_{κ,0} = 1.7 \text{ KN/m}^2$) : Υπόλοιπη χώρα

Η κατασκευή μας θα τοποθετηθεί σε υψόμετρο 50 m πάνω από τη στάθμη της θάλασσας και σε Ζώνη I ($s_{κ,0} = 0.4 \text{ KN/m}^2$) .Έτσι προκύπτει:

$$s_{κ} = s_{κ,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0.4 \times \left(1 + \left(\frac{50}{917} \right)^2 \right) = 0.40 \text{ KN/m}^2$$

Η στέγαση του βιομηχανικού κτιρίου πραγματοποιείται με δύο συνεχείς επαναλαμβανόμενες αμφικλινείς στέγες με κλίση $5,71^\circ$. Έτσι λαμβάνεται υπόψιν η πλέον δυσμενής περίπτωση μεταξύ αυτών που δίνονται στο σχήμα 2.14 η οποία αντιστοιχεί σε περίπτωση συγκέντρωσης χιονιού με συντελεστές μορφής σύμφωνα με τον πίνακα 2.1 που ακολουθεί



Σχήμα 2.14 : Συντελεστές μορφής χιονιού σε επαναλαμβανόμενες στέγες

| Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού | | | |
|------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------|------------------------|
| Κλίση στέγης α | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \times (60-\alpha)/30$ | 0,0 |
| μ_2 | $0,8+0,8 \times \alpha/30$ | 1,6 | - |

Πίνακας 2.1 : Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού (μ_i) για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης

Για $\alpha_1 = \alpha_2 = \arctan\left(\frac{1}{10}\right)$ προκύπτουν τα εξής:

$$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = 5,71^\circ \leq 30^\circ \Rightarrow \mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0,8$$

$$\alpha_0 = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = 5,71^\circ$$

$$\text{Επειδή } 0 \leq \alpha_0 = 5,71^\circ \leq 30^\circ \Rightarrow \mu_2(\alpha_0) = 0,952$$

$C_e = 1$ (Θεωρούμε κανονικές συνθήκες έκθεσης της κατασκευής σε ανέμους)

$C_t = 1$ (Θεωρούμε κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης)

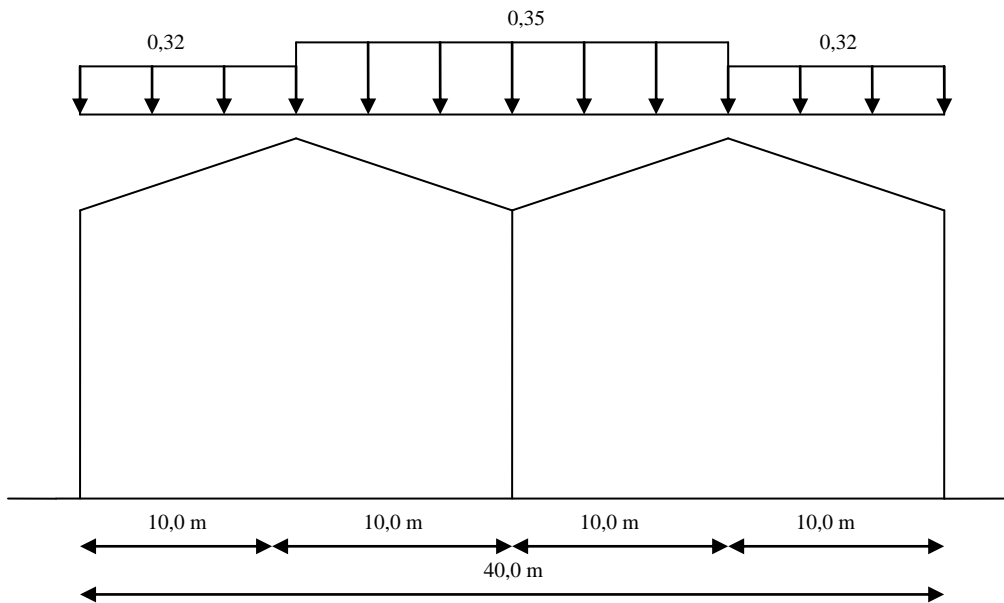
Έτσι προκύπτουν τα εξής φορτία χιονιού στις στέγες θεωρώντας καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$s_{1,\alpha_1} = \mu_1(\alpha_1) \times C_e \times C_t \times S_\kappa = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,40 = 0,32 \text{ KN/m}^2$$

$$s_{1,\alpha_2} = \mu_1(\alpha_2) \times C_e \times C_t \times S_\kappa = 0,8 \times 1,0 \times 1,0 \times 0,40 = 0,32 \text{ KN/m}^2$$

$$s_{2,a0} = \mu_2(\alpha_0) \times C_e \times C_t \times S_{\kappa} = 0.952 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.40 = 0.38 \text{ KN/m}^2$$

Στο μεσαίο τμήμα κάνουμε παραδοχή ότι το τραπεζοειδές ισοδυναμεί με ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο χιονιού ίσου εμβαδού. Έτσι το προσομοίωμα φορτίζεται όπως φαίνεται στο σχήμα 2.15.



Σχήμα 2.15 : Προσομοίωμα φόρτισης χιονιού

Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Ισοδύναμο καταναμημένο φορτίο χιονιού στο μέσο:

$$2 \times \frac{1}{2} \times (0,32 + 0,38) \frac{kN}{m^2} \times 10,0 \text{ m} = X \times 20,0 \Leftrightarrow X = 0,35 \frac{kN}{m^2}$$

Υπολογισμός ανηγμένου φορτίου στις τεγίδες :

$$\text{Για } s = 0,32 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{μεσαίες τεγίδες: } s = 0,32 \frac{kN}{m^2} \times 2,0 \text{ m} = 0,64 \frac{kN}{m}$$

$$\text{ακραίες τεγίδες: } s = 0,32 \frac{kN}{m^2} \times 1,0 \text{ m} = 0,32 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Για } s=0,35 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{μεσαίες τεγίδες: } s=0,35 \frac{kN}{m^2} \times 2,0 \quad m=0,70 \frac{kN}{m}$$

$$\text{ακραίες τεγίδες: } s=0,35 \frac{kN}{m^2} \times 1,0 \quad m=0,35 \frac{kN}{m}$$

2.4.5 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ

Η ανεμοπίεση είναι η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Επίσης όταν μια επιφάνεια σαρώνεται από άνεμο παράλληλο προς την επιφάνεια, οι δυνάμεις που επίσης ασκούνται σ' αυτήν είναι δυνάμεις τριβής οι οποίες ενδέχεται να είναι σημαντικές.

Οι δράσεις λόγω ανέμου είναι σημαντικές για τις κατασκευές από χάλυβα και αποτελούν γι' αυτές βασική φόρτιση ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Τα φορτία του ανέμου θεωρούνται στατικά γιατί αν και οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και άρα προκαλούν αντιδράσεις, τα κτίρια που κατασκευάζονται ευρέως αλλά και το κτίριο στην παρούσα μελέτη είναι δύσκαμπτα. Σε αντίθετη περίπτωση θα πρέπει να λαμβάνονται σοβαρά υπόψιν δυναμικές επιρροές.

Οι παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται το μέγεθος της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

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

Για τη συγκεκριμένη μελέτη εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου, μία κατά τη θετική φορά του άξονα χ και μία κατά τη θετική φορά του άξονα γ. Για όλα τα κτίρια εφαρμόστηκαν οι ίδιες παράμετροι για τον υπολογισμό της ανεμοπίεσης όπως

αναλύονται παρακάτω. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 , Μέρος 1-4, η πίεση η οποία δρά κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τη σχέση :

$$w_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

Όπου:

z_e : είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

C_{pe} : είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης, ο οποίος ανάλογα με την προσβαλλόμενη επιφάνεια ονομάζεται :

-καθολικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης : $C_{pe,10}$

-τοπικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης : $C_{pe,1}$

$q_p(z_e)$: είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z και η οποία προκύπτει από τη σχέση:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \times I_v(z_e)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z_e) = C_e(z_e) \times q_b$$

Όπου:

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

$I_v(z_e)$: είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z_e

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

$$I_v(z_e) = \frac{k_I}{c_o(z) \times \ln(z_e / z_o)} \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z_e \leq z_{\max}$$

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

Όπου : k_I :είναι ο συντελεστής στροβιλισμού

z_{\min} και z_o προκύπτουν από τον πίνακα 1 του Ευρωκώδικα 1 Μέρος 1-4 που παρουσιάζεται παρακάτω .

| Κατηγορία εδάφους | | z_o (m) | z_{min} (m) |
|-------------------|--|-----------|---------------|
| 0 | Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα | 0,003 | 1 |
| I | Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια | 0,01 | 1 |
| II | Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων | 0,05 | 2 |
| III | Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση) | 0,3 | 5 |

Πίνακας 2.2 z_{min} και z_o ανάλογα με την κατηγορία εδάφους

q_b : είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση

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

Όπου :

v_b : είναι η βασική ταχύτητα του ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση :

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

Όπου :

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 οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών , ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους , στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοιχτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση , όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II)

Σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα , η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ για τη χώρα μας ορίζεται σε $33 \frac{m}{s}$ για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε $27 \frac{m}{s}$ για την υπόλοιπη χώρα

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

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) \times c_o(z_e) \times v_b$$

Όπου :

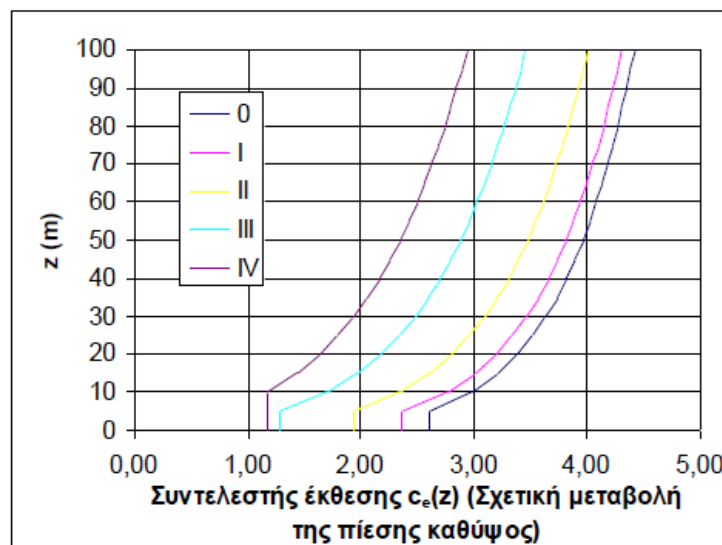
$c_r(z_e)$: είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z_e)$: είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (ίσος με 1,0)

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

$$C_e(z_e) = \frac{q_p(z_e)}{q_b}$$

Για επίπεδο έδαφος όπου $c_o(z_e) = 1$, ο συντελεστής $C_e(z_e)$ δίνεται σε διάγραμμα στο σχήμα 2 του EN 1991-1-4 ως συνάρτηση του ύψους z_e πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους και το οποίο παρουσιάζεται παρακάτω:



Σχήμα 2.16 : Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $C_e(z_e)$ για $c_o = 1,0$ και $k_T = 1,0$

Αντίστοιχα η πίεση η οποία δρα κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής προκύπτει από τη σχέση :

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi}$$

Όπου:

$q_p(z_i)$: είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής για ύψος αναφοράς z_i

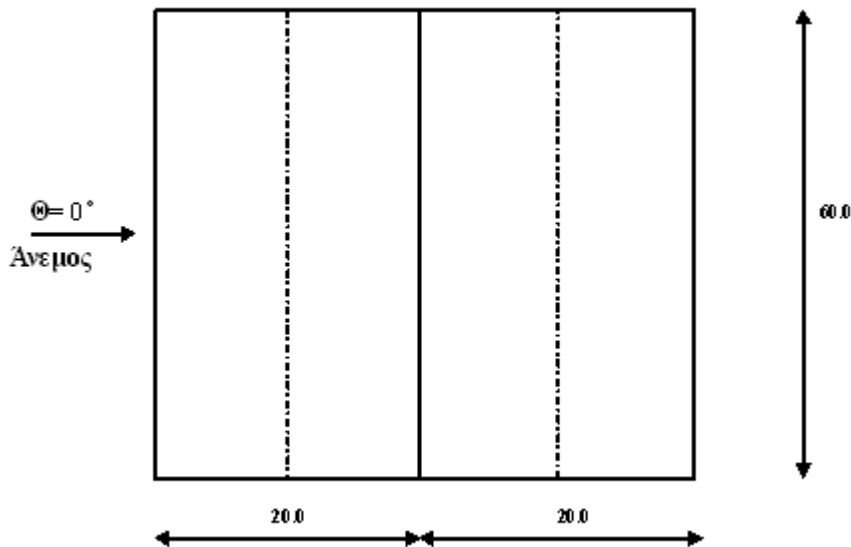
z_i : είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pi} : είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων

Θα υπολογισθούν οι πιέσεις κατά τις διευθύνσεις ανέμου 0° και 90°

α) Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων τοίχων για $\theta = 0^\circ$



Σχήμα 2.17 : Απεικόνιση επιβολής ανέμου για $\theta = 0^\circ$

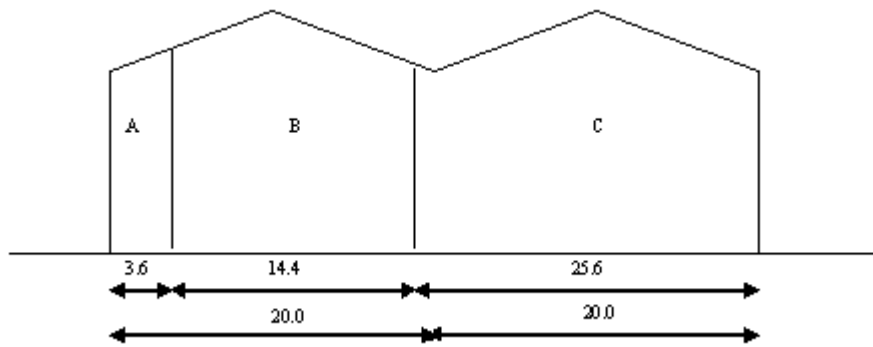
$$h=9.0 \text{ m}$$

$$b=60.0 \text{ m}$$

$$\text{Επομένως } C_s \times C_d = 0.84$$

$$h=9.0\text{m} < b=60.0 \text{ m} \Rightarrow z_e = h=9.0\text{m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(60, 2 \times 9) = \min(60, 18) = 18 < d=40 \text{ m}$$



Σχήμα 2.18 : Συμβολισμοί για συντελεστές εξωτερικής πίεσης στην όψη του επιπέδου κατά x'x

$$\frac{e}{5} = \frac{18}{5}$$

$$\frac{4e}{5} = 14,4$$

$$d-e = 40-14,4=25,6$$

Από τον πίνακα 6.1 του Ευρωκώδικα 1 Μέρος 1-4 με γραμμική παρεμβολή υπολογίσθηκαν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους

του ορθογωνικού κτιρίου για $\frac{h}{d} = \frac{9}{40} = 0.225 \leq 0.25$

$$A: C_{pe,10} = -1.2$$

$$B: C_{pe,10} = -0.8$$

$$C: C_{pe,10} = -0.5$$

$$D: C_{pe,10} = +0.7$$

$$E: C_{pe,10} = -0.3$$

$$V_b = 30 \text{ m/sec}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times V_b^2 = \frac{1}{2} \times 0.00125 \times 30^2 = 0.563 \text{ kN/m}^2$$

$$z_e = 9.0 \text{ m} \Rightarrow C_e(z_e) = 1.71$$

$$q_p(z_e) = C_e(z_e) \times q_b = 1.71 \times 0.563 \text{ kN/m}^2 = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

Εξωτερικές πιέσεις

$$w_e = q_p(z_e) \times C_{pe,10}$$

$$A: w_{e,10} = 0.96 \times (-1.2) = -1.15 \text{ kN/m}^2$$

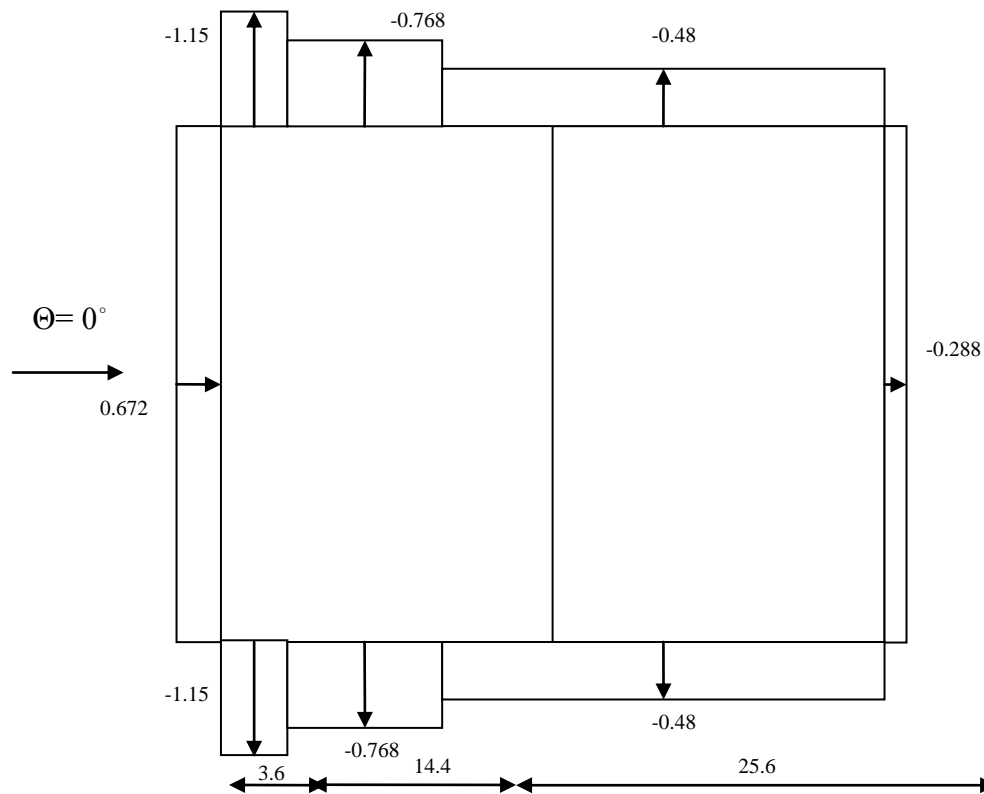
$$B: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.8) = -0.768 \text{ kN/m}^2$$

$$C: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.5) = -0.48 \text{ kN/m}^2$$

$$D: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (+0.7) = +0.672 \text{ kN/m}^2$$

$$E: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.3) = -0.288 \text{ kN/m}^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους για $\theta = 0^\circ$ φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα :



Σχήμα 2.19 : Κατανομή εξωτερικών πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους σε kN/m^2 για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

β)Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων στέγης για $\theta = 0^\circ$

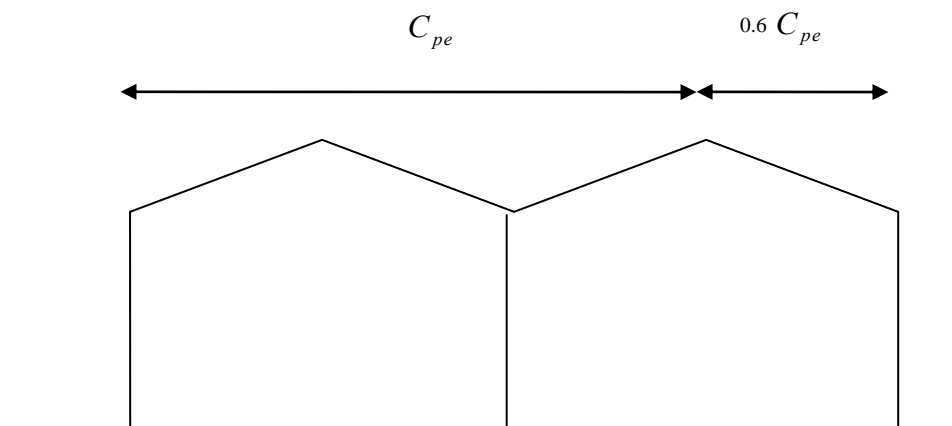
$$e=18.0$$

$$d=40.0$$

$$b=60.0$$

$$z_e=9.0$$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ προκύπτουν από την παράγραφο 6.1.4 του EN1991-1-4 και έπειτα από γραμμική παρεμβολή στον πίνακα 6.4^α που συσχετίζει τους συντελεστές αυτούς με τη γωνία κλίσης της στέγης.Οι συντελεστές αυτοί τροποποιούνται κατάλληλα στην περίπτωση επαναλαμβανόμενων στεγών ανάλογα με τη θέση κάθε στέγης.Έτσι προκύπτουν οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης όπως περιγράφεται στα σχήματα που ακολουθούν:



Σχήμα 2.20 : Συμβολισμοί συντελεστών εξωτερικών πιέσεων σε επαναλαμβανόμενες στέγες

$$\frac{e}{4} = \frac{18}{4} = 4.5$$

$$\frac{e}{10} = \frac{18}{10} = 1.8$$

$$q_p(z_e)=0.96 \text{ kN/m}^2$$

Από πίνακα 6.4.α του EN 1991-1-4 προκύπτουν για $\theta=5.71^\circ$:

$$F: C_{pe,10} = -1.7 + \frac{-0.9 + 1.7}{15 - 5} (5.71 - 5) = -1.64$$

$$C_{pe,10} = 0.0 + \frac{0.2 - 0.0}{15 - 5} (5.71 - 5) = 0.0142$$

$$G: C_{pe,10} = -1.2 + \frac{-0.8 + 1.2}{15 - 5} (5.71 - 5) = -1.17$$

$$C_{pe,10} = 0.0142$$

$$H: C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0.3 + 0.6}{15 - 5} (5.71 - 5) = -0.58$$

$$C_{pe,10} = 0.0142$$

$$I: C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0.4 + 0.6}{15 - 5} (5.71 - 5) = -0.59$$

$$J: C_{pe,10} = 0.2 + \frac{-1.0 - 0.2}{15 - 5} (5.71 - 5) = 0.11$$

$$C_{pe,10} = -0.6 + \frac{0.0 + 0.6}{15 - 5} (5.71 - 5) = -0.56$$

$$J^*: C_{pe,10} = 0.6 \times C_{pe,10,J} = 0.6 \times 0.11 = 0,066$$

$$C_{pe,10} = 0.6 \times C_{pe,10,J} = 0,6 \times (-0,56) = -0,34$$

$$I^*: C_{pe,10} = 0.6 \times C_{pe,10,I} = 0.6 \times (-0.59) = -0.35$$

Εξωτερικές πιέσεις

$$F: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-1.64) = -1.57 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times 0.0142 = 0.01 \text{ kN/m}^2$$

$$G: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-1.17) = -1.12 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times 0.0142 = 0.01 \text{ kN/m}^2$$

$$H: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.58) = -0.56 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times 0.0142 = 0.01 \text{ kN/m}^2$$

$$I: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.59) = -0.57 \text{ kN/m}^2$$

$$J: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times 0.11 = 0.11 \text{ kN/m}^2$$

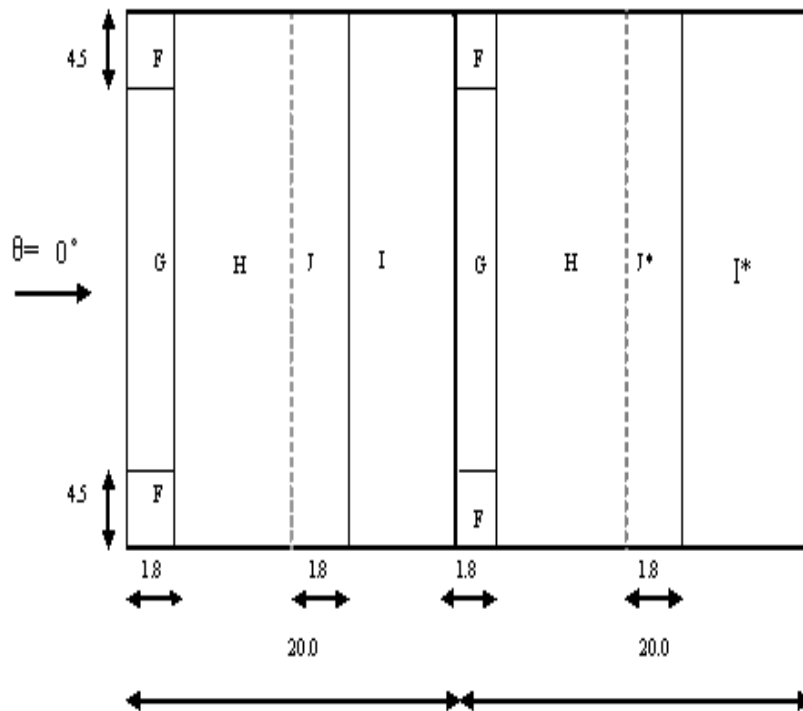
$$w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.56) = -0.54 \text{ kN/m}^2$$

$$J^*: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times 0,066 = 0,063 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0,34) = -0.33 \text{ kN/m}^2$$

$$I^*: w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.35) = -0,34 \text{ kN/m}^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για $\theta = 0^\circ$ φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.21 : Κατανομή εξωτερικών πιέσεων στη στέγη σε kN/m^2 για διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

γ) Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων τοίχων για $\theta = 90^\circ$

$$h=9.0 \text{ m}$$

$$b=40.0 \text{ m}$$

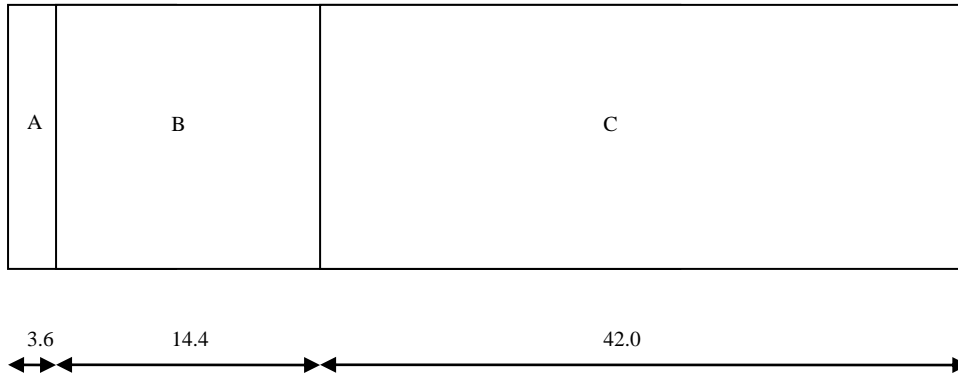
$$C_s \times C_d =$$

$$h=9.0 < b=40.0 \text{ m} \Rightarrow z_e = h = 9.0 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(40, 18) = 18 \text{ m}$$

$$d=60 \text{ m}$$

$$e=18 \text{ m} < d=60 \text{ m}$$



Σχήμα 2.22 : Συμβολισμοί για συντελεστές εξωτερικής πίεσης στην όψη του επιπέδου κατά $y'y'$

$$\frac{e}{5} = \frac{18}{5} = 3.6$$

$$\frac{4e}{5} = 14.4$$

$$d-e=60.0-18.0=42.0$$

Από τον πίνακα 6.1 του EN 1991-1-4 προκύπτουν για $\frac{h}{d} = \frac{9.0}{60.0} = 0.15$:

$$A : C_{pe,10} = -1.2$$

$$B : C_{pe,10} = -0.8$$

$$C : C_{pe,10} = -0.5$$

$$D : C_{pe,10} = +0.7$$

$$E : C_{pe,10} = -0.3$$

$$z_e = 9.0 \text{ m} \Rightarrow C_e(z_e) = 1.71$$

$$q_b = 0.563 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p(z_e) = C_e(z_e) \times q_b = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

Εξωτερικές πιέσεις

$$A : w_{e,10} = -1.15$$

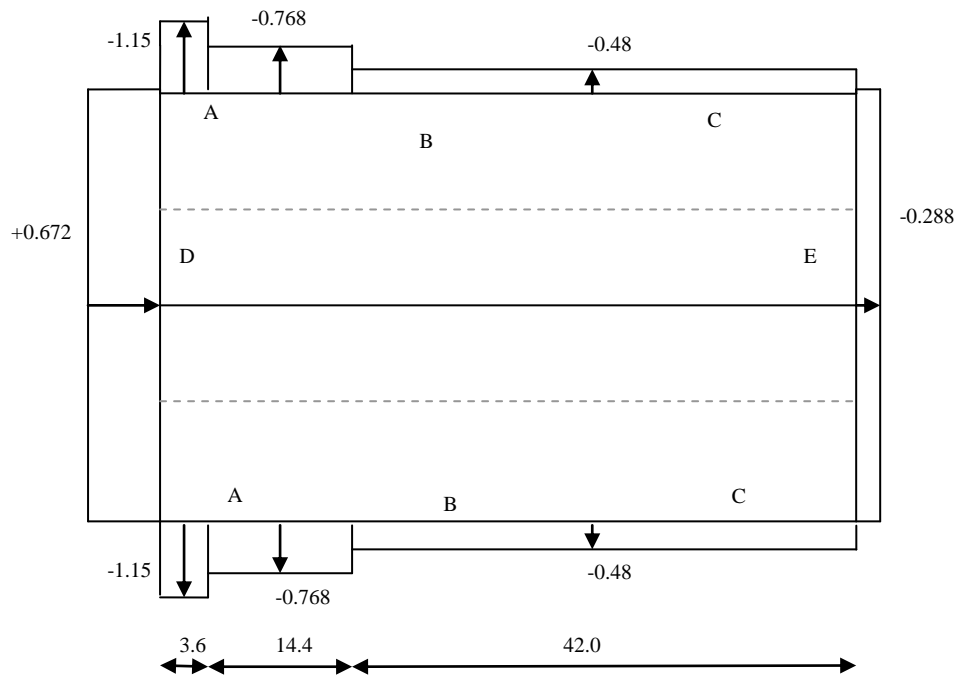
$$B : w_{e,10} = -0.768$$

$$C : w_{e,10} = -0.48$$

$$D : w_{e,10} = +0.672$$

$$E : w_{e,10} = -0.288$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για $\theta = 90^\circ$ φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.23 Κατανομή εξωτερικών πιέσεων στους τοίχους σε kN/m^2 για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

δ) Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων στέγης για $\theta = 90^\circ$

$$e=18.0$$

$$h=9.0$$

$$b=40.0$$

$$d=60.0$$

$$\frac{e}{4} = \frac{18}{4} = 4.5$$

$$\frac{e}{10} = 1.8$$

$$\frac{e}{2} = \frac{18}{2} = 9.0$$

Από τον πίνακα 6.4.β του EN 1991-1-4 προκύπτει :

$$F : C_{pe,10} = -1.6 + \frac{-1.3 + 1.6}{15 - 5} (5.71 - 5) = -1.58$$

$$G : C_{pe,10} = -1.3$$

$$H : C_{pe,10} = -0.7 + \frac{-0.6 + 0.7}{15 - 5} (5.71 - 5.0) = -0.69$$

$$I : C_{pe,10} = -0.6 + \frac{-0.5 + 0.6}{15 - 5} (5.71 - 5.0) = -0.59$$

$$q_p(z_e) = 0.96 \text{ KN/m}^2$$

Εξωτερικές πιέσεις

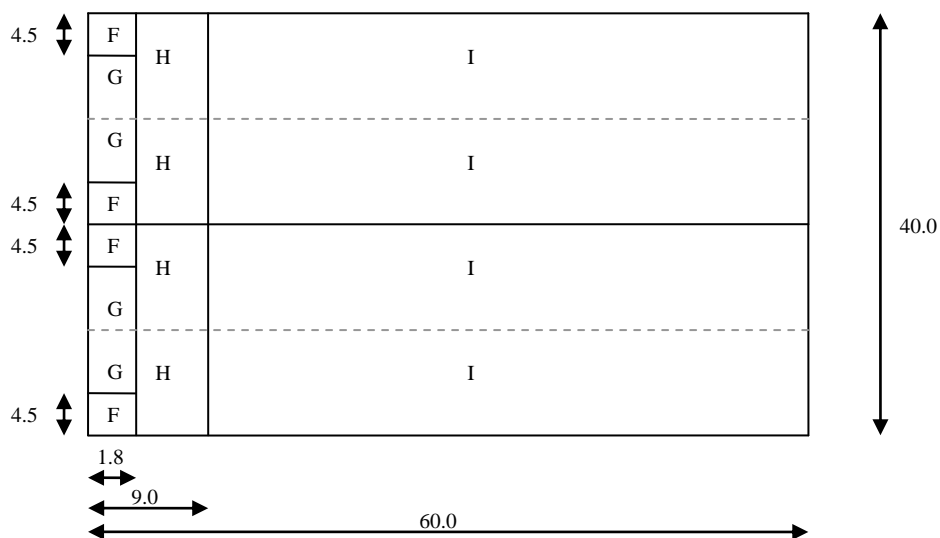
$$F : w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-1.58) = -1.52 \text{ kN/m}^2$$

$$G : w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-1.3) = -1.25 \text{ kN/m}^2$$

$$H : w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.69) = -0.66 \text{ kN/m}^2$$

$$I : w_{e,10} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.59) = -0.57 \text{ kN/m}^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στη στέγη για $\theta = 90^\circ$ φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.24 Κατανομή εξωτερικών πιέσεων στη στέγη σε kN/m^2 για διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

Εσωτερικές πιέσεις

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική και πρέπει να αναλαμβάνεται στους υπολογισμούς υπόψιν μαζί μ' αυτήν, για κάθε συνδιασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Η πλευρά ενός κτιρίου θεωρείται καθοριστική όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

Στην παρούσα μελέτη τα κτίριά μας θεωρείται ότι δεν έχουν καθοριστική πλευρά και άρα ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} προσδιορίζεται από το σχήμα 6.13 του EN 1991-1-4 και είναι συνάρτηση του λόγου ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d και του λόγου των ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου Θ , που προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$\mu = \frac{\sum A_o}{\sum A}$$

όπου :

A_o : η επιφάνεια των ανοιγμάτων όπου το $c_{pe,10}$ είναι αρνητικό ή μηδέν
 A : η επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων

Προσδιορισμός συντελεστή εσωτερικής πίεσης

Φορά ανέμου 0°

Θεωρούμε λόγο ανοιγμάτων $\mu=0.75$

$$\text{Επιπλέον } \frac{h}{d} = \frac{9}{40} = 0.225 \leq 0.25 \Rightarrow c_{pi} = -0.12$$

Θεωρούμε $z_i = z_e = 9.0 \text{ m}$

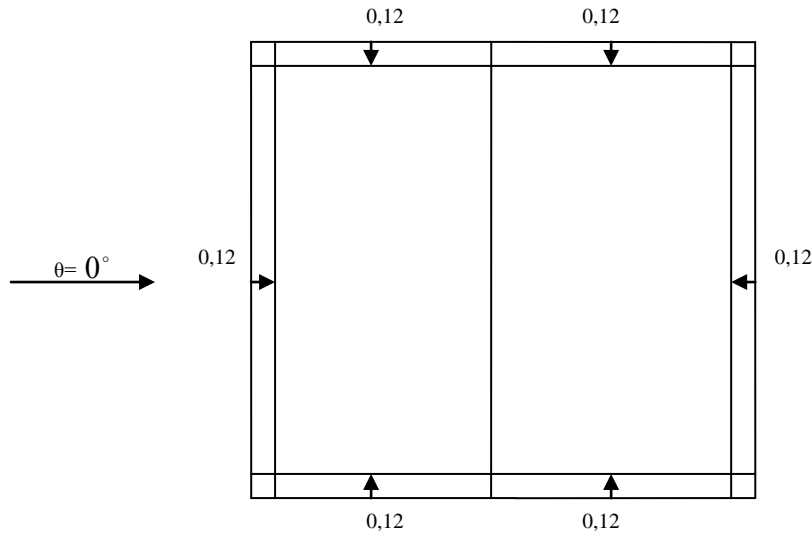
$$z_i = 9.0 \text{ m} \Rightarrow C_e(z_i) = 1.71$$

$$q_b = 0.563 \text{ kN/m}^2$$

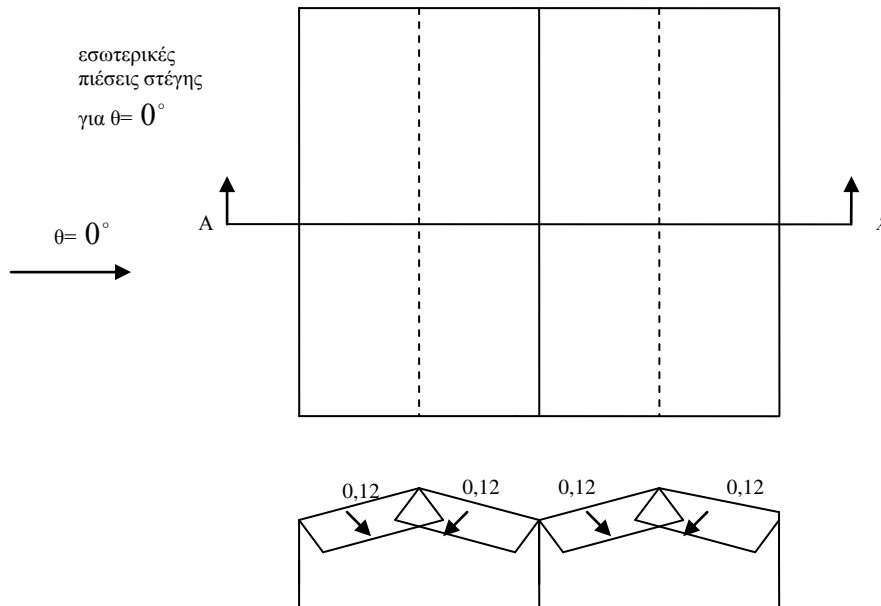
$$q_p(z_i) = C_e(z_i) \times q_b = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.12) = -0.12 \text{ kN/m}^2$$

Οι εσωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων τοίχων και επί της στέγης για φορά ανέμου $\theta = 0^\circ$ απεικονίζονται στα σχήματα 2.25 και 2.26 αντίστοιχα.



Σχήμα 2.25 : Εσωτερικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους σε kN/m^2 για φορά ανέμου $\theta = 0^\circ$



Σχήμα 2.26: Εσωτερικές πιέσεις στη στέγη σε kN/m^2 για φορά ανέμου $\theta = 0^\circ$

Φορά ανέμου 90°

$$\mu = 0.75$$

$$\frac{h}{d} = \frac{9.0}{60.0} = 0.15 \leq 0.25 \Rightarrow C_{pi} = -0.12$$

Θεωρούμε $z_i = z_e = 9.0 \text{ m}$

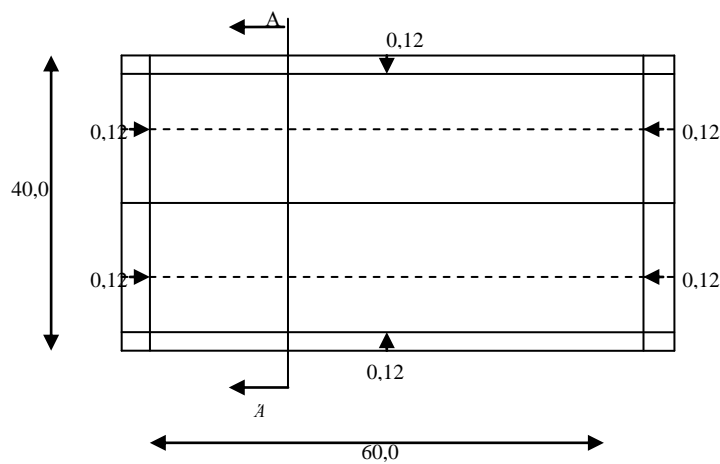
$$z_i = 9.0 \text{ m} \Rightarrow C_e(z_i) = 1.71$$

$$q_b = 0.563 \text{ kN/m}^2$$

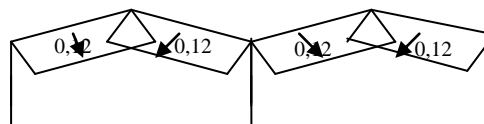
$$q_p(z_i) = C_e(z_i) \times q_b = 0.96 \text{ kN/m}^2$$

$$w_i = q_p(z_i) \times C_{pi} = 0.96 \text{ kN/m}^2 \times (-0.12) = -0.12 \text{ kN/m}^2$$

Οι εσωτερικές πιέσεις επί των κατακόρυφων τοίχων και επί της στέγης για φορά ανέμου $\theta = 90^\circ$ απεικονίζονται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 2.27: Εσωτερικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους σε kN/m^2 για φορά ανέμου για $\theta = 90^\circ$

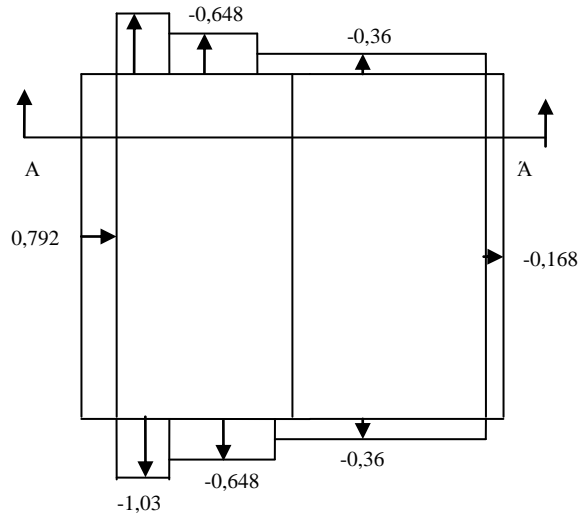


Σχήμα 2.28 : Εσωτερικές πιέσεις στέγης για φορά ανέμου για $\theta = 90^\circ$

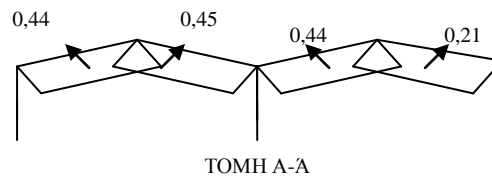
Τελικές πιέσεις για $\theta = 0^\circ$

Οι τελικές πιέσεις ανέμου τοίχων και στέγης παρουσιάζονται στα σχήματα 2.29 και 2.30

-1,03

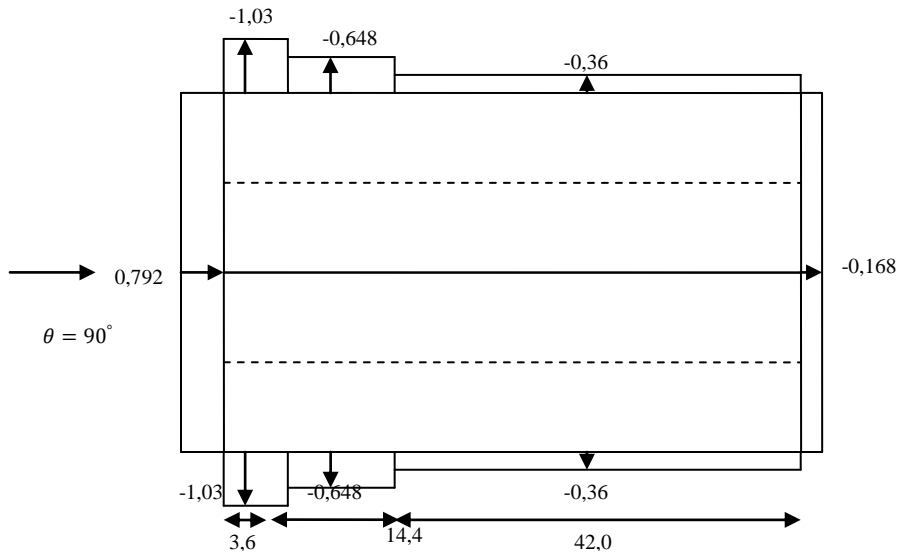


Σχήμα 2.29: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους σε kN/m^2 για $\theta = 0^\circ$

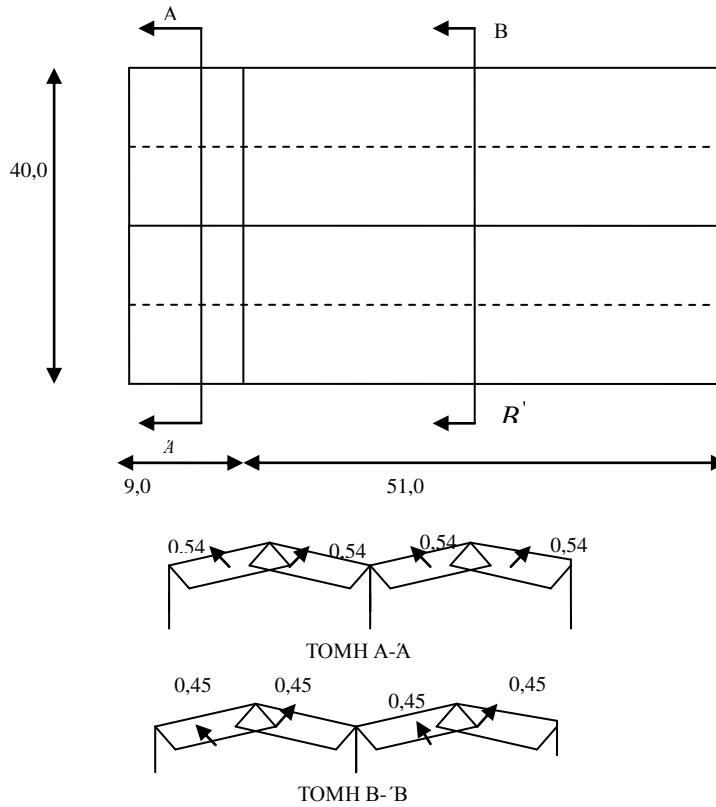


Σχήμα 2.30: Τελικές πιέσεις ανέμου στη στέγη σε kN/m^2 για $\theta = 0^\circ$

Τελικές πιέσεις για $\theta = 90^\circ$



Σχήμα 2.31: Τελικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους σε kN/m^2 για $\theta = 90^\circ$

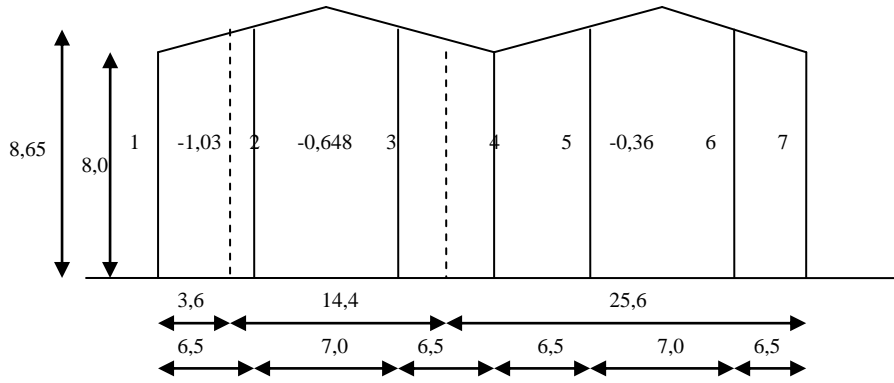


Σχήμα 2.32: Τελικές πιέσεις ανέμου στη στέγη σε kN/m^2 για $\theta = 90^\circ$

Κατανομή φορτίων ανέμου στα υποστυλώματα για $\theta = 0^\circ$

Τα φορτία ανέμου είναι φορτία ομοιόμορφα κατανεμημένα και ασκούνται κάθετα στην επιφάνεια των πάνελ και κατά τις δύο διευθύνσεις με τις τιμές που παρουσιάζονται στα σχήματα 2.33 και 2.34. Τα υποστυλώματα παραλαμβάνουν τα φορτία αυτά ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής του καθενός. Οι τελικές πιέσεις που ασκούνται στα υποστυλώματα ως ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία κατά μήκος αυτών παρουσιάζονται παρακάτω:

Κατά τη διεύθυνση $x'x$



Σχήμα 2.33: Κατανομή πιέσεων ανέμου σε kN/m^2 στο επίπεδο κατά $x'x$ για $\theta = 0^\circ$

Υποσύλωμα 1:

$$w_e = \frac{1}{2} \times (8,0 + 8,0 + 3,25 \tan 5,71) \times 3,25 \, m^2 \times \frac{(-1,03 \frac{kN}{m^2})}{8,65m} = -3,42 \, kN/m$$

Υποσύλωμα 2:

$$w_e = \frac{1}{2} \times (8,0 + 3,25 \tan 5,71 + 8,0 + 3,60 \tan 5,71) \times (3,60 - 3,25) \, m^2 \times \frac{(-1,03 \frac{kN}{m^2})}{8,65m} = -4,51$$

kN/m

Υποσύλωμα 3:

$$w_e = \frac{1}{2} \times (9,0 + 8,0 + 3,25 \tan 5,71) \times 6,75 \, m^2 \times \frac{(-0,648 \frac{kN}{m^2})}{8,65m} = -4,38 \, kN/m$$

Υποσύλωμα 4:

$$w_e = \frac{1}{2} \times (8,0 + 3,25 \tan 5,71 + 8,0 + 2,0 \tan 5,71) \times (4,5 - 3,25) \, m^2 \times \frac{(-0,648 \frac{kN}{m^2})}{8,0m} + \frac{1}{2} \times (8,0 + 2,0 \tan 5,71 + 8,0 + 3,25 \tan 5,71) \times 5,25 \, m^2 \times \frac{(-0,36 \frac{kN}{m^2})}{8,0m} = -2,789 \, kN/m$$

Υποστυλώματα 5,6 :

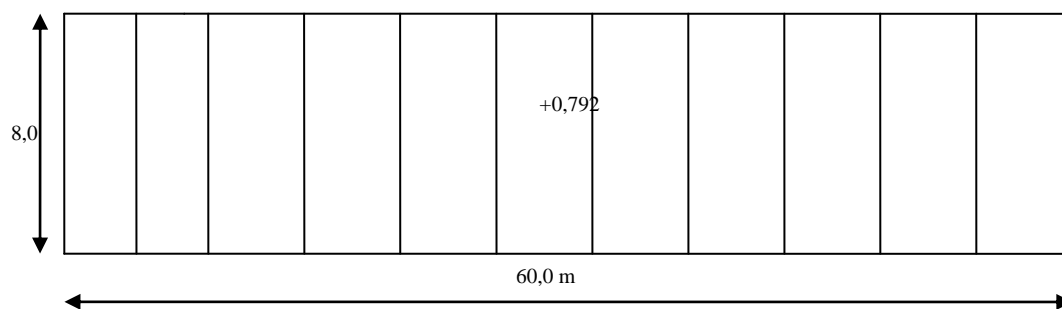
$$w_e = \frac{1}{2} \times (8,0 + 3,25 \tan 5,71 + 9,0) \times 6,75 \text{ m}^2 \times \frac{(-0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,65 \text{ m}} = -2,43 \text{ kN/m}$$

Υποστύλωμα 7:

$$w_e = \frac{1}{2} \times (8,0 + 3,25 \tan 5,71 + 8,0) \times 3,25 \text{ m}^2 \times \frac{(-0,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,0 \text{ m}} = -1,19 \text{ kN/m}$$

Κατά τη διεύθυνση y'y

Προσήμεμη πλευρά



Σχήμα 2.34: Κατανομή πιέσεων ανέμου κατά το επίπεδο y'y για $\theta = 0^\circ$

Ακραία υποστυλώματα: $w_e = 3,0 \times 8,0 \text{ m}^2 \frac{(0,792 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,0 \text{ m}} = 2,38 \text{ kN/m}$

Μεσαία υποστυλώματα: $w_e = 6,0 \times 8,0 \text{ m}^2 \frac{(0,792 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,0 \text{ m}} = 4,75 \text{ kN/m}$

Υπήνεμη πλευρά

Ακραία υποστυλώματα:

$$w_e = 3,0 \times 8,0 \text{ m}^2 \times \frac{(-0,168 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,0 \text{ m}} = -0,504 \text{ kN/m}$$

Μεσαία υποστυλώματα:

$$w_e = 6,0 \times 8,0 \text{ m}^2 \times \frac{(-0,168 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,0\text{m}} = -1,01 \text{ kN/m}$$

Κατανομή φορτίων ανέμου στις τεγίδες για $\theta = 0^\circ$

1^ο κεκλιμένο τμήμα 1^ου φατνώματος:

Ακραίες τεγίδες:

$$w_e = (-0,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \times 1,0 \text{ m} = -0,44 \text{ kN/m}$$

Μεσαίες τεγίδες:

$$w_e = (-0,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \times 2,0 \text{ m} = -0,88 \text{ kN/m}$$

2^ο κεκλιμένο τμήμα 1^ου φατνώματος:

Μεσαίες τεγίδες:

$$w_e = (-0,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \times 2,0 \text{ m} = -0,90 \text{ kN/m}$$

1^ο κεκλιμένο τμήμα 2^ου φατνώματος:

Μεσαίες τεγίδες:

$$w_e = (-0,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \times 2,0 \text{ m} = -0,88 \text{ kN/m}$$

2^ο κεκλιμένο τμήμα 2^ου φατνώματος:

Ακραίες τεγίδες:

$$w_e = (-0,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \times 1,0 \text{ m} = -0,21 \text{ kN/m}$$

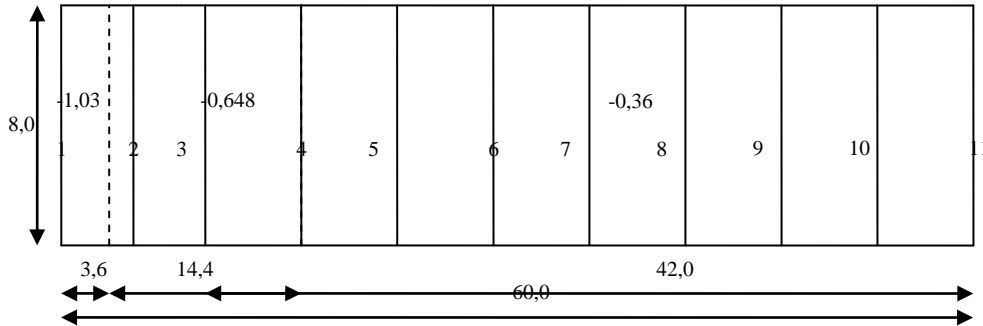
Μεσαίες τεγίδες:

$$w_e = (-0,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}) \times 2,0 \text{ m} = -0,42 \text{ kN/m}$$

Κατανομή φορτίων ανέμου στα υποστυλώματα για $\theta = 90^\circ$

Τα ομοιόμορφα κατανομημένα φορτία ανέμου που ασκούνται κάθετα στην επιφάνεια των πάνελ και κατά τις δύο διευθύνσεις έχουν τιμές που παρουσιάζονται στα σχήματα 2.35 και 2.36 . Οι τελικές πιέσεις που ασκούνται στα υποστυλώματα ως ομοιόμορφα κατανομημένα φορτία κατά μήκος αυτών υπολογίζονται ως εξής:

Κατά τη διεύθυνση $y'y$



Σχήμα 2.35: Κατανομή πιέσεων ανέμου κατά το επίπεδο $y'y$ για $\theta = 90^\circ$

Υποστύλωμα 1: $w_e = (-1,03 \frac{kN}{m^2}) \times 3,0 m = -3,09 kN/m$

Υποστύλωμα 2: $w_e = (-1,03 \frac{kN}{m^2}) \times 0,6m + (-0,648 \frac{kN}{m^2}) \times 5,4m = -4,12 kN/m$

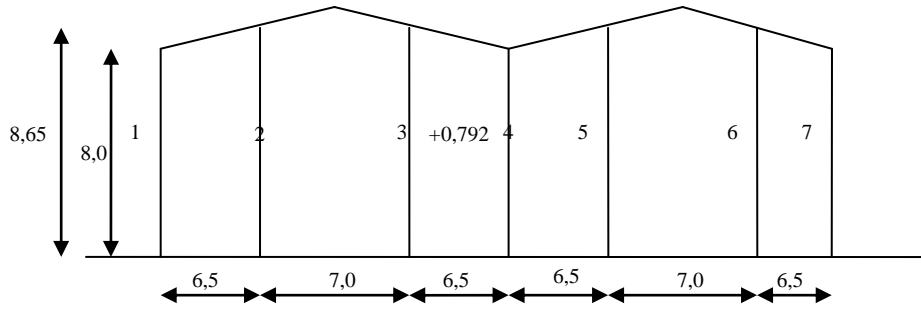
Υποστύλωμα 3: $w_e = (-0,648 \frac{kN}{m^2}) \times 6,0m = -3,89 kN/m$

Υποστύλωμα 4: $w_e = (-0,648 \frac{kN}{m^2}) \times 3,0 m + (-0,36 \frac{kN}{m^2}) \times 3,0 m = -3,024 kN/m$

Υποστυλώματα 5-10 : $w_e = (-0,36 \frac{kN}{m^2}) \times 6,0 m = -2,16 kN/m$

Υποστύλωμα 11: $w_e = (-0,36 \frac{kN}{m^2}) \times 3,0m = -1,08 kN/m$

Κατά τη διεύθυνση $x'x$



Σχήμα 2.36: Κατανομή πιέσεων ανέμου κατά το επίπεδο $x'x$ για $\theta = 90^\circ$

Προσήνεμη πλευρά

Υποστυλώματα 1 και 7:

$$w_e = \frac{1}{2} \times (8,0 + 8,0 + 3,25 \tan 5,71) \times 3,25 \text{ m}^2 \times \frac{(0,792 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,0 \text{ m}} = 2,63 \text{ kN/m}$$

Υποστυλώματα 2,3,5,6:

$$w_e = \frac{1}{2} \times (8,0 + 3,25 \tan 5,71 + 9,0) \times 6,75 \text{ m}^2 \times \frac{(0,792 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,65 \text{ m}} = 5,35 \text{ kN/m}$$

Υποστυλώμα 4:

$$w_e = 2 \times \frac{1}{2} \times (8,0 + 3,25 \tan 5,71 + 8,0) \times 3,25 \text{ m}^2 \times \frac{(0,792 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,0 \text{ m}} = 5,25 \text{ kN/m}$$

Υπήνεμη πλευρά

Υποστυλώματα 1 και 7:

$$w_e = \frac{1}{2} \times (8,0 + 8,0 + 3,25 \tan 5,71) \times 3,25 \text{ m}^2 \times \frac{(-0,168 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,0 \text{ m}} = -0,56 \text{ kN/m}$$

Υποστυλώματα 2,3,5,6:

$$w_e = \frac{1}{2} \times (8,0 + 3,25 \tan 5,71 + 9,0) \times 6,75 \text{ m}^2 \times \frac{(-0,168 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,65 \text{ m}} = -1,14 \text{ kN/m}$$

Υποστυλώμα 4:

$$w_e = 2 \times \frac{1}{2} \times (8,0 + 3,25 \tan 5,71 + 8,0) \times 3,25 \text{ m}^2 \times \frac{(-0,168 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2})}{8,0 \text{ m}} = -1,11 \text{ kN/m}$$

Κατανομή φορτίων ανέμου στις τενίδες για $\theta = 90^\circ$

1^η σειρά τεγίδωνΑκραίες τεγίδες:

$$w_e = \left(-0,54 \frac{kN}{m^2}\right) \times 1,0 \text{ m} = -0,54 \text{ kN/m}$$

Μεσαίες τεγίδες:

$$w_e = \left(-0,54 \frac{kN}{m^2}\right) \times 2,0 \text{ m} = -1,08 \text{ kN/m}$$

2^η σειρά τεγίδων

1^ο τμήμα :

Ακραίες τεγίδες:

$$w_e = \left(-0,54 \frac{kN}{m^2}\right) \times 1,0 \text{ m} = -0,54 \text{ kN/m}$$

Μεσαίες τεγίδες:

$$w_e = \left(-0,54 \frac{kN}{m^2}\right) \times 2,0 \text{ m} = -1,08 \text{ kN/m}$$

2^ο τμήμα :

Ακραίες τεγίδες:

$$w_e = \left(-0,45 \frac{kN}{m^2}\right) \times 1,0 \text{ m} = -0,45 \text{ kN/m}$$

Μεσαίες τεγίδες:

$$w_e = \left(-0,45 \frac{kN}{m^2}\right) \times 2,0 \text{ m} = -0,90 \text{ kN/m}$$

3^η – 10^η σειρά τεγίδωνΑκραίες τεγίδες:

$$w_e = \left(-0,45 \frac{kN}{m^2}\right) \times 1,0 \text{ m} = -0,45 \text{ kN/m}$$

Μεσαίες τεγίδες:

$$w_e = \left(-0,45 \frac{kN}{m^2}\right) \times 2,0 \text{ m} = -0,90 \text{ kN/m}$$

2.4.6 ΦΟΡΤΙΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ

Η γερανογέφυρα μεταφέρει φορτία κατακόρυφα και οριζόντια στις δοκούς κύλισης ,οι οποίες μεταβιβάζουν τα φορτία στους βραχείς προβόλους απ' όπου εν συνεχεία μεταφέρονται στο έδαφος μέσω των υποστυλωμάτων και των συνδέσμων δυσκαμψίας.

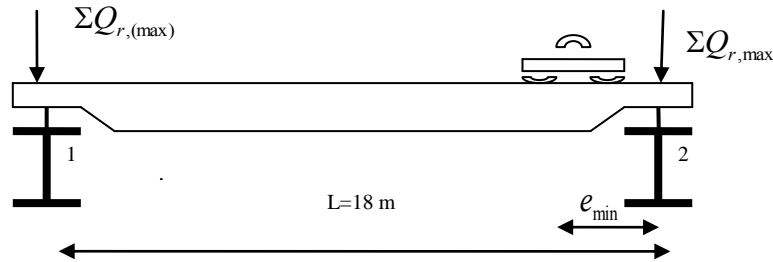
Οι δράσεις αυτές διακρίνονται στις μεταβλητές κατακόρυφες δυνάμεις ,οι οποίες είναι το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας, το ίδιο βάρος του βαρουλκοφορείου και το ανυψούμενο φορτίο, και στις μεταβλητές οριζόντιες δυνάμεις λόγω επιβράδυνσης ή επιτάχυνσης και λόγω παράγωγης κίνησης. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με δυναμικούς συντελεστές και έτσι γίνεται προσαύξηση στις τιμές των φορτίων. Επιπλέον μια άλλη κατηγορία δράσεων που είναι δυνατόν να προκληθούν σε μία κατασκευή που φέρει γερανογέφυρα είναι οι τυχρηματικές δράσεις λόγω πρόσκρουσης στις διατάξεις των άκρων (δυνάμεις πρόσκρουσης) ή πρόσκρουσης διατάξεων σε εμπόδια (δυνάμεις πλάγιας πρόσκρουσης). Στη συγκεκριμένη περίπτωση δε λαμβάνεται υπόψιν καθώς παρέχεται κατάλληλα προστασία.

Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε γερανογέφυρα η οποία έχει ανυψωτική ικανότητα 100 kN, άνοιγμα 18 m,βάρος φορείου 11 kN, κατατάσσεται στην κατηγορία ανύψωσης HC2 και στην κατηγορία κόπωσης S6 .Η ταχύτητα ανύψωσης του αναρτημένου φορτίου είναι 8 m/min ,η δε απόσταση της ακραίας θέσης του αγκίστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού κυλίσεως είναι 900 mm. Η γερανογέφυρα κινείται σε κάθε άκρο της επί δύο δοκών απεχόντων μεταξύ τους 2,5 m.Για τους κινητήριους τροχούς χρησιμοποιείται σύστημα IFF, δηλαδή οι κινητήριοι τροχοί έχουν ανεξάρτητη κίνηση ο ένας από τον άλλο, οι δε άξονες είναι σταθερά συνδεδεμένοι επ' αυτών. Επιπλέον οι τροχοί κυλίνουνται επι τροχιάς από συμπαγή ορθογωνική διατομή 50 × 30 mm.

2.4.6.1 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ

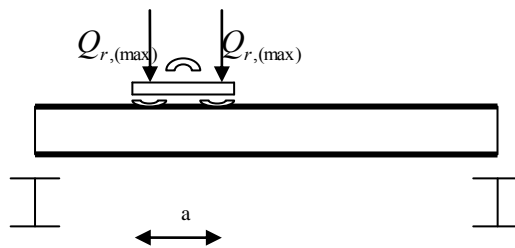
Όπως προαναφέρθηκε το βαρουλκοφορείο και το αναρτώμενο φορτίο αποτελούν τα κατακόρυφα φορτία τα οποία κινούνται μεταξύ των δύο άκρων της γερανογέφυρας. Η δοκός κύλισης θα πρέπει να διαστασιολογηθεί έτσι ώστε να μπορεί να παραλάβει τις δυσμενέστερες δράσεις λόγω αυτών των φορτίων, κάτι το οποίο συμβαίνει όταν το φορείο με το αναρτώμενο φορτίο βρίσκονται στην πλησιέστερη δυνατή θέση στον άξονα της δοκού αυτής. Το συνολικό φορτίο του επιμερίζεται εξ' ίσου στους δύο τροχούς.

Έτσι το μέγιστο φορτίο τοποθετείται στο άκρο 2 της γερανογέφυρας, πλησιέστερα στη δοκό κύλισης 2 (δυσμενέστερη δράση για τη δοκό κύλισης 2) όπως φαίνεται στο σχήμα 2.37.

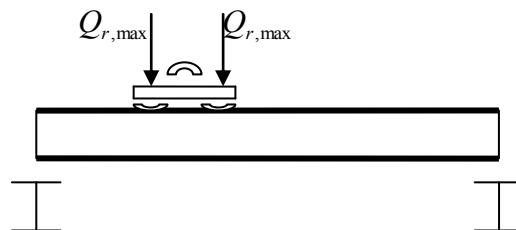


Σχήμα 2.37 : Όψη φορτισμένης γερανογέφυρας με φορτία που προκαλούν δυσμενέστερες δράσεις στη δοκό κύλισης 2

Τα κάθετα φορτία που δρουν επί των δοκών κυλίσεως 1 και 2 από τη φορτισμένη γερανογέφυρα με το μέγιστο φορτίο και για τοποθέτησή του πλησιέστερα στον άξονα της δοκού κυλίσεως 2 φαίνονται στα σχήματα 2.38 και 2.39 αντίστοιχα:



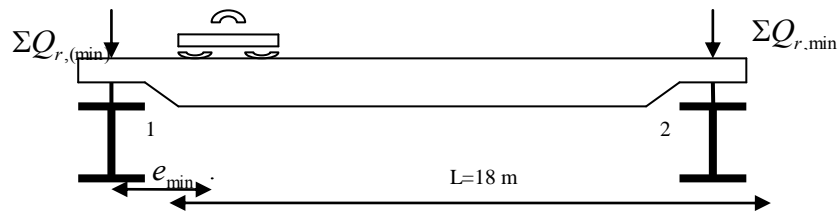
Σχήμα 2.38 : Δυνάμεις που ασκούνται στη δοκό κύλισης 1 για φορτία που προκαλούν δυσμενέστερες δράσεις στη δοκό κύλισης 2 ,για φορτισμένη γερανογέφυρα.



Σχήμα 2.39 : Δυνάμεις που ασκούνται στη δοκό κύλισης 2 για φορτία που προκαλούν δυσμενέστερες δράσεις στη δοκό κύλισης 2 ,για φορτισμένη γερανογέφυρα.

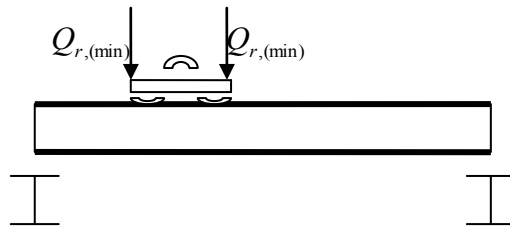
Παράλληλα θα πρέπει να υπολογισθούν οι ευμενέστερες δράσεις για την υπό εξέταση δοκό κύλισης 2, οι οποίες προκύπτουν για τοποθέτηση του ελάχιστου

φορτίου , δηλαδή του φορείου χωρίς το αναρτώμενο φορτίο εγγύτερα στη δοκό κύλισης 1 όπως φαίνεται στο σχήμα 2.40 .

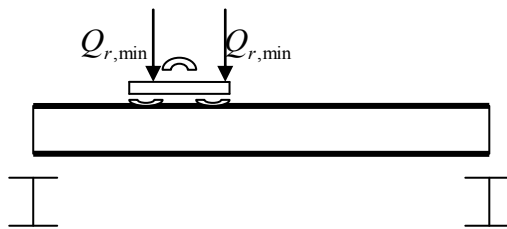


Σχήμα 2.40 : Όψη αφόρτιστης γερανογέφυρας με φορτία που προκαλούν ελάχιστες δράσεις στη δοκό κύλισης 2

Τα κάθετα φορτία που δρουν επί των δοκών κυλίσεως 1 και 2 από την αφόρτιστη γερανογέφυρα και για τοποθέτησή του πλησιέστερα στον άξονα της δοκού κυλίσεως 1 φαίνονται στα σχήματα 2.41 και 2.42 αντίστοιχα:



Σχήμα 2.41: Δυνάμεις που ασκούνται στη δοκό κύλισης 1 για φορτία που προκαλούν ευμενέστερες δράσεις στη δοκό κύλισης 2 ,για αφόρτιστη γερανογέφυρα.



Σχήμα 2.42 : Δυνάμεις που ασκούνται στη δοκό κύλισης 2 για φορτία που προκαλούν ευμενέστερες δράσεις στη δοκό κύλισης 2 ,για αφόρτιστη γερανογέφυρα.

Επεξήγηση συμβόλων

$Q_{r,max}$: είναι το μέγιστο φορτίο ανά τροχό της φορτισμένης γερανογέφυρας

$Q_{r,(max)}$: είναι το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό της φορτισμένης γερανογέφυρας

$\Sigma Q_{r,max}$: είναι το σύνολο των μέγιστων φορτίων $Q_{r,max}$ ανά δοκό κυλίσεως της φορτισμένης γερανογέφυρας

$\Sigma Q_{r,(max)}$: είναι το σύνολο των μέγιστων συνοδευτικών φορτίων $Q_{r,(max)}$ ανά δοκό κυλίσεως της φορτισμένης γερανογέφυρας.

$Q_{r,min}$: είναι το ελάχιστο φορτίο ανά τροχό της αφόρτιστης γερανογέφυρας

$Q_{r,(min)}$: είναι το συνοδευτικό φορτίο ανά τροχό της αφόρτιστης γερανογέφυρας

$\Sigma Q_{r,min}$: είναι το σύνολο των ελάχιστων φορτίων $Q_{r,min}$ ανά δοκό κυλίσεως της αφόρτιστης γερανογέφυρας

$\Sigma Q_{r,(min)}$: είναι το σύνολο των ελάχιστων συνοδευτικών φορτίων $Q_{r,(min)}$ ανά δοκό κυλίσεως της αφόρτιστης γερανογέφυρας

$Q_{r,nom}$: είναι το ονομαστικό φορτίο ανύψωσης

a : είναι η απόσταση μεταξύ των τροχών, δηλαδή $a=2,5m$

e_{min} : είναι η ελάχιστη απόσταση της ακραίας θέσης αγκίστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού κυλίσεως, στην περίπτωση μας $e=0,9 m$

Υπολογισμοί φορτίων**Ελάχιστες τιμές(γερανογέφυρα αφόρτιση)**

Φορείο στην ακραία δυνατή θέση(εγγύτερα στην τροχιά 2)

- **Συνδυασμοί φορτίσεως 1,2**

Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο γερανογέφυρας πλην φορείου:

$$q_c = \frac{44,0}{18,0} = 2,444 \text{ kN/m}$$

Δυναμική προσαύξηση : $\phi_1 \times q_c = 1,10 \times 2,444 = 2,688 \text{ kN/m}$

Συγκεντρωμένο φορτίο από φορείο:

$$\phi_1 \times G_c = 1,10 \times 11,0 \text{ kN} = 12,1 \text{ kN}$$

-Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κύλισης (τροχιά 2):

$$\Sigma Q_r^{\min} = \frac{1}{2} \times 2,688 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} + \frac{17,1}{18,0} \times 12,1 \text{ kN} = 35,69 \text{ kN}$$

$$Q_r^{\min} = 17,84 \text{ kN}$$

-Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό κύλισης (τροχιά 1):

$$\Sigma Q_{r,\min} = \frac{1}{2} \times 2,688 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} + \frac{0,90}{18,0} \times 12,1 \text{ kN} = 24,80 \text{ kN}$$

$$Q_{r,\min} = 12,40 \text{ kN}$$

▪ Συνδυασμοί φορτίσεως 3,4,5

$$\phi_4 \times q_c = 1,0 \times 2,444 \text{ kN/m} = 2,444 \text{ kN/m}$$

$$\phi_4 \times G_c = 1,0 \times 11,0 = 11,0 \text{ kN}$$

Φορτίο στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό (τροχιά 2):

$$\Sigma Q_r^{\min} = \frac{1}{2} \times 2,444 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} + \frac{17,1}{18,0} \times 11,0 \text{ kN} = 32,45 \text{ kN}$$

$$Q_r^{\min} = 16,22 \text{ kN}$$

Φορτίο στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό (τροχιά 1)

$$\Sigma Q_{r,\min} = \frac{1}{2} \times 2,444 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} + \frac{0,90}{18,0} \times 11,0 \text{ kN} = 22,55 \text{ kN}$$

$$Q_{r,\min} = 11,27 \text{ kN}$$

Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων (γερανογέφυρα φορτισμένη)

▪ Συνδυασμός φορτίων 1

$$Q_H = \phi_2 \times Q_{r,norm} = 1,145 \times 100 \text{ kN} = 114,5 \text{ kN}$$

Φορτίο στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό (τροχιά 2):

$$\Sigma Q_{r,\max} = \frac{1}{2} \times 2,688 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} + (114,5 + 12,1) \times \frac{17,1}{18,0} \text{ kN} = 144,46 \text{ kN}$$

$$Q_{r,\max} = 72,23 \text{ kN}$$

Φορτίο στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό (τροχιά 1):

$$\Sigma Q_r^{\max} = \frac{1}{2} \times 2,688 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} + (114,5+12,1) \times \frac{0,90}{18,0} \text{ kN} = 30,52 \text{ kN}$$

$$Q_r^{\max} = 15,26 \text{ kN}$$

▪ **Συνδυασμός φορτίων 2**

$$Q_H = \phi_3 \times Q_{r,norm} = 1,00 \times 100 \text{ kN} = 100 \text{ kN}$$

Φορτίο στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό (τροχιά 2):

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{2} \times 2,688 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} + (100+12,1) \times \frac{17,1}{18,0} \text{ kN} = 130,69 \text{ kN}$$

$$Q_{r,max} = 65,34 \text{ kN}$$

Φορτίο στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό:

$$\Sigma Q_r^{\max} = \frac{1}{2} \times 2,688 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} + (100+12,1) \times \frac{0,90}{18,0} = 29,80 \text{ kN}$$

$$Q_r^{\max} = 14,90 \text{ kN}$$

▪ **Συνδυασμοί φορτίων 4,5**

$$Q_H = \phi_4 \times Q_{r,norm} = 1,0 \times 100 \text{ kN} = 100 \text{ kN}$$

Φορτίο στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό (τροχιά 2):

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{2} \times 2,444 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} + (100,0+11,0) \times \frac{17,1}{18,0} \text{ kN} = 127,45 \text{ kN}$$

$$Q_{r,max} = 63,72 \text{ kN}$$

Φορτίο στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό(τροχιά 1):

$$\Sigma Q_r^{\max} = \frac{1}{2} \times 2,444 \text{ kN/m} \times 18 \text{ m} + (100,0+11,0) \times \frac{0,90}{18,0} \text{ kN} = 27,55 \text{ kN}$$

$$Q_r^{\max} = 13,77 \text{ kN}$$

Το κατακόρυφο φορτίο ασκείται έκκεντρα ως προς τη δοκό κυλίσεως επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτιρίου και την τοποθέτηση των δοκών κυλίσεως. Η εκκεντρότητα εφαρμογής ε ενός φορτίου Q_r στην ράγα κυλίσεως παίρνεται ίση με ένα ποσοστό του πλάτους του πάνω πέλματος της ράγας. Έτσι υπολογίζεται ως εξής:

$$e_y = 0,25 \times b_r$$

όπου : b_r το πλάτος του πάνω πέλματος της ράγας.

Έτσι προκύπτει $e_y = 0,25 \times 50 \text{ mm} = 12,5 \text{ mm}$

2.4.6.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ

Οριζόντια φορτία τα οποία ασκούνται στη δοκό κυλίσεως από τη γερανογέφυρα προκαλούνται από την επιτάχυνση ή την επιβράδυνση κατά την κίνηση της γερανογέφυρας αλλά και από τη λοξή κίνησή της ως προς τις τροχιές και περιγράφονται αναλυτικότερα στις επόμενες παραγράφους.

2.4.6.2.1 ΦΟΡΤΙΑ ΟΦΕΙΛΟΜΕΝΑ ΣΤΗΝ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ Η ΕΠΙΒΡΑΔΥΝΣΗ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ

Κατά την την επιτάχυνση ή την επιβράδυνση της γερανογέφυρας ασκούνται στη δοκό κυλίσεως τα εξής είδη δυνάμεων :

- **Κατά μήκος δυνάμεις**

Οι κατά μήκος δυνάμεις $H_{L,i}$ οφείλονται στην κινητήρια δύναμη K που ασκείται στην επιφάνεια επαφής μεταξύ της τροχιάς και τροχού και η οποία προκαλείται από την επιτάχυνση ή την επιβράδυνση της γερανογέφυρας. Οι δυνάμεις αυτές που εικονίζονται στο σχήμα 2.43 υπολογίζονται ως εξής:

$$H_{L1} = H_{L2} = \phi_5 \times K \times \frac{1}{n_r}$$

Όπου

n_r : ο αριθμός των δοκών κυλίσεως

K : η κινητήρια δύναμη η οποία υπολογίζεται

$$K = K_1 + K_2 = \mu \times \Sigma Q_{r,\min} = \mu \times m_w \times \Sigma Q_{r,\min}$$

(υποτίθεται ότι σε κάθε τροχιά υπάρχει ένας κινητήριος τροχός με ανεξάρτητη κίνηση)

μ : Συντελεστής τροχιάς-τροχού , δηλαδή $\mu = 0,2$

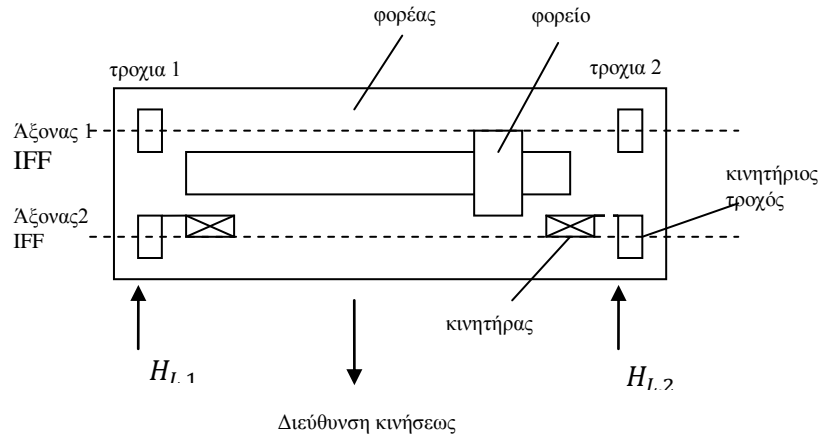
m_w : ο αριθμός ανεξάρτητων κινητήριων τροχών , δηλαδή $m_w = 2$

$$Q_{r,\min} = 11,27 \text{ kN}$$

Έτσι προκύπτουν :

$$K = 0,2 \times 2 \times 11,27 \text{ kN} = 4,51 \text{ kN}$$

$$H_{L1} = H_{L2} = 1,50 \times 4,51 \text{ kN} \times \frac{1}{2} = 3,38 \text{ kN}$$



Σχήμα 2.43 : Κατά μήκος δυνάμεις δοκού κυλίσεως

▪ Εγκάρσιες δυνάμεις

Οι οριζόντιες δυνάμεις H_T που ασκούνται μεταξύ τροχών και τροχιών εξισορροπούν τη ροπή που δημιουργείται κατά την επιτάχυνση (ή επιβράδυνση) της γερανογέφυρας καθώς η κινητήρια δύναμη K αναπτύσσεται στον άξονα της κίνησης ενώ το κέντρο βάρους S του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα και αναρτημένο φορτίο) απέχει του άξονα αυτού. Οι εγκάρσιες δυνάμεις οι οποίες εικονίζονται στο σχήμα 2.44 υπολογίζονται ως εξής:

Υπολογισμός συντελεστή ξ_1 της απόστασης $\xi_1 \times l$ του κέντρου βάρους S του συστήματος από την τροχιά 1:

$$\xi_1 = \frac{\Sigma Q_{r,\max}}{\Sigma Q_r} = \frac{127,446}{127,446 + 27,546} = 0,822$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0,822 = 0,178$$

Απόσταση του κέντρου βάρους S του συστήματος από τον άξονα κίνησης:

$$l_s = (\xi_1 - 0,5) \times l = (0,822 - 0,5) \times 18 \text{ m} = 5,80$$

Ροπή στροφής που προκαλείται από την κινητήρια δύναμη:

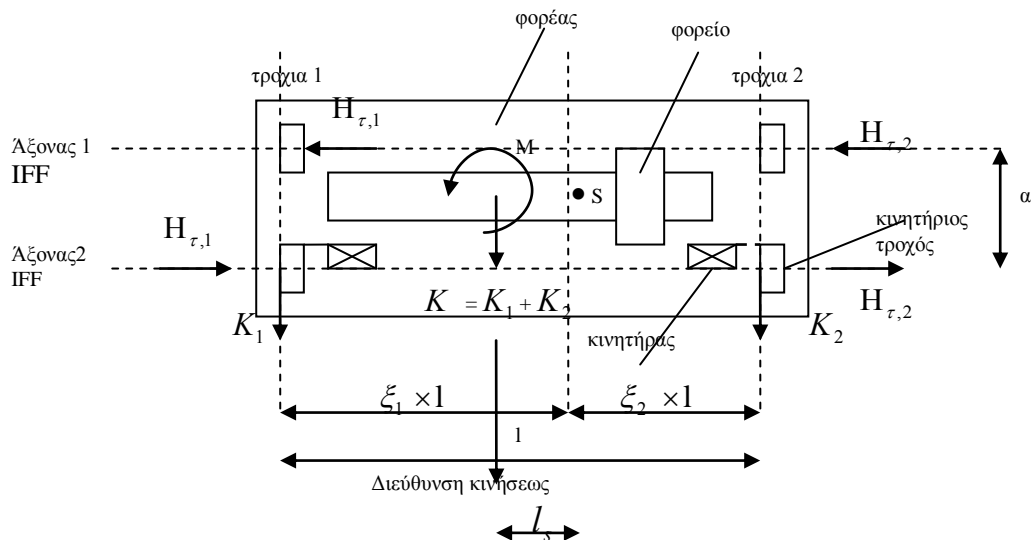
$$M = K \times l_s = 4,51 \text{ kN} \times 5,80 \text{ m} = 26,16 \text{ kNm}$$

Οριζόντιες δυνάμεις στη λιγότερο φορτιζόμενη τροχιά 1:

$$H_{T,1} = \phi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{\alpha} = 1,50 \times 0,178 \times \frac{26,16 \text{ kNm}}{2,5 \text{ m}} = 2,79 \text{ kN}$$

Οριζόντιες δυνάμεις στην περισσότερο φορτιζόμενη τροχιά 2:

$$H_{T,2} = \phi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{\alpha} = 1,50 \times 0,822 \times \frac{26,16 \text{ kNm}}{2,5 \text{ m}} = 12,90 \text{ kN}$$



Σχήμα 2.44 : Εγκάρσιες δυνάμεις δοκού κυλίσεως

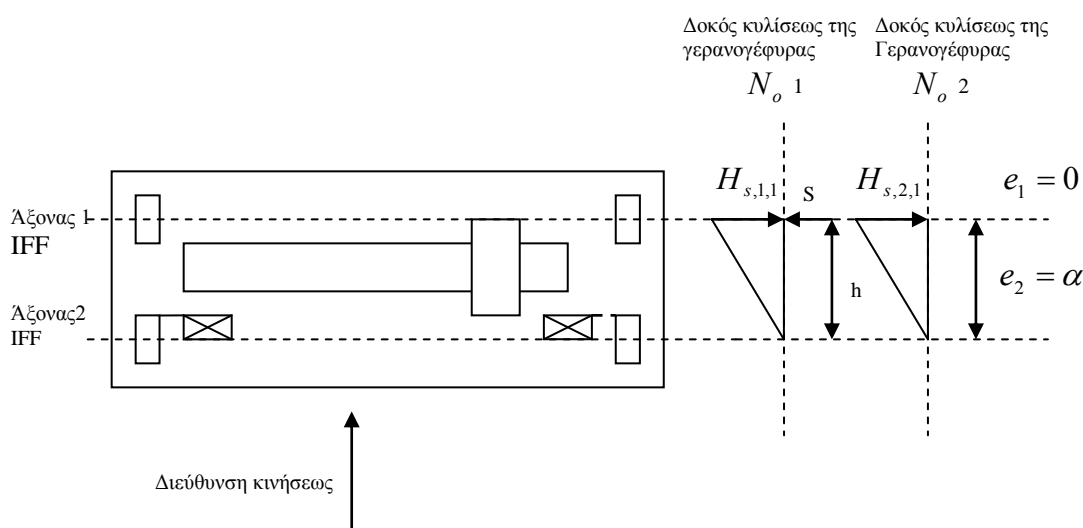
2.4.6.2.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ ΟΦΕΙΛΟΜΕΝΑ ΣΤΗΝ ΠΑΡΑΓΩΓΗ ΚΙΝΗΣΗ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ (ΛΟΞΗ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΙΣ ΤΡΟΧΙΕΣ)

Οι οριζόντιες δυνάμεις H_s που ασκούνται επί των δοκών κυλίσεως οφείλονται στη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας λόγω ανοχής μεταξύ τροχιάς και τροχού αλλά και λόγω της μικρής απόκλισης που μπορεί, κατά θέσεις, να έχει ο στιγμιαίος άξονας της κίνησης επί της τροχιάς ως προς τον άξονα της δοκού κυλίσεως. Σε αυτήν την περίπτωση η γερανογέφυρα στρέφεται περί το στιγμιαίο πόλο στροφής και ασκεί κατά μήκος και πλευρικές οριζόντιες δυνάμεις.

Η θέση του στιγμιαίου πόλου στροφής (απόσταση h από τα μέσα καθοδήγησης) καθώς και οι φορές των πλευρικών δυνάμεων H_s εξαρτώνται από τη σχετική θέση των μέσων καθοδήγησης και από τον τρόπο κίνησης των τροχών. Η δύναμη S αντιστοιχεί στην πλευρική ώθηση που ασκούν τα μέσα καθοδήγησης.

Στην υπό μελέτη γερανογέφυρα οι τροχοί είναι εφοδιασμένοι με επίπεδα ελάσματα, ως μέσα καθοδήγησης, τα οποία συμπίπτουν ως προς τη θέση με τους τροχούς και τα οποία επιτυγχάνουν την ευθυγράμμιση των τροχών με την τροχιά έτσι ώστε να αποφεύγεται η ταχύτερη φθορά τους. Το επιπορευόμενο ζεύγος τροχών είναι το κινητήριο, καθένας από τους δύο κινητήριους τροχούς έχει αυτοτελή κινητήρα και κάθε ένας από τους δύο ιδεατούς άξονες της κίνησης είναι σταθερά συνδεδεμένος και στους δύο τροχούς.

Στο σχήμα 2.45 έχουν σχεδιαστεί η δύναμη καθοδήγησης S και οι εγκάρσιες δυνάμεις H_s στους άξονες των τροχών:



Σχήμα 2.45 : Εγκάρσιες δυνάμεις H_s δοκού κύλισης

Επεξήγηση συμβόλων:

$H_{s,1,1}$: εγκάρσιες οριζόντιες δυνάμεις στη δοκό κύλισης 1 κατά τη διεύθυνση του άξονα 1

$H_{s,2,1}$: εγκάρσιες οριζόντιες δυνάμεις στη δοκό κύλισης 2 κατά τη διεύθυνση του άξονα 1

S : η δύναμη καθοδήγησης που ασκείται στους άξονες των τροχών

Υπολογισμός δυνάμεων H_s

Υπολογισμός συντελεστή f :

Επειδή δεν υπάρχουν ακριβέστερα δεδομένα για το διάκενο μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της τροχιάς λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο $\alpha=0,015$ rad

$$f=0,3 \times [1-\exp(-250 \times \alpha)]=0,3 \times [1-\exp(250 \times 0,015)]=0,293 \leq 0,3$$

Θεωρούμε ότι χρησιμοποιούνται τροχοί εφοδιασμένοι με ελάσματα καθοδήγησης. Επομένως η απόσταση του προηγούμενου ζεύγους τροχών από τα μέσα καθοδήγησης είναι μηδενική $e_1 = 0$. Για το δεύτερο ζεύγος τροχών ισχύει $e_2 = a = 2,5$ m

$$h = \frac{m \times \xi_1 \times \xi_2 \times l^2 + \sum_{ei}^2}{\sum_{ei}}$$

όπου: m : ο αριθμός ζευγών συνεζευγμένων τροχών, δηλαδή $m=0$

$$\sum_{ei} = e_1 + e_2 = 0 + 2,5 = 2,5$$

$$\sum_{ei}^2 = e_1^2 + e_2^2 = 0^2 + 2,5^2 = 6,25$$

$$\xi_1 = 0,822$$

$$\xi_2 = 0,178$$

Τελικά προκύπτει:

$$h = \frac{0 \times 0,847 \times 0,153 \times 18^2 m^2 + 6,25 m^2}{2,5 m} = 2,5 \text{ m}$$

Προσδιορισμός συντελεστών l_s :

Θεωρούμε σύστημα IFF:

$$\lambda_s = 1 - \frac{\sum_{ei}}{n \times h} = 1 - \frac{2,5}{2 \times 2,5} = 0,50$$

$$\lambda_{S,1,1L} = \lambda_{S,1,2L} = \lambda_{S,2,1L} = \lambda_{S,2,2L} = 0$$

1^ο ζεύγος τροχών

$$\lambda_{S,1,1T} = \frac{\xi_2}{n} \times \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,178}{2} \times \left(1 - \frac{0}{2,5}\right) = 0,089$$

$$\lambda_{S,2,1T} = \frac{\xi_1}{n} \times \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0,822}{2} \times \left(1 - \frac{0}{2,5}\right) = 0,411$$

2^ο ζεύγος τροχών

$$\lambda_{S,1,2T} = \frac{\xi_2}{n} \times \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0,178}{2} \times \left(1 - \frac{2,5}{2,5}\right) = 0$$

$$\lambda_{S,2,2T} = \frac{\xi_1}{n} \times \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0,822}{2} \times \left(1 - \frac{2,5}{2,5}\right) = 0$$

$$S = f \times \lambda_s \times \Sigma Q_{r,\max} = 0,293 \times 0,50 \times 127,446 \text{ kN} = 18,67 \text{ kN}$$

$$H_{S,1,1T} = f \times \lambda_{S,1,1T} \times \Sigma Q_{r,\max} = 0,293 \times 0,089 \times 127,446 \text{ kN} = 3,32 \text{ kN}$$

$$H_{S,2,1T} = f \times \lambda_{S,2,1T} \times \Sigma Q_{r,\max} = 0,293 \times 0,411 \times 127,446 \text{ kN} = 15,35 \text{ kN}$$

$$H_{S,1,2T} = H_{S,2,2T} = 0$$

Στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών έχουμε επί της τροχιάς 1:

$$H_{S,1T} = H_{S,1,1T} - S = 3,32 \text{ kN} - 18,67 \text{ kN} = -15,35 \text{ kN}$$

$$H_{S,2T} = H_{S,2,1T} = 15,35 \text{ kN}$$

Οι παραπάνω δυνάμεις θα ενταχθούν μόνο στο συνδιασμό φορτίων 5.

2.4.7 ΑΤΕΛΕΙΕΣ

Η φέρουσα ικανότητα του φορέα μιας μεταλλικής κατασκευής μπορεί να αποκλίνει από τη θεωρητικά προβλεφθείσα. Οι αιτίες αυτής της απόκλισης είναι οι εξής :

α) **Οι γεωμετρικές ατέλειες** οι οποίες οφείλονται :

- στην απόκλιση από την ευθυγραμμία,
- σε μη παραλληλότητα των πελμάτων
- σε εκκεντρότητα του εφαρμοζόμενου φορτίου από την ιδεατή του θέση
- σε ανοχές της συναρμολόγησης
- σε έλλειψη κατακορυφότητας του μέλους

β) **Οι δομικές ατέλειες** οι οποίες οφείλονται σε παραμένουσες τάσεις που δημιουργούνται στην αφόρτιστη κατάσταση κατά τη διαδικασία έλασης , παραγωγής , συγκόλλησης κλπ, ή στη μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού.

Επειδή οι ατέλειες πρέπει να ληφθούν υπόψιν στο σχεδιασμό χρησιμοποιούνται ισοδύναμες γεωμετρικές ατέλειες έτσι ώστε να απεικονίζονται οι πιθανές επιδράσεις όλων των ατελειών.

Τα είδη των ατελειών που προβλέπει ο Ευρωκώδικας 3 είναι τα εξής :

- α) καθολικές ατέλειες για πλαίσια και συστήματα δυσκαμψίας
- β) τοπικές ατέλειες για μεμονωμένα μέλη

Στην παρούσα μελέτη θα ληφθούν υπόψιν μόνο ατέλειες κατά την ανάλυση πλαισίων. Το θεωρούμενο σχήμα καθολικών και τοπικών ατελειών προκύπτει από την ελαστική μορφή λυγισμού της κατασκευής στο αντίστοιχο επίπεδο λυγισμού. Για πλαίσια τα οποία είναι ευαίσθητα σε λυγισμό με πλευρική μετάθεση, η επίδραση των ατελειών λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυσή τους μέσω μιας ισοδύναμης ατέλειας που περιλαμβάνει αρχική κλίση και τοπικές ατέλειες μεμονωμένων μελών. Οι τοπικές ατέλειες θα αμεληθούν στη συγκεκριμένη περίπτωση. Οι καθολικές ατέλειες οι οποίες έχουν τη μορφή αρχικής κλίσης όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.46 κατά την ανάλυση πλαισίων προκύπτουν από τους εξής τύπους :

$$\varphi = \varphi_0 \times \alpha_h \times a_m$$

όπου φ_0 είναι η βασική τιμή: $\varphi_0 = 1/200$

α_h είναι ο μειωτικός συντελεστής σχετικός με το ύψος h εφαρμόσιμος σε υποστυλώματα,

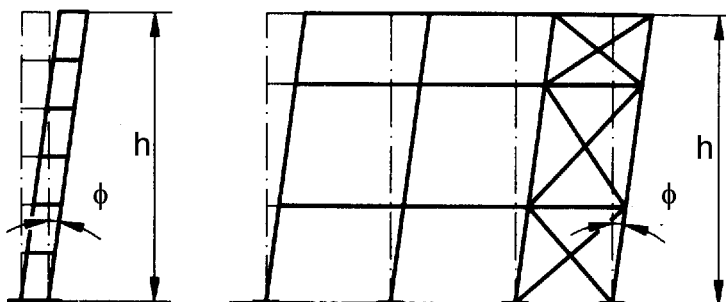
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ αλλά } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h είναι το ύψος της κατασκευής σε μέτρα

a_m είναι ο μειωτικός συντελεστής σχετικός με τον αριθμό των στύλων σε έναν όροφο,

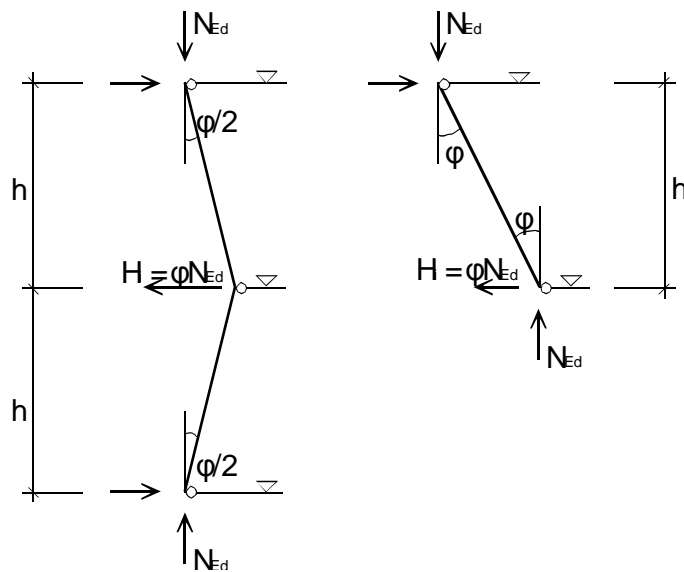
$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$$

m είναι ο αριθμός των στύλων σε έναν όροφο και περιλαμβάνει μόνο εκείνους τους στύλους που φέρουν κατακόρυφο φορτίο N_{Ed} όχι μικρότερο του 50% της μέσης τιμής του φορτίου των στύλων στο υπό θεώρηση κατακόρυφο επίπεδο



Σχήμα 2.46 : Ισοδύναμες ατέλειες κλίσης και αρχικής καμπυλότητας

Για τον υπολογισμό δυνάμεων στα διαφράγματα των ορόφων εφαρμόζεται η μορφή καθολικών ατελειών, όπου φ είναι η ατέλεια μετάθεσης, θεωρώντας ότι υπάρχει μόνο ένας όροφος με ύψος h όπως παρουσιάζεται στο σχήμα 2.47 .

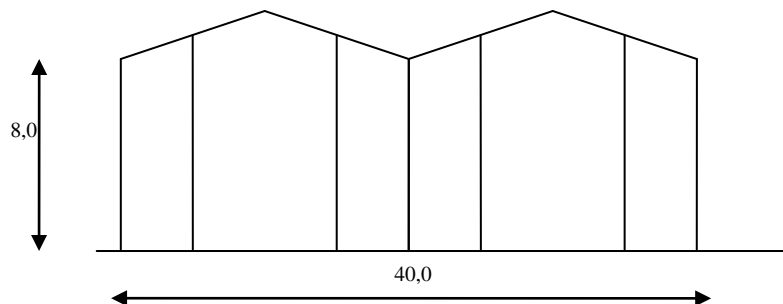


Σχήμα 2.47 : Μορφή αρχικής κλίσης φ για οριζόντια φορτία στους ορόφους

Υπολογισμός αρχικής κλίσης φορέα

Κατά τη διεύθυνση x'x

1^ο κ 11^ο πλαίσιο



Σχήμα 2.48 : 1^ο και 11^ο Πλαίσιο κατά τη διεύθυνση x'x

m=7,0

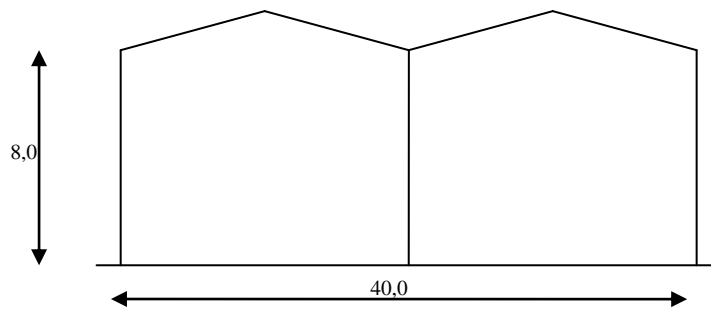
h=8,0

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{8}} = 0,707$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{7}\right)} = 0,756$$

$$\varphi = \varphi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{1}{200} \times 0,707 \times 0,756 = 0,0027$$

2° - 9° πλαίσιο



Σχήμα 2.49 : 2° -9° Πλαίσιο κατά τη διεύθυνση x'x

$$m=3$$

$$h=8,0 \text{ m}$$

$$\varphi_0 = \frac{1}{200}$$

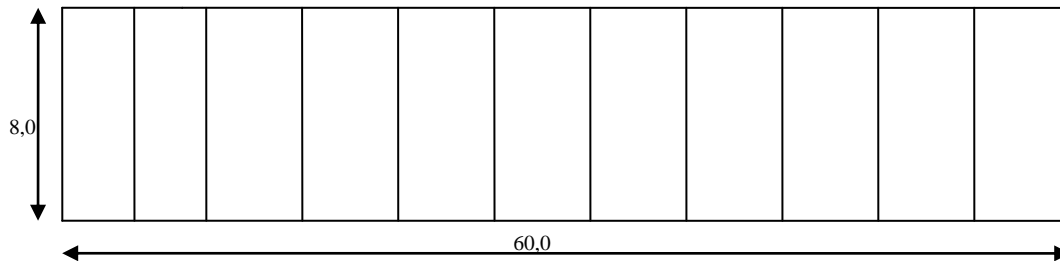
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{8}} = 0,707$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{3}\right)} = 0,816$$

$$\varphi = \varphi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{1}{200} \times 0,707 \times 0,816 = 0,0029$$

Κατά τη διεύθυνση y'y

1^ο , 2^ο και 3^ο πλαίσιο κατά y:



Σχήμα 2.50 : 1^ο , 2^ο και 3^ο πλαίσιο κατά y'y

$$m=11$$

$$\phi_0 = \frac{1}{200}$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{8}} = 0,707$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{11}\right)} = 0,739$$

$$\varphi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{1}{200} \times 0,707 \times 0,739 = 0,0026$$

Υπολογισμός ατελειών

Για την κατακόρυφη συνιστώσα $V = N_{ed}$ υπολογίζονται τα εξής κατακόρυφα φορτία:

Κατά τη διεύθυνση x'x

$$V_g = (\text{εμβαδόν επιρροής πανέλων οροφής πλαισίου}) \times g_e + (\text{αριθμός τεγίδων}) \times (\text{μήκος}) \times g_{i\beta} + (\text{αριθμός κεφαλοδοκών}) \times (\text{μήκος}) \times g_{i\beta} + (\text{αριθμός κύριων δοκών}) \times (\text{μήκος}) \times g_{i\beta} + (\text{αριθμός υποστυλωμάτων}) \times (\text{ύψος}) \times g_{i\beta} + (\text{εμβαδόν πανέλων πρόσοψης}) \times g_e$$

- 1^ο πλαίσιο

$$V_g = \frac{1}{2} \times (4 \times 6\text{m} \times \frac{10}{\cos 5,71} \text{m}) \times 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 21 \times 0,127 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times \frac{6}{2} \text{m} + 3 \times \frac{6}{2} \text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$+ 2 \times 2 \times \frac{10}{\cos 5,71} \text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3 \times 8\text{m} \times 1,010 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 4 \times 8,65\text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$+ 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 4 \times \frac{1}{2} (8+9)\text{m} \times 10\text{m} = 159,05 \text{ kN}$$

$$V = V_g + V_q = 159,05 + 0 = 159,05 \text{ kN}$$

$$I_x = V \times \phi = 159,05 \times 0,0027 = 0,4294 \text{ kN}$$

$$\text{Σε κάθε υποστύλωμα : } I_x^* = \frac{I_x}{7} = \frac{0,4294}{7} = 0,061 \text{ kN}$$

- 2^ο – 5^ο πλαίσιο

$$V_g = 4 \times 6,0\text{m} \times \frac{10}{\cos 5,71} \text{m} \times 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 21 \times 0,127 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 6,0\text{m} + 3 \times 6,0\text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$+ 4 \times \frac{10}{\cos 5,71} \text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3 \times 8 \text{m} \times 1,010 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 112,57 \text{ kN}$$

$$V_g = 112,57 \text{ kN}$$

$$V = V_g + V_q = 112,57 \text{ kN} + 0 = 112,57 \text{ kN}$$

$$I_x = V \times \phi = 112,57 \times 0,0029 = 0,326 \text{ kN}$$

$$\text{Σε κάθε υποστύλωμα: } I_x^* = \frac{I_x}{3} = 0,109$$

- 6^ο πλαίσιο

$$V_g = 112,57 \text{ kN} + 3,0\text{m} \times 20,0\text{m} \times 0,20\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 11 \times \frac{1}{2} \times 6,0\text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3 \times \frac{1}{2} \times$$

$$6,0\text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1 \times 20,0\text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1 \times 4 \times 1,010 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 442,28 \text{ kN}$$

$$V = V_g + V_q = 442,28 \text{ kN} + 0 = 442,28 \text{ kN}$$

$$I_x = V \times \phi = 442,28 \text{ kN} \times 0,0029 = 1,283 \text{ kN}$$

Σε κάθε υποστύλωμα : $I_x^* = \frac{I_x}{3} = 0,428 \text{ kN}$

- $7^\circ - 10^\circ$ πλαίσιο

$V_g = V_g (2^{ου} \text{ πλαισίου}) + (\text{εμβαδόν πλάκας}) \times (\text{πάχος πλάκας}) \times g_{\iota\beta} + (\text{αριθμός διαδοκίδων}) \times (\text{μήκος}) \times g_{\iota\beta} + (\text{αριθμός δοκών}) \times (\text{μήκος}) \times g_{\iota\beta} + (\text{αριθμός κύριων δοκών}) \times (\text{μήκος}) \times g_{\iota\beta} + (\text{αριθμός υποστυλωμάτων}) \times (\text{μήκος}) \times g_{\iota\beta}$

$$V_g = 112,57 \text{ kN} + 6,0\text{m} \times 20,0\text{m} \times 0,20\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 11 \times 6,0\text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3 \times 6,0\text{m} \times 0,414$$

$$\frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1 \times 20,0 \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1 \times 4\text{m} \times 1,010 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 759,67 \text{ kN}$$

$$V = V_g + V_q = 759,67 \text{ kN} + 0 = 759,67 \text{ kN}$$

$$I_x = V \times \varphi = 759,67 \text{ kN} \times 0,0029 = 2,203 \text{ kN}$$

Σε κάθε υποστύλωμα: $I_x^* = \frac{I_x}{3} = 0,734 \text{ kN}$

- 11° πλαίσιο

$$V_g = V_g (1^{ου} \text{ πλαισίου}) + 3,0\text{m} \times 20,0\text{m} \times 0,20\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} + 11 \times \frac{1}{2} \times 6,0\text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 3$$

$$\times \frac{1}{2} \times 6,0\text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1 \times 20,0\text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1 \times 4 \times 1,010 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 488,76 \text{ kN}$$

$$V = V_g + V_q = 488,76 \text{ kN} + 0 = 488,76 \text{ kN}$$

$$I_x = V \times \varphi = 488,76 \text{ kN} \times 0,0027 = 1,320 \text{ kN}$$

Σε κάθε υποστύλωμα : $I_x^* = \frac{I_x}{7} = 0,189 \text{ kN}$

Κατά τη διεύθυνση $y'y$

- 1° και 3° πλαίσιο

$$V_g = \frac{10}{\cos 5,71} \text{ m} \times 60,0\text{m} \times 0,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 55 \times 6,0\text{m} \times 0,127 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 11 \times \frac{10}{\cos 5,71} \text{ m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$+ 10 \times 6,0\text{m} \times 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 11 \times 8,0 \text{ m} \times 1,010 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \times 8,65\text{m} \times$$

$$\times 0,414 \frac{kN}{m} + 60,0m \times 8,0m \times 0,2 \frac{kN}{m^2} = 425,16kN$$

$$V = V_g + V_q = 425,16 kN + 0 = 425,16 kN$$

$$I_y = V \times \phi = 425,16 \times 0,0026 = 1,105 kN$$

$$\text{Σε κάθε υποστύλωμα: } I_y^* = \frac{1,105}{11} = 0,100 kN$$

- 2^ο πλαίσιο

$$V_g = 2 \times \frac{10}{\cos 5,71} m \times 60,0 m \times 0,20 \frac{kN}{m^2} + 2 \times 50 \times 6,0m \times 0,127 \frac{kN}{m} + 2 \times 11 \times \frac{10}{\cos 5,71} m$$

$$\times 0,414 \frac{kN}{m} + 10 \times 6,0m \times 0,414 \frac{kN}{m} + 11 \times 8,0 \times 1,010 \frac{kN}{m} + 4 \times 8,65m \times 0,414 \frac{kN}{m}$$

$$= 536,97 kN$$

$$V = V_g + V_q = 536,97 kN + 0 = 536,97 kN$$

$$I_y = V \times \phi = 536,97 kN \times 0,0026 = 1,3961 kN$$

$$\text{Σε κάθε υποστύλωμα: } I_y^* = \frac{I_y}{11} = \frac{1,3961}{11} = 0,127 kN$$

2.4.8 ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ

Σε όλα τα υπόστεγα εφαρμόζεται θερμοκρασιακή μεταβολή $\Delta T = \pm 20^\circ C$ με θερμοκρασία αναφοράς $T_{ref} = 20^\circ C$.

2.4.9 ΦΟΡΤΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ

2.4.9.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι σεισμικές δράσεις ανήκουν στην κατηγορία των έμμεσων δράσεων καθώς τα κύματα του σεισμού που απελευθερώνονται προκαλούν ταλαντώσεις σε μία περιοχή της επιφάνειας της γης οι οποίες προκαλούν δυνάμεις στις κατασκευές της περιοχής αυτής εξαιτίας της αδράνειας που διαθέτουν οι μάζες τους. Τα δομήματα αυτά αντιστέκονται στις δυνάμεις αυτές μέσω της ακαμψίας που διαθέτουν. Οι δράσεις

αυτές εξαρτώνται από την επιτάχυνση, ταχύτητα, χρονική διάρκεια και διεύθυνση της εδαφικής κίνησης αλλά και από τη συμπεριφορά της κατασκευής, κατατάσσονται δε στις τυχηματικές δράσεις και δε συνδιάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και αποτελούνται από δύο οριζόντιες συνιστώσες μία κατά x και μία κατά y οι οποίες είναι κάθετες μεταξύ τους και αποτελούν τις πιο σημαντικές, αλλά και από μία κατακόρυφη. Οι συνιστώσες αυτές θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες.

Στην Ελλάδα εξαιτίας της σεισμογένειας της οι σεισμικές δράσεις έχουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε ο σχεδιασμός με βάση τον ΕΑΚ 2000 (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός). Ο ΕΑΚ καλύπτει τα έργα «κανονικού κινδύνου» (δηλαδή έργα των οποίων η βλάβη περιορίζεται στο ίδιο το έργο, στο περιεχόμενο του και στην άμεση γειτονία του) και περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής για τα κτιριακά κυρίως έργα.

Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (I έως III). Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A , η οποία έχει 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια. Η επιτάχυνση αυτή υπολογίζεται ως εξής:

$$A = \alpha \times g$$

Όπου :

g :είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας

α : $\alpha=0,16$ για Ζώνη I

$\alpha=0,24$ για Ζώνη II

$\alpha=0,36$ για Ζώνη III

2.4.9.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής προβλέπεται από τον ΕΑΚ 2000 η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων :

α) Δυναμική φασματική μέθοδος η οποία περιλαμβάνει :

- την πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος
- τον υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης
- την τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων (το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής που λαμβάνονται υπόψη διαφέρει κάθε φορά, ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια.)

β) Απλοποιημένη φασματική (ή ισοδύναμη στατική) μέθοδος για την οποία ισχύουν τα εξής:

- δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση
- στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε η εφαρμογή της Δυναμικής φασματικής μεθόδου καθώς η μέθοδος αυτή είναι γενικής εφαρμογής ,δηλαδή εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ 2000 και μεγαλύτερης ακρίβειας από την Ισοδύναμη στατική. Επιπλέον η μέθοδος αυτή επιτρέπει τη θεώρηση της κατασκευής ως χωρικό και όχι ως επίπεδο μοντέλο. Γίνεται παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και υποστυλωμάτων, κάτι το οποίο δίνει τη δυνατότητα της περιγραφής της κίνησης του απειροβάθμιου συστήματος με πολυβάθμιο. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού.

2.4.9.3 ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Κατά την προσομοίωση της κατασκευής για τη συμπεριφορά της στο σεισμό σχεδιασμού ενδέχεται να υπάρχουν αποκλίσεις μεταξύ της πραγματικής ,δηλαδή κατά την ώρα του σεισμού ,και της υπολογιστικής κατανομής μαζών, δυσκαμψιών και αντοχών. Επιπλέον είναι δυνατόν να υπάρχουν οριζόντιες συνιστώσες των

διαφορικών κινήσεων των σημείων του εδάφους. Οι παραπάνω καταστάσεις έχουν σαν αθροιστικό αποτέλεσμα τη στρεπτική διέγερση της βάσης των κτιρίων.

Προκειμένου να αντιμετωπιστούν οι στρεπτικές επιπονήσεις του κτιρίου και καθώς οι παράγοντες που τις προκαλούν δεν είναι εφικτό να προσομοιωθούν, η μάζα m_i ή η σεισμική δύναμη F_i κάθε ορόφου λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους, κάθετα προς τη διεύθυνση της εξεταζόμενης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα e_{ti} του ορόφου i . Έτσι λαμβάνονται υπόψιν τέσσερα διαφορετικά συστήματα ανάλυσης. Η τυχηματική εκκεντρότητα e_{ti} λαμβάνεται ίση με $0,05 L_i$, όπου L_i το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, όπου εφαρμόζεται η Δυναμική φασματική μέθοδος, προκειμένου να ληφθούν υπόψιν οι στρεπτικές επιπονήσεις στο σχεδιασμό δημιουργήθηκαν τέσσερα διαφορετικά προσομοιώματα για κάθε έναν από τους έξι τύπους υποστέγων και για κάθε ένα από αυτά θεωρήθηκε εκκεντρότητα μάζας. Η εκκεντρότητα αυτή εφαρμόσθηκε και υπολογίσθηκε στο κάθε προσομοίωμα σύμφωνα με τα προαναφερθέντα. Επειδή γίνεται παραδοχή ότι η μάζα είναι συγκεντρωμένη στα δύο επίπεδα ορόφων που διαμορφώνονται στο κάθε κτίριο, δηλαδή στο επίπεδο της στέγης και στο επίπεδο του μεσοπατώματος, θεωρούμε ένα κέντρο μάζας για κάθε επίπεδο, σε κάθε ένα από τα οποία εφαρμόζεται διαφορετική εκκεντρότητα ανάλογα με τις διαστάσεις του κάθε ορόφου. Έτσι εφαρμόζονται οι εξής εκκεντρότητες:

- **Για συνιστώσα του σεισμού κατά x**

- Επίπεδο στέγης

$$+e_y = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 60,0m = 3,0m$$

$$-e_y = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 60,0m = 3,0m$$

- Επίπεδο μεσοπατώματος

$$+e_y = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 30,0m = 1,5m$$

$$-e_y = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 30,0m = 1,5m$$

- Για συνιστώσα του σεισμού κατά y

- Επίπεδο στέγης

$$+e_x = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 40,0m = 2,0m$$

$$-e_x = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 40,0m = 2,0m$$

- Επίπεδο μεσοπατώματος

$$+e_x = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 20,0m = 1,0m$$

$$-e_x = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 20,0m = 1,0m$$

2.4.9.4 ΦΑΣΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση των κατασκευών στη μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών επιτάχυνσης του σεισμού του Ε.Α.Κ. 2000 τα οποία προκύπτουν από τις ακόλουθες εξισώσεις :

Περιοχή Περιοδών

Εξίσωση

$$0 \leq T < T_1 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(\frac{\eta \times \theta \times \beta_o}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \times A \times \frac{\eta \times \theta \times \beta_o}{q}$$

$$T_2 < T : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \times A \times \left(\frac{\eta \times \theta \times \beta_o}{q} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

όπου :

$\alpha = 0,16$ συντελεστής επιτάχυνσης για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I

$g = 9,81$ επιτάχυνση της βαρύτητας

$A = \alpha \times g = 0,16g$ σεισμική επιτάχυνση εδάφους

$\gamma_1 = 1,00$ συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου για κατηγορία σπουδαιότητας Σ_2

$\theta = 1,00$ συντελεστής θεμελίωσης

B κατηγορία εδάφους $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ sec}$ και $T_2 = 0,60 \text{ sec}$

$\beta_0 = 2,5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

$\zeta = 4\%$ το κτίριο είναι μεταλλικό και συνδέεται με κοχλιώσεις

Άρα ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης ισούται με : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08 > 0,7$

Δομικό σύστημα

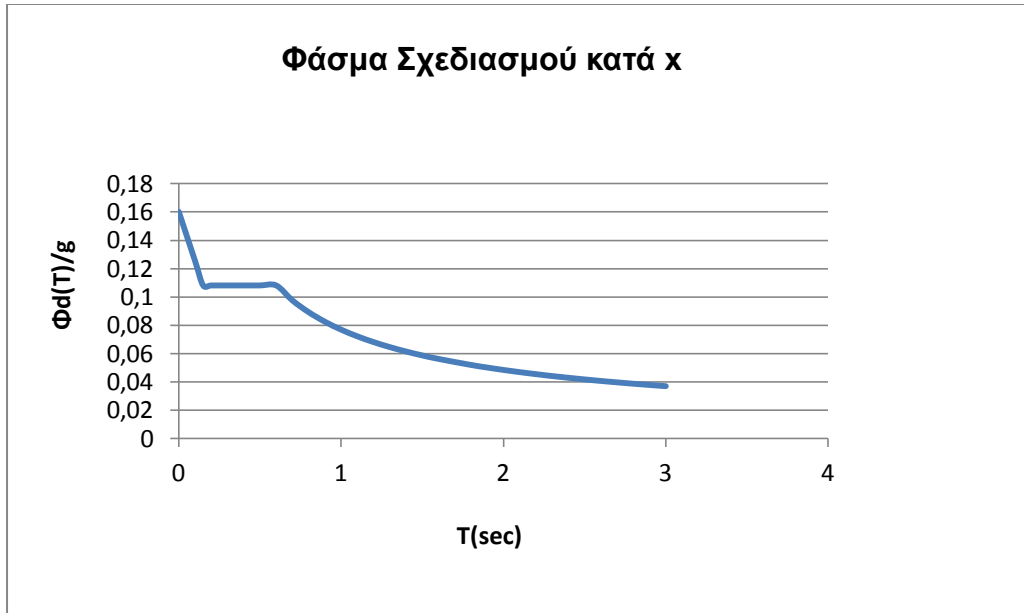
α. κατά τη διεύθυνση x (κύρια)

- πλαίσιο $q = 4,00$

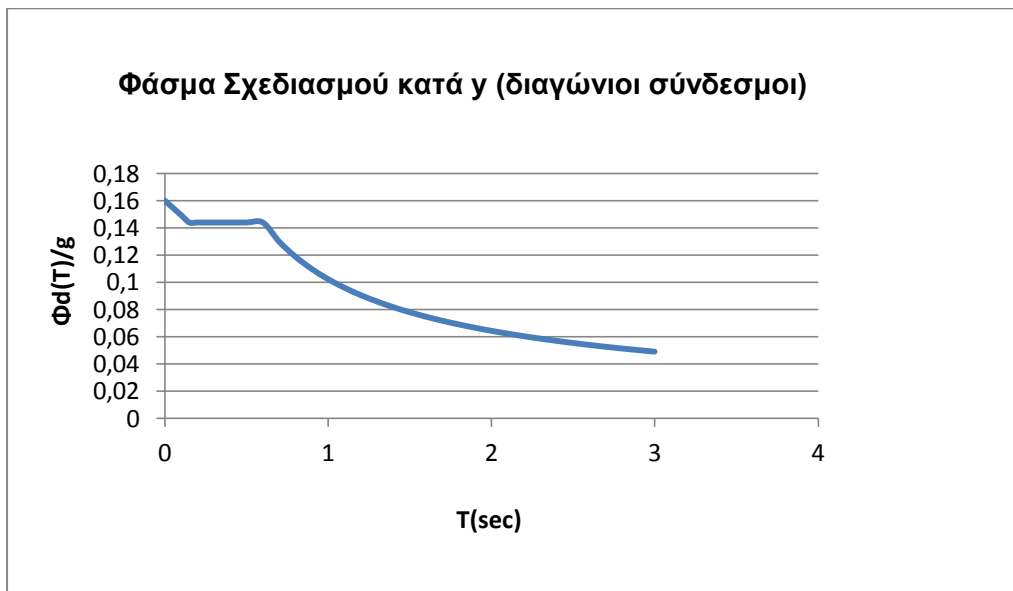
β. κατά τη διεύθυνση y (δευτερεύουσα)

- Διαγώνιοι σύνδεσμοι $q = 3,00$
- Σύνδεσμοι τύπου Λ κεντρικοί $q = 1,50$
- Σύνδεσμοι τύπου Λ έκκεντροι $q = 4,00$

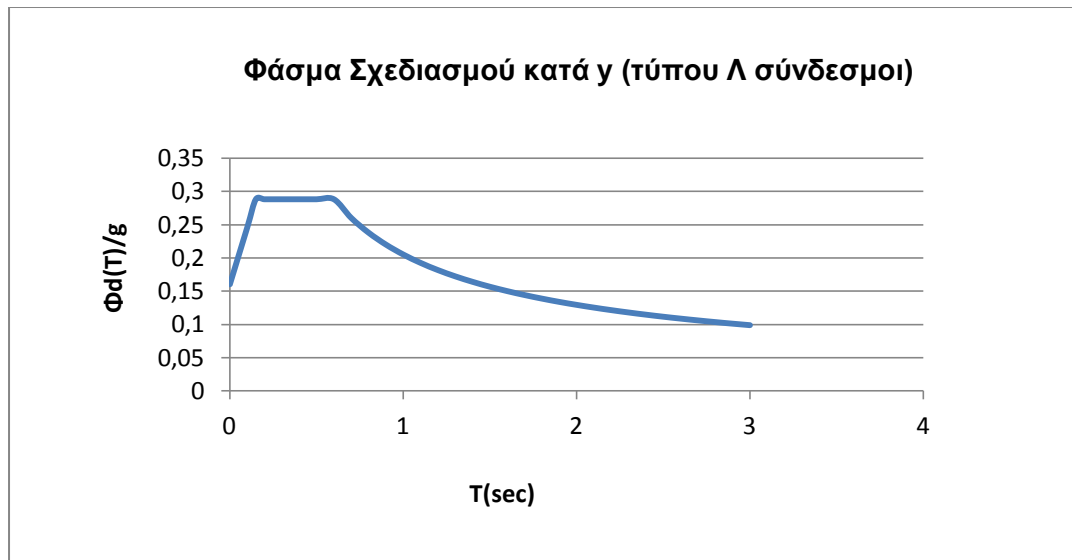
Έτσι προκύπτουν τα ακόλουθα φάσματα σχεδιασμού για κάθε δομικό σύστημα για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού :



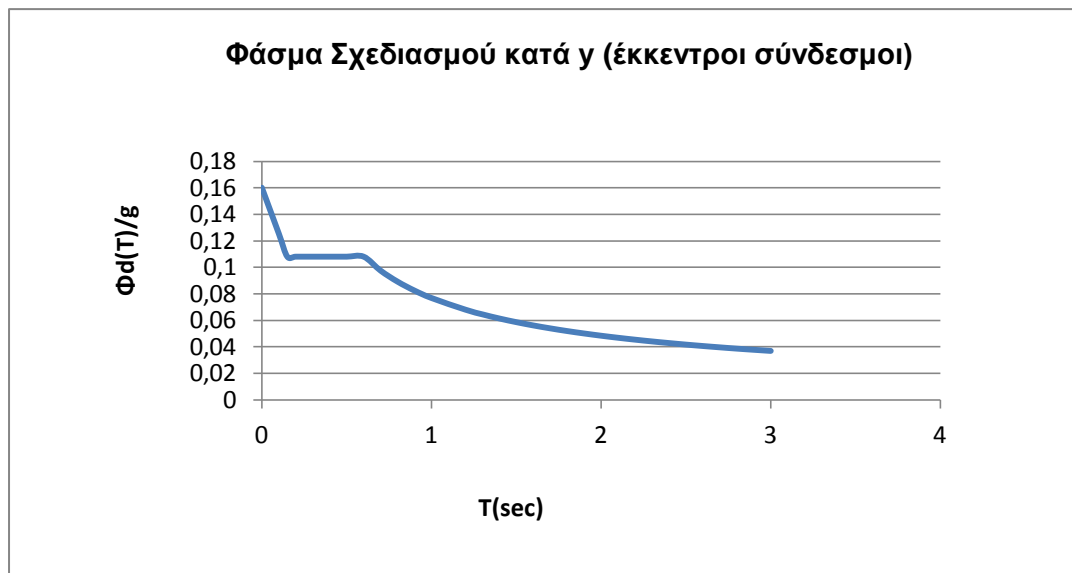
Σχήμα 2.51: Φάσμα σχεδιασμού για σεισμό κατά x- πλαίσιακή λειτουργία



Σχήμα 2.52: Φάσμα σχεδιασμού για σεισμό κατά y-διαγώνιοι σύνδεσμοι



Σχήμα 2.53: Φάσμα σχεδιασμού για σεισμό κατά γ -τύπου Λ σύνδεσμοι



Σχήμα 2.54: Φάσμα σχεδιασμού για σεισμό κατά γ - έκκεντροι σύνδεσμοι

2.5 ΒΑΣΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Ο Ευρωκώδικας 1 περιλαμβάνει τις αρχές και απαιτήσεις για ασφάλεια , λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα των κατασκευών με βάση τη θεωρία των οριακών καταστάσεων και τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας . Οι καταστάσεις σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο των κατασκευών σε αστοχία και λειτουργικότητα αντιστοιχούν σε συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες θεωρείται ότι θα εκτεθεί η κατασκευή κατά τη συμβατική διάρκεια ζωής της , που συνήθως στα κτιριακά έργα λαμβάνεται ίση με 50 χρόνια.Οι καταστάσεις σχεδιασμού διακρίνονται στις εξής περιπτώσεις:

- i. **καταστάσεις διάρκειας** , που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης
- ii. **παροδικές καταστάσεις** που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες
- iii. **τυχηματικές καταστάσεις**, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες
- iv. **καταστάσεις σεισμού**, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή

2.5.1 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Οι καταστάσεις αυτές προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας οι οποίοι σχεδόν πάντα είναι μεγαλύτεροι ή ίσοι με τη μονάδα. Τα προκύπτοντα φορτία ή δράσεις σχεδιασμού χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα. Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση. Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται στις ακόλουθες δύο κατηγορίες :

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS)

Αφορούν την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων και αφορούν τις παρακάτω περιπτώσεις :

- Απώλεια ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως άκαμπτου μέλους ή οποιουδήποτε μέρους του

- Αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιοδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύση, απώλεια ευστάθειας του φορέα ή και οποιοδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων
- Οριακές καταστάσεις αντοχής σε κρίσιμες διατομές:
 - έναντι ορθών εντατικών μεγεθών, όπως ροπή καμψης, αξονική δύναμη, κλπ
 - έναντι διατμητικών επιπονήσεων, δηλαδή:
 - τέμνουσα
 - στρέψη
 - διάτρηση
 - συνάφεια, αγκύρωση
- Οριακές καταστάσεις αστοχίας σε λυγισμό και ύβωση στους οποίους εξετάζονται οι γραμμικοί και οι επιφανειακοί φορείς αντίστοιχα και οφείλονται στην παραμόρφωση του φορέα
- Αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή από άλλες επιδράσεις οι οποίες εξαρτώνται από το χρόνο.

Οι συνδιασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

- I. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές :

$$\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki}$$

- II. Για τυχηματικές καταστάσεις :

$$\sum \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{pA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum \psi_{1i} Q_{ki}$$

- III. Για καταστάσεις σεισμού :

$$\sum G_{kj} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής :

| | |
|--|--|
| + | σημαίνει «επαλληλία με» |
| $G_{k,j}$ | χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων |
| P | χαρακτηριστική τιμή της προέντασης |
| $Q_{k,1}$ | χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης |
| $Q_{k,i}$ | χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν |
| A_d | τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης |
| A_{Ed} | τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης |
| $\gamma_{G,j}$ | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j |
| γ_P | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση |
| $\gamma_{Q,i}$ | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i |
| $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ | συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων |

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας γ_f για την περίπτωση του ελέγχου αστοχίας για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές ενός κτιρίου ή μέλους του είναι :

$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$ για δυσμενή επιρροή

$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$ για ευμενή επιρροή

$\gamma_{Q,1} = 1,50$ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)

$\gamma_{Q,i} = 1,50$ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)

Δυσμενής επιρροή των μόνιμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών ενώ ευμενής επιρροή χαρακτηρίζεται η περίπτωση στην οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων μειώνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων

Στον ακόλουθο πίνακα δίνονται οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ_i ανάλογα με την κατηγορία του κτιρίου σύμφωνα με το Μέρος 1 του EC1:

| Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1 | | | |
|--|----------------------|----------------------|--------------------|
| Δράση | Ψ_0 | Ψ_1 | Ψ_2 |
| Μεταβλητά φορτία σε κτίρια ⁽¹⁾ | | | |
| Κατηγορία A: κατοικίες | [0,7] | [0,5] | [0,3] |
| Κατηγορία B: γραφεία | [0,7] | [0,5] | [0,3] |
| Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι κ.λ.π) | [0,7] | [0,7] | [0,6] |
| Κατηγορία D: καταστήματα | [0,7] | [0,7] | [0,6] |
| Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι | [1,0] | [0,9] | [0,8] |
| Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια | | | |
| Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$ | [0,7] | [0,7] | [0,6] |
| Κατηγορία G: $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$ | [0,7] | [0,5] | [0,3] |
| Κατηγορία H: στέγες | [0] | [0] | [0] |
| Φορτία χιονιού σε κτίρια | [0,6] ⁽²⁾ | [0,2] ⁽²⁾ | [0] ⁽²⁾ |
| Φορτία ανέμου σε κτίρια | [0,6] ⁽²⁾ | [0,5] ⁽²⁾ | [0] ⁽²⁾ |
| Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός φωτιάς) ⁽³⁾ | [0,6] ⁽²⁾ | [0,5] ⁽²⁾ | [0] ⁽²⁾ |
| (1) Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολυώροφα κτίρια βλ. EC1:Μέρος 2-1 | | | |
| (2) Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές | | | |
| (3) Βλ. EC1:Μέρος 2-5 | | | |

Πίνακας 2.3 : συντελεστές συνδυασμού ψ_i ανάλογα με την κατηγορία του κτιρίου (Μέρος 1 του EC1)

Συνδυασμοί φόρτισης στην οριακή κατάσταση αστοχίας

| | |
|-------|------------------------------|
| COMB1 | $1,35G+1,50Q$ |
| COMB2 | $1,35G+1,50Q+0,90S$ |
| COMB3 | $1,35G+1,50Q+0,90W_x$ |
| COMB4 | $1,35G+1,50Q+0,90W_y$ |
| COMB5 | $1,35G+1,50Q+0,90\Delta T_+$ |
| COMB6 | $1,35G+1,50Q+0,90\Delta T_-$ |

| | |
|--------|--|
| COMB7 | $1,35G+1,50Q+0,90S+0,90W_X+0,90I_X$ |
| COMB8 | $1,35G+1,50Q+0,90S+0,90W_Y+0,90I_Y$ |
| COMB9 | $1,35G+1,50Q+0,90S+0,90\Delta T_-$ |
| COMB10 | $1,35G+1,50Q+0,90W_X+0,90W_Y+0,90I_X$ |
| COMB11 | $1,35G+1,50Q+0,90W_X+0,90\Delta T_++0,90I_X$ |
| COMB12 | $1,35G+1,50Q+0,90W_Y+0,90\Delta T_-+0,90I_X$ |
| COMB13 | $1,35G+1,50Q+0,90W_Y+0,90\Delta T_++0,90I_Y$ |
| COMB14 | $1,35G+1,50Q+0,90S+0,90W_X+0,90\Delta T_-+0,90I_X$ |
| COMB15 | $1,35G+1,50Q+0,90S+0,90W_Y+0,90\Delta T_-+0,90I_X$ |
| COMB16 | $1,35G+1,50W_X$ |
| COMB17 | $1,35G+1,50W_X+0,90S$ |
| COMB18 | $1,35G+1,50W_X+0,90Q$ |
| COMB19 | $1,35G+1,50W_X+0,90\Delta T_+$ |
| COMB20 | $1,35G+1,50W_X+0,90\Delta T_-$ |
| COMB21 | $1,35G+1,50W_X+0,90S+0,90Q+0,90I_X$ |
| COMB22 | $1,35G+1,50W_X+0,90S+0,90\Delta T_-+0,90I_X$ |
| COMB23 | $1,35G+1,50W_X+0,90Q+0,90\Delta T_++0,90I_X$ |
| COMB24 | $1,35G+1,50W_X+0,90Q+0,90\Delta T_-+0,90I_X$ |
| COMB25 | $1,35G+1,50W_X+0,90S+0,90Q+0,90\Delta T_-+0,90I_X$ |
| COMB26 | $1,35G+1,50W_Y$ |
| COMB27 | $1,35G+1,50W_Y+0,90S$ |
| COMB28 | $1,35G+1,50W_Y+0,90Q$ |
| COMB29 | $1,35G+1,50W_Y+0,90\Delta T_+$ |
| COMB30 | $1,35G+1,50W_Y+0,90\Delta T_-$ |

| | |
|--------|--|
| COMB31 | $1,35G+1,50W_Y+0,90S+0,90Q+0,90I_Y$ |
| COMB32 | $1,35G+1,50W_Y+0,90S+0,90\Delta T_-+0,90I_Y$ |
| COMB33 | $1,35G+1,50W_Y+0,90Q+0,90\Delta T_++0,90I_Y$ |
| COMB34 | $1,35G+1,50W_Y+0,90Q+0,90\Delta T_-+0,90I_Y$ |
| COMB35 | $1,35G+1,50W_Y+0,90S+0,90Q+0,90\Delta T_-$ |
| COMB36 | $1,35G+1,50\Delta T_+$ |
| COMB37 | $1,35G+1,50\Delta T_++0,90Q$ |
| COMB38 | $1,35G+1,50\Delta T_++0,90W_X$ |
| COMB39 | $1,35G+1,50\Delta T_++0,90W_Y$ |
| COMB40 | $1,35G+1,50\Delta T_++0,90Q+0,90W_X+0,90I_X$ |
| COMB41 | $1,35G+1,50\Delta T_++0,90Q+0,90W_X+0,90I_X$ |
| COMB42 | $1,35G+1,50\Delta T_-$ |
| COMB43 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90Q$ |
| COMB44 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90S$ |
| COMB45 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90W_X$ |
| COMB46 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90W_Y$ |
| COMB47 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90Q+0,90S$ |
| COMB48 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90Q+0,90W_X$ |
| COMB49 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90Q+0,90W_Y$ |
| COMB50 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90S+0,90W_X$ |
| COMB51 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90S+0,90W_Y$ |
| COMB52 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90Q+0,90S+0,90W_X+0,90I_X$ |
| COMB53 | $1,35G+1,50\Delta T_-+0,90Q+0,90S+0,90W_Y+0,90I_Y$ |

| | |
|--------|--|
| COMB54 | $1,35G+1,50Q+1,35C1$ |
| COMB55 | $1,35G+1,50Q+0,90S+0,90W_X+0,90I_X+1,35*0,90C1$ |
| COMB56 | $1,35G+1,50Q+0,90S+0,90W_Y+0,90I_Y+1,35*0,90C1$ |
| COMB57 | $1,35G+1,50Q+0,90W_Y+0,90\Delta T_-+0,90I_Y+1,35*0,90C1$ |
| COMB58 | $1,35G+1,50Q+0,90W_Y+0,90\Delta T_++0,90I_Y+1,35*0,90C1$ |
| COMB59 | $1,35G+1,50S$ |
| COMB60 | $1,35G+1,50S+0,90Q$ |
| COMB61 | $1,35G+1,50S+0,90W_X$ |
| COMB62 | $1,35G+1,50S+0,90W_Y$ |
| COMB63 | $1,35G+1,50S+0,90\Delta T_-$ |
| COMB64 | $1,35G+1,50S+0,90Q+0,90W_X+0,90I_X$ |
| COMB65 | $1,35G+1,50S+0,90Q+0,90W_Y+0,90I_Y$ |
| COMB66 | $1,35G+1,50S+0,90Q+0,90\Delta T_-$ |
| COMB67 | $1,35G+1,50S+0,90W_X+0,90\Delta T_-+0,90I_X$ |
| COMB68 | $1,35G+1,50S+0,90W_Y+0,90\Delta T_-+0,90I_Y$ |
| COMB69 | $1,35G+1,50S+0,90Q+0,90W_X+0,90\Delta T_-+0,90I_X$ |
| COMB70 | $1,35G+1,50S+0,90Q+0,90W_Y+0,90\Delta T_-+0,90I_Y$ |

Σεισμικοί συνδυασμοί με την δυναμική φασματική μέθοδο

| | |
|----|---|
| S1 | $1,00G+0,30Q+0,30S+1,00E_X+0,30E_Y+1,00I_X$ |
| S2 | $1,00G+0,30Q+0,30S+1,00E_X-0,30E_Y+1,00I_X$ |
| S3 | $1,00G+0,30Q+0,30S-1,00E_X+0,30E_Y-1,00I_X$ |
| S4 | $1,00G+0,30Q+0,30S-1,00E_X-0,30E_Y-1,00I_X$ |

$$S5 \quad 1,00G+0,30Q+0,30S+0,30 E_X +1,00 E_Y +1,00 I_Y$$

$$S6 \quad 1,00G+0,30Q+0,30S+0,30 E_X -1,00 E_Y -1,00 I_Y$$

$$S7 \quad 1,00G+0,30Q+0,30S-0,30 E_X +1,00 E_Y +1,00 I_Y$$

$$S8 \quad 1,00G+0,30Q+0,30S-0,30 E_X -1,00 E_Y -1,00 I_Y$$

2) Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας(SLS)

Αφορούν τις συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού. Ο έλεγχος οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας αφορά την πρόληψη των εξής φαινομένων κατά τη διάρκεια ζωής του έργου:

- παραμορφώσεις οι οποίες δημιουργούν πρόβλημα στην εμφάνιση της κατασκευής, στην άνεση των χρηστών καθώς και στη λειτουργία του έργου ιδιαίτερα όταν γίνεται χρήση μηχανημάτων των οποίων η χρήση επιβάλλει πολύ μικρότερες ανεκτές παραμορφώσεις. Επιπλέον οι παραμορφώσεις είναι δυνατόν να προκαλούν ζημιά στα επιχρίσματα ή στα υπόλοιπα μη φέροντα στοιχεία.
- δονήσεις οι οποίες προκαλούν ενόχληση στους χρήστες και περιορίζουν τη λειτουργική απόδοση του έργου
- βλάβες οι οποίες είναι δυνατόν να επηρεάσουν αρνητικά την εμφάνιση, την ανθεκτικότητα και τη λειτουργία του έργου.

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

- i. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- ii. Συχνός συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- iii. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Συνδυασμοί φόρτισης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

| | |
|-----|--|
| L1 | $1,00G+1,00Q$ |
| L2 | $1,00G+1,00Q+0,60S$ |
| L3 | $1,00G+1,00Q+0,60W_X$ |
| L4 | $1,00G+1,00Q+0,60W_Y$ |
| L5 | $1,00G+1,00Q+0,60\Delta T_+$ |
| L6 | $1,00G+1,00Q+0,60\Delta T_-$ |
| L7 | $1,00G+1,00Q+0,60S+0,60W_X$ |
| L8 | $1,00G+1,00Q+0,60S+0,60W_Y$ |
| L9 | $1,00G+1,00Q+0,60S+0,60\Delta T_-$ |
| L10 | $1,00G+1,00Q+0,60W_X+0,60\Delta T_+$ |
| L11 | $1,00G+1,00Q+0,60W_X+0,60\Delta T_-$ |
| L12 | $1,00G+1,00Q+0,60W_Y+0,60\Delta T_+$ |
| L13 | $1,00G+1,00Q+0,60W_Y+0,60\Delta T_-$ |
| L14 | $1,00G+1,00Q+0,60S+0,60W_X+0,60\Delta T_-$ |
| L15 | $1,00G+1,00Q+0,60S+0,60W_Y+0,60\Delta T_-$ |
| L16 | $1,00G+1,00W_X$ |
| L17 | $1,00G+1,00W_X+0,60Q$ |
| L18 | $1,00G+1,00W_X+0,60S$ |
| L19 | $1,00G+1,00W_X+0,60\Delta T_+$ |
| L20 | $1,00G+1,00W_X+0,60\Delta T_-$ |
| L21 | $1,00G+1,00W_X+0,60Q$ |
| L22 | $1,00G+1,00W_X+0,60Q+0,60\Delta T_++0,60I_X$ |
| L23 | $1,00G+1,00W_X+0,60Q+0,60\Delta T_-+0,60I_X$ |
| L24 | $1,00G+1,00W_X+0,60S+0,60\Delta T_-+0,60I_X$ |
| L25 | $1,00G+1,00W_X+0,60Q+0,60S+0,60\Delta T_-+0,60I_X$ |
| L26 | $1,00G+1,00W_Y$ |
| L27 | $1,00G+1,00W_Y+0,60Q$ |

| | |
|-----|--|
| L28 | $1,00G+1,00W_Y+0,60S+0,60$ |
| L29 | $1,00G+1,00W_Y+0,60\Delta T_+$ |
| L30 | $1,00G+1,00W_Y+0,60\Delta T_-$ |
| L31 | $1,00G+1,00W_Y+0,60Q+0,60S$ |
| L32 | $1,00G+1,00W_Y+0,60Q+0,60\Delta T_++0,60I_Y$ |
| L33 | $1,00G+1,00W_Y+0,60Q+0,60\Delta T_-+0,60I_Y$ |
| L34 | $1,00G+1,00W_Y+0,60S+0,60\Delta T_-+0,60I_Y$ |
| L35 | $1,00G+1,00W_Y+0,60Q+0,60S+0,60\Delta T_-+0,60I_Y$ |
| L36 | $1,00G+1,00\Delta T_+$ |
| L37 | $1,00G+1,00\Delta T_++0,60Q$ |
| L38 | $1,00G+1,00\Delta T_++0,60W_X$ |
| L39 | $1,00G+1,00\Delta T_++0,60W_Y$ |
| L40 | $1,00G+1,00\Delta T_++0,60Q+0,60W_X$ |
| L41 | $1,00G+1,00\Delta T_++0,60Q+0,60W_Y$ |
| L42 | $1,00G+1,00\Delta T_-$ |
| L43 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60S$ |
| L44 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60Q$ |
| L45 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60W_X$ |
| L46 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60W_Y$ |
| L47 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60S+0,60Q$ |
| L48 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60S+0,60W_X$ |
| L49 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60S+0,60W_Y$ |
| L50 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60Q+0,60W_X$ |
| L51 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60Q+0,60W_Y$ |
| L52 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60Q+0,60S+0,60W_X$ |
| L53 | $1,00G+1,00\Delta T_-+0,60Q+0,60S+0,60W_Y$ |
| L54 | $1,00G+1,00Q+0,60S+0,60W_Y+0,60I_Y+1,00*0,90C1$ |
| L55 | $1,00G+1,00Q+0,60W_Y+0,60\Delta T_-+0,60I_Y+1,00*0,90C1$ |
| L56 | $1,00G+1,00Q+0,60W_Y+0,60\Delta T_++0,60I_Y+1,00*0,90C1$ |

2.6 ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η ανάλυση του φορέα της κατασκευής τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας έγινε με πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων.

Με τη βοήθεια του προγράμματος έγιναν τα προσομοιώματα των κτιρίων, η επιβολή των στατικών και σεισμικών φορτίσεων και ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών. Για τις βασικές φορτίσεις αλλά και για τους συνδυασμούς φορτίσεων σε οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας έγινε μη γραμμική ανάλυση ενώ για τους σεισμικούς συνδυασμούς εφαρμόστηκε η δυναμική φασματική μέθοδος όπως αναφέρθηκε προηγουμένως.

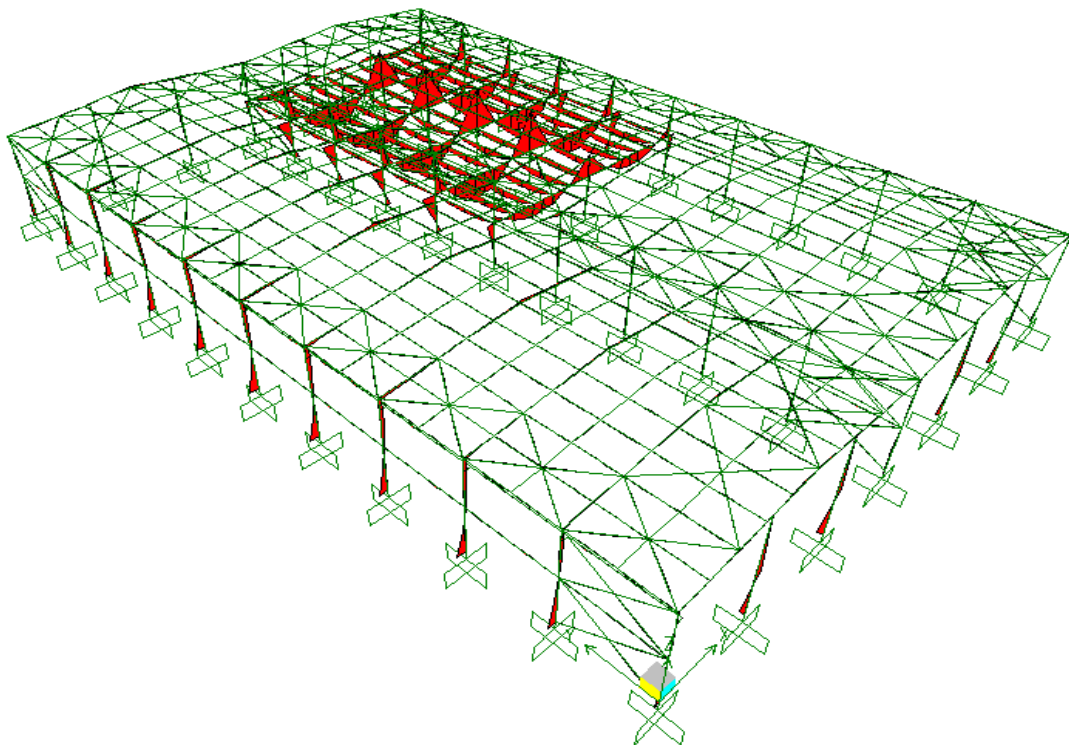
Επιπλέον μέσω του προγράμματος έγινε ο έλεγχος επάρκειας διατομών και μελών με βάση τον Ευρωκώδικα 3-2005. Ενδεικτικά παρουσιάζονται ορισμένοι έλεγχοι για κάθε είδος στοιχείου με τη δυσμενέστερη φόρτιση στο κεφάλαιο 4 αλλά και οι αναλυτικοί έλεγχοι των σύμμικτων δοκών στο κεφάλαιο 5 της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 :ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΦΟΡΕΑ

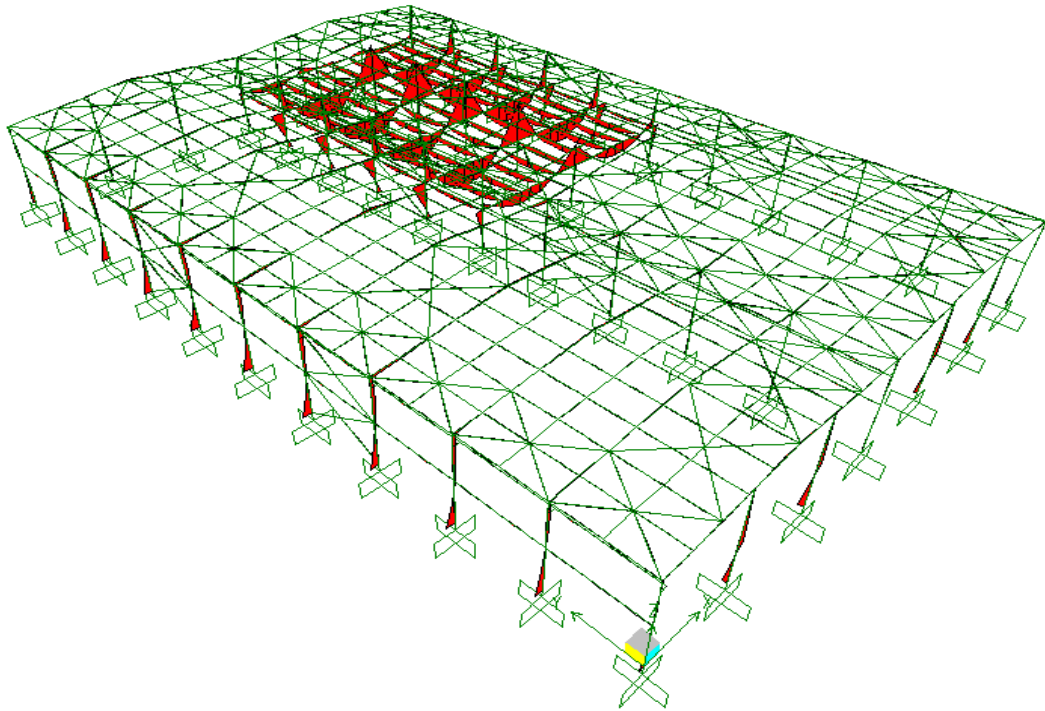
3.1 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

Κατά την ανάλυση των προσομοιωμάτων προέκυψε για κάθε ένα από τα μέλη τους ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης και τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη, με βάση των οποίων πραγματοποιήθηκε η διαστασιολόγηση. Στις επόμενες παραγράφους παρατίθενται ενδεικτικά τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών για ορισμένους συνδυασμούς φορτίσεως. Τα διαγράμματα αυτά παρουσιάζονται ενδεικτικά για έξι προσομοιώματα, δηλαδή για κάθε ένα από τους 6 τύπους υποστέγων αλλά με την ίδια εκκεντρότητα μάζας, που στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέχθηκε να είναι η $-e_x$.

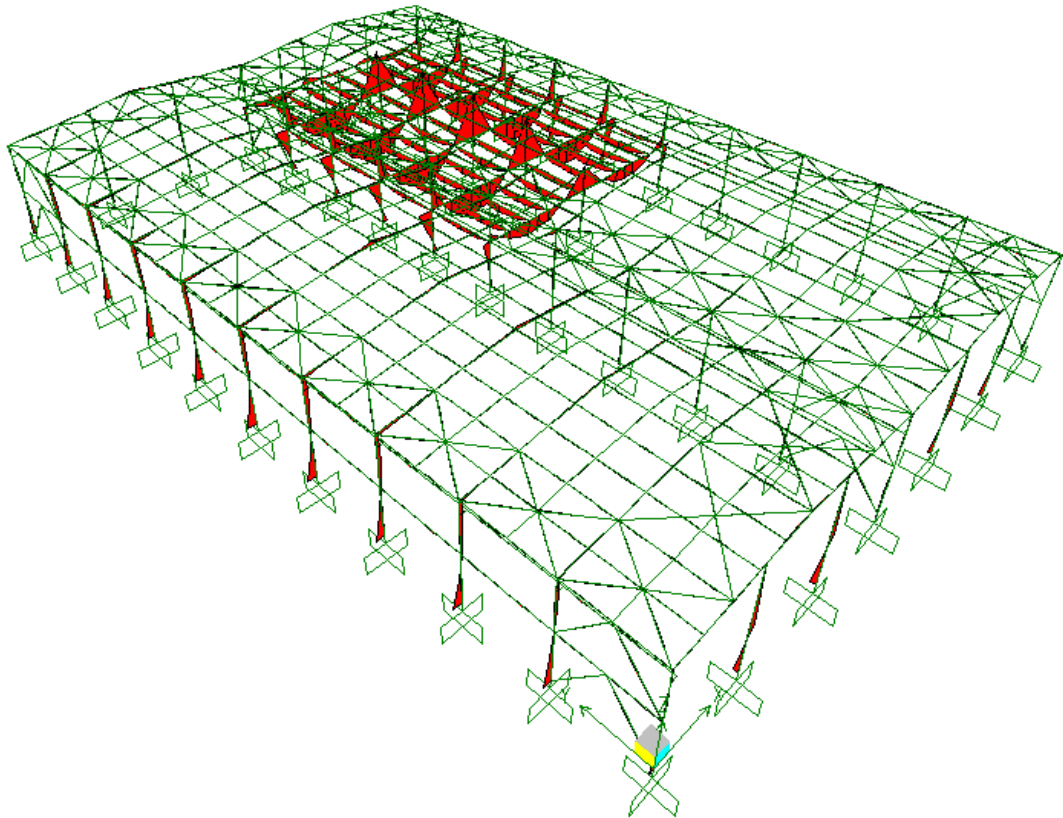
- Για το συνδυασμό COMB24 $1,35G+1,50W_x+0,90Q+0,90\Delta T_-+0,90I_x$ προκύπτουν τα εξής διαγράμματα καμπτικών ροπών περί τον ισχυρό άξονα για κάθε ένα από τα υπό μελέτη υπόστεγα:



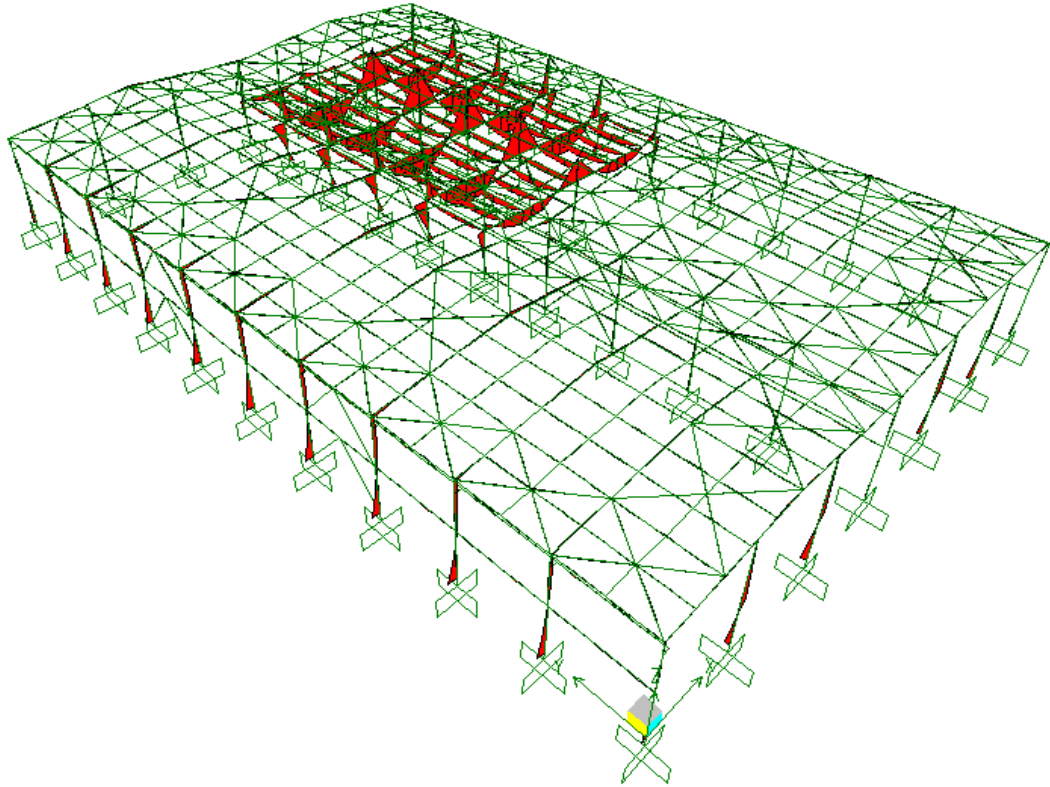
Σχήμα 3.1 : διάγραμμα καμπτικών ροπών περί τον άξονα $y-y$ για το συνδυασμό COMB24 $1,35 G+1,50 W_x+0,90 Q+0,90 \Delta T_-+0,90 I_x$ –υπόστεγο με ακραίους διαγώνιους συνδέσμους



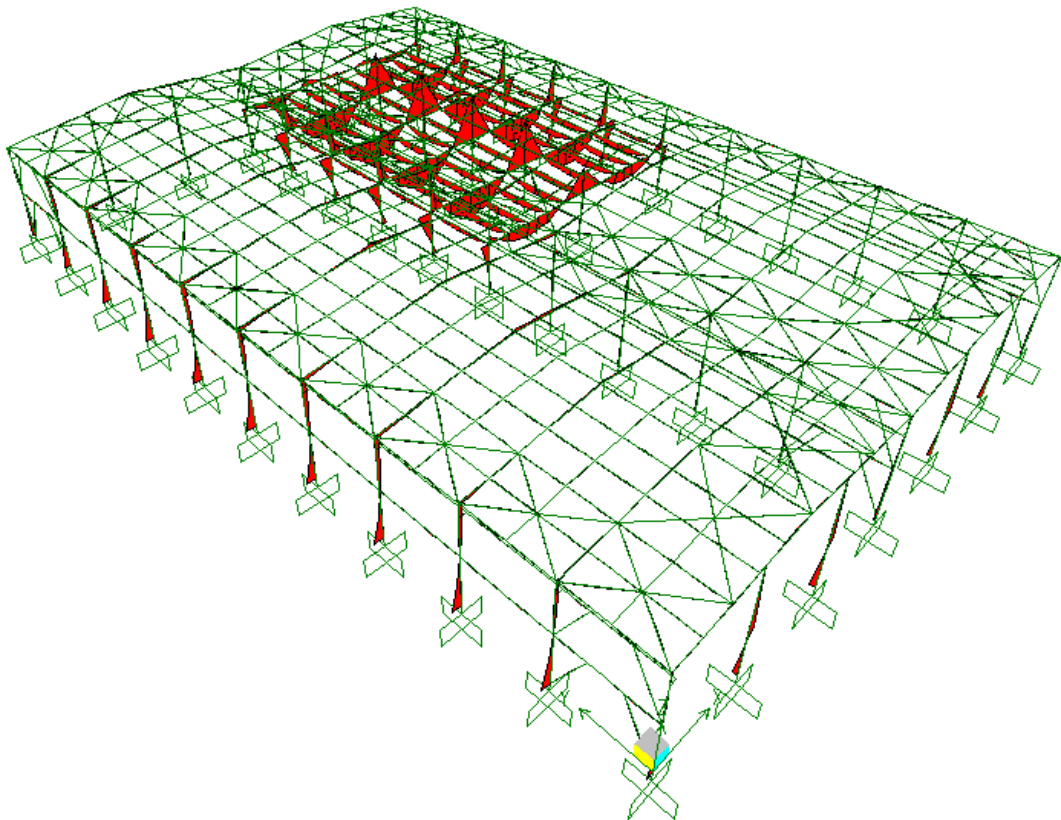
Σχήμα 3.2 : διάγραμμα καμπτικών ροπών περί τον άξονα $y'y$ για το συνδυασμό COMB24
1,35 G+1,50 W_x +0,90 Q+0,90 ΔT_- +0,90 I_x – υπόστεγο με ενδιάμεσους διαγώνιους συνδέσμους



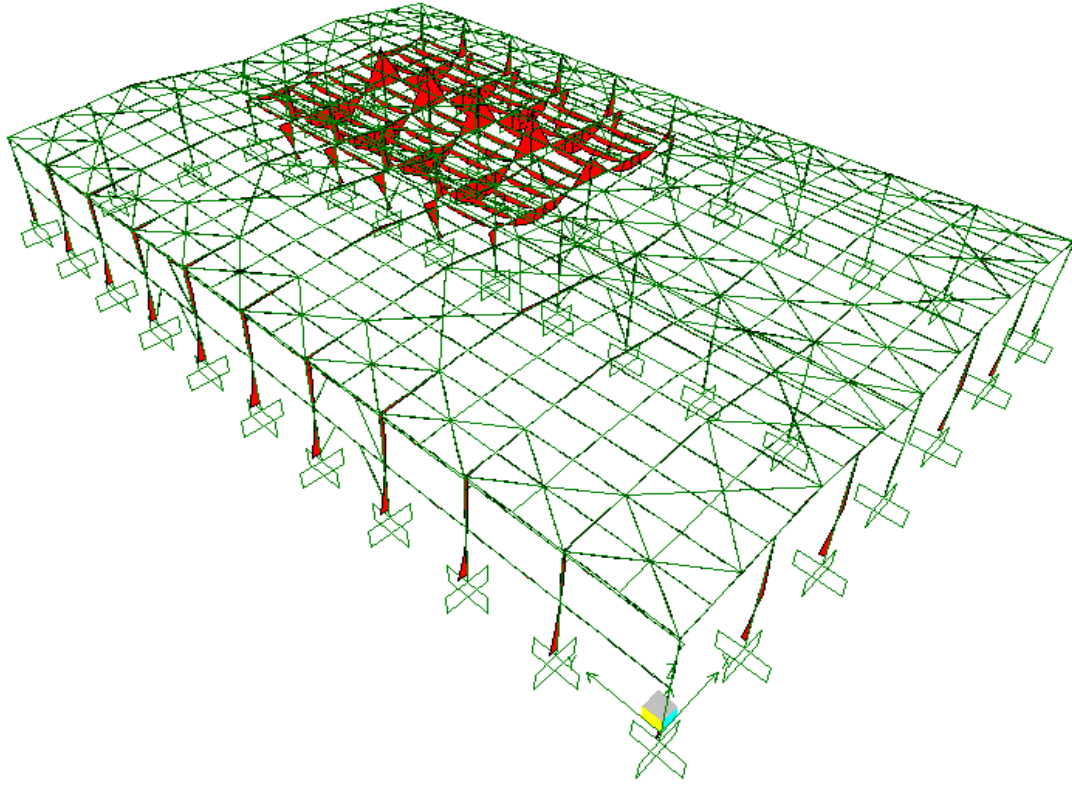
Σχήμα 3.3 : διάγραμμα καμπτικών ροπών περί τον άξονα $y'y$ για το συνδυασμό COMB24
1,35 G+1,50 W_x +0,90 Q+0,90 ΔT_- +0,90 I_x – υπόστεγο με ακραίους τύπου Λ συνδέσμους.



Σχήμα 3.4 : διάγραμμα καμπτικών ροπών περί τον άξονα $y'y$ για το συνδυασμό COMB24 $1,35 G+1,50 W_x+0,90 Q+0,90 \Delta T_{-}+0,90 I_x$ – υπόστεγο με ενδιάμεσους τύπου Λ συνδέσμους.

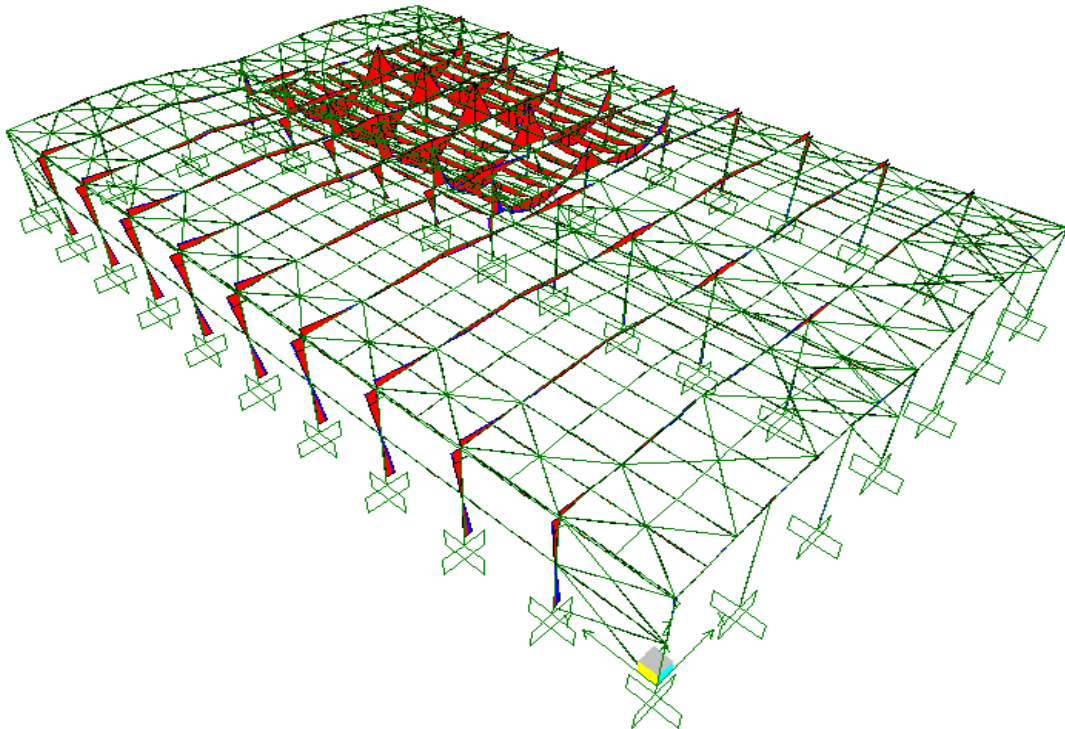


Σχήμα 3.5 : διάγραμμα καμπτικών ροπών περί τον άξονα $y'y$ για το συνδυασμό COMB24 $1,35 G+1,50 W_x+0,90 Q+0,90 \Delta T_{-}+0,90 I_x$ – υπόστεγο με ακραίους έκκεντρους συνδέσμους.

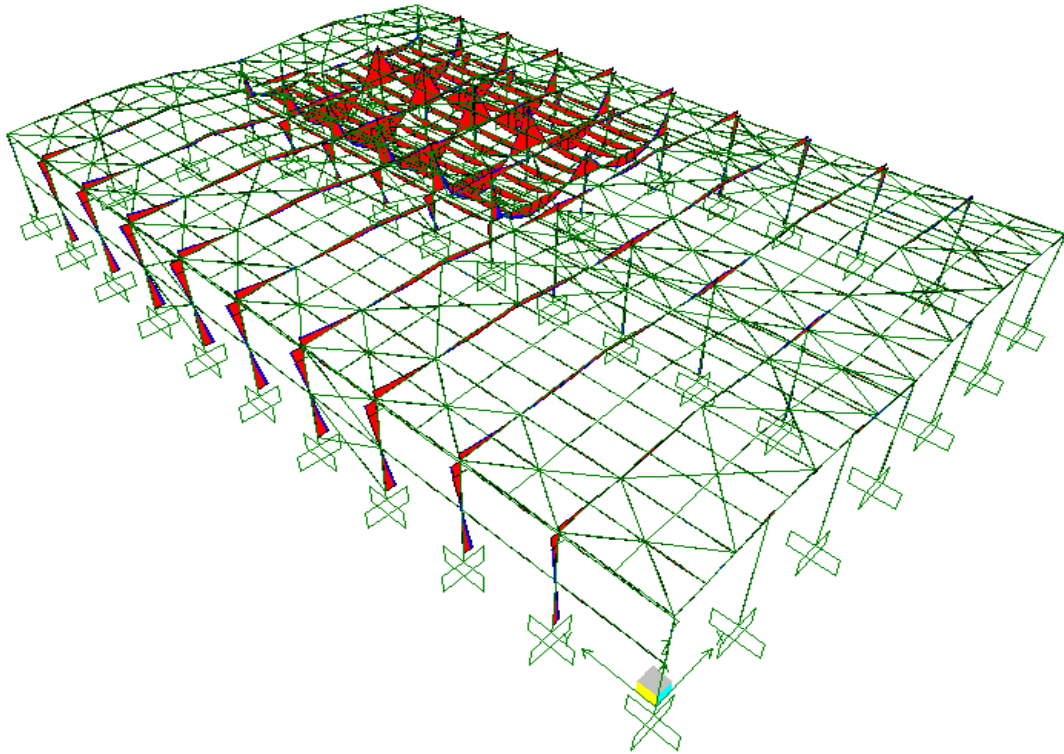


Σχήμα 3.6 : διάγραμμα καμπτικών ροπών περί τον άξονα $y'y$ για το συνδυασμό COMB24 $1,35 G+1,50 W_x+0,90 Q+0,90 \Delta T_-+0,90 I_x$ – υπόστεγο με ενδιάμεσους έκκεντρους συνδέσμους.

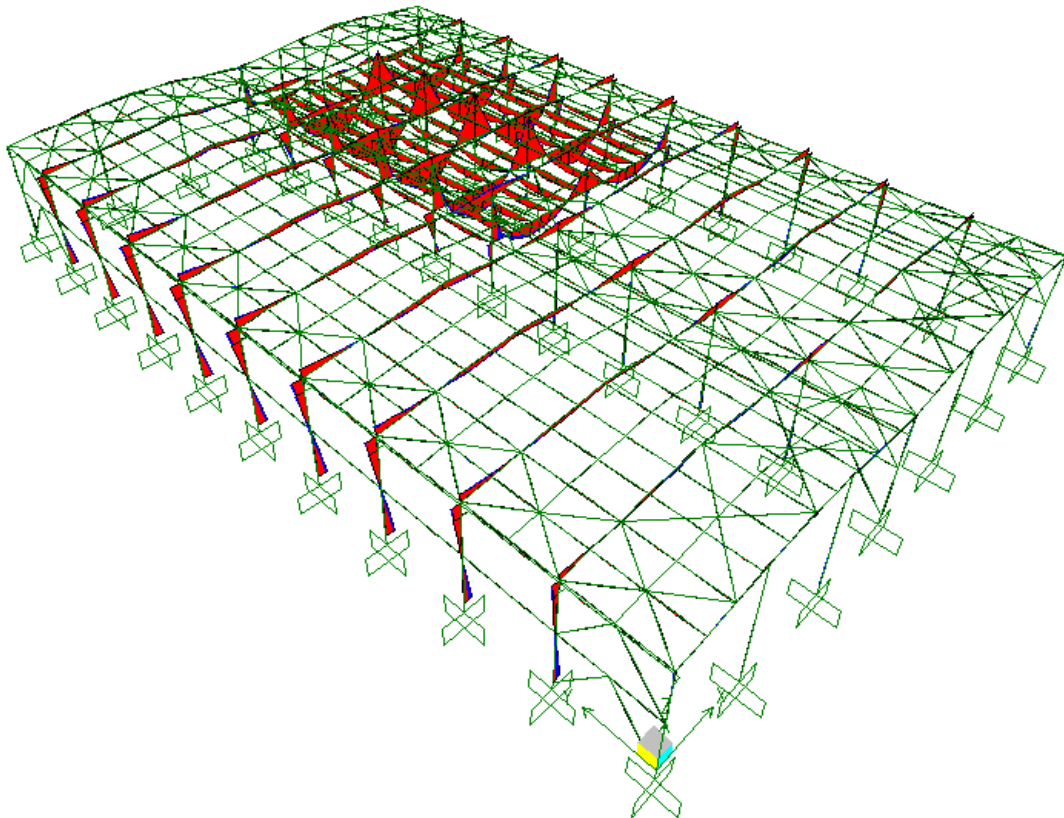
- Για το συνδυασμό S7: $1,00G+0,30Q+0,30S-0,30 E_x+1,00 E_y+1,00 I_y$ προκύπτουν τα εξής διαγράμματα καμπτικών ροπών περί τον ισχυρό άξονα για κάθε ένα από τα υπό μελέτη υπόστεγα:



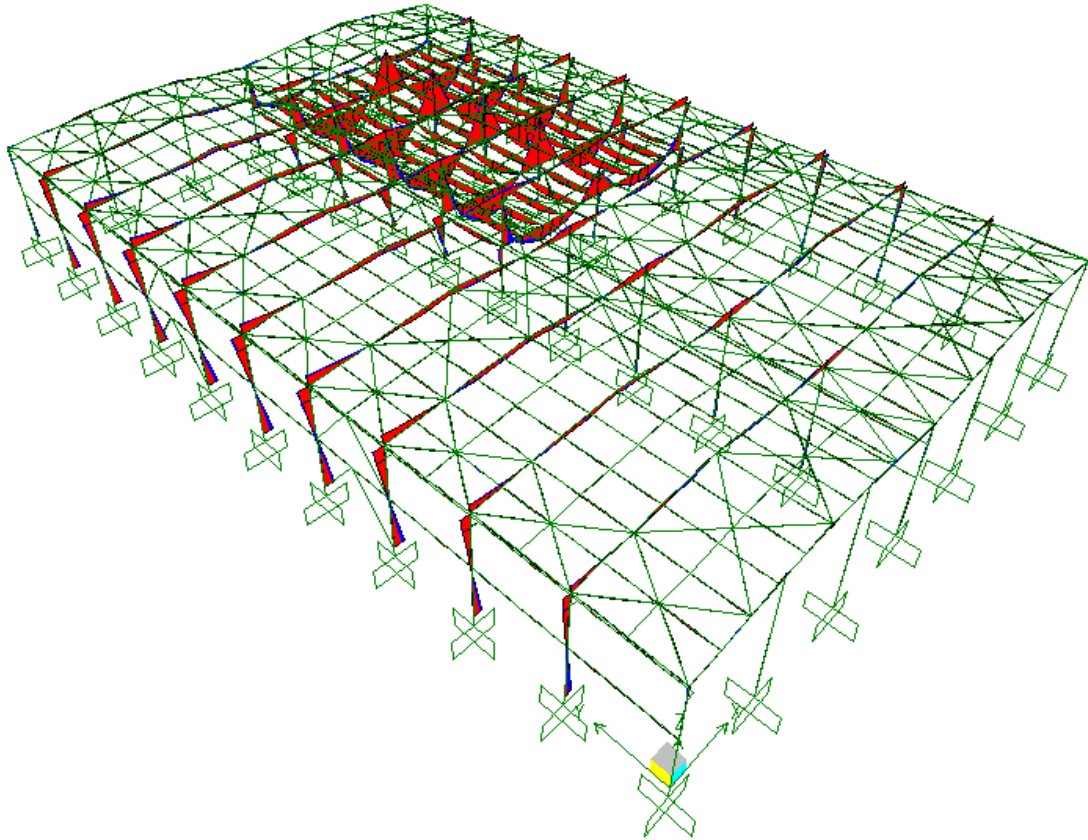
Σχήμα 3.7 : διάγραμμα καμπτικών ροπών για συνδυασμό S7: $1,00 G+0,30 Q+0,30 S-0,30 E_x+1,00 E_y+1,00 I_y$ – υπόστεγο με ακραίους διαγώνιους συνδέσμους



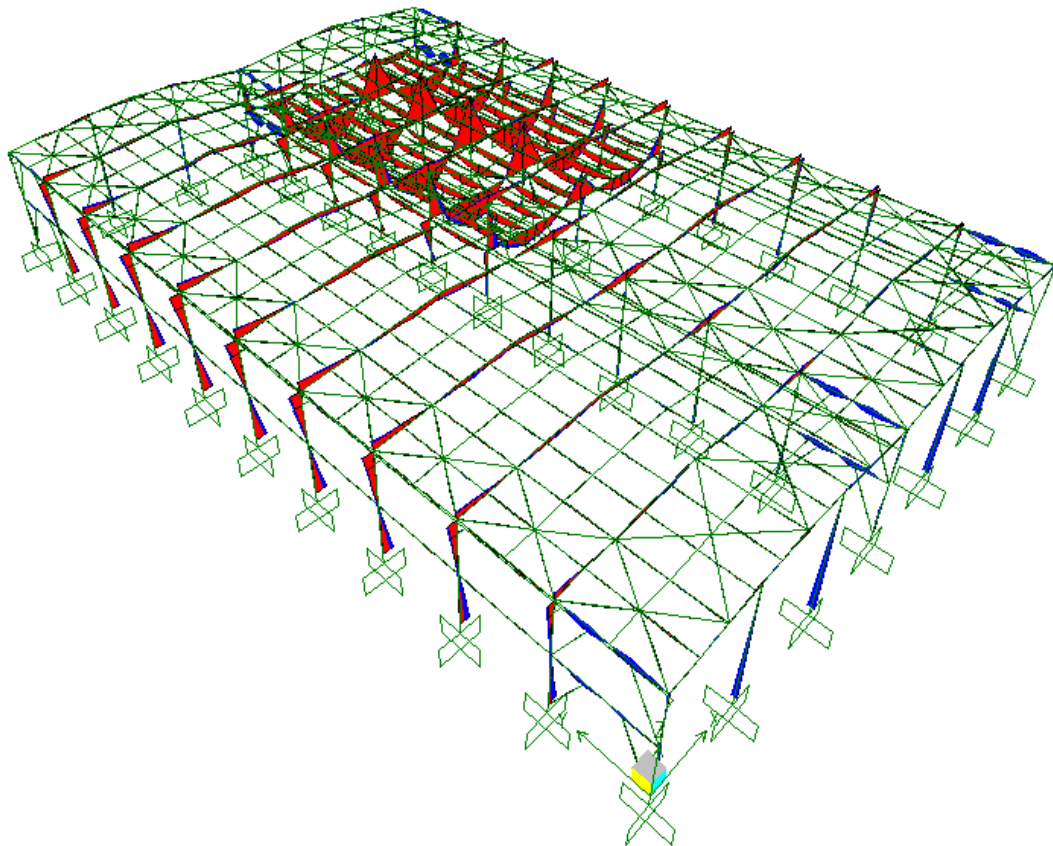
Σχήμα 3.8 : διάγραμμα καμπτικών ροπών για συνδυασμό S7: 1,00 G+0,30 Q+0,30 S-0,30 $E_x+1,00 E_y+1,00 I_y$ – υπόστεγο με ενδιάμεσους διαγώνιους συνδέσμους



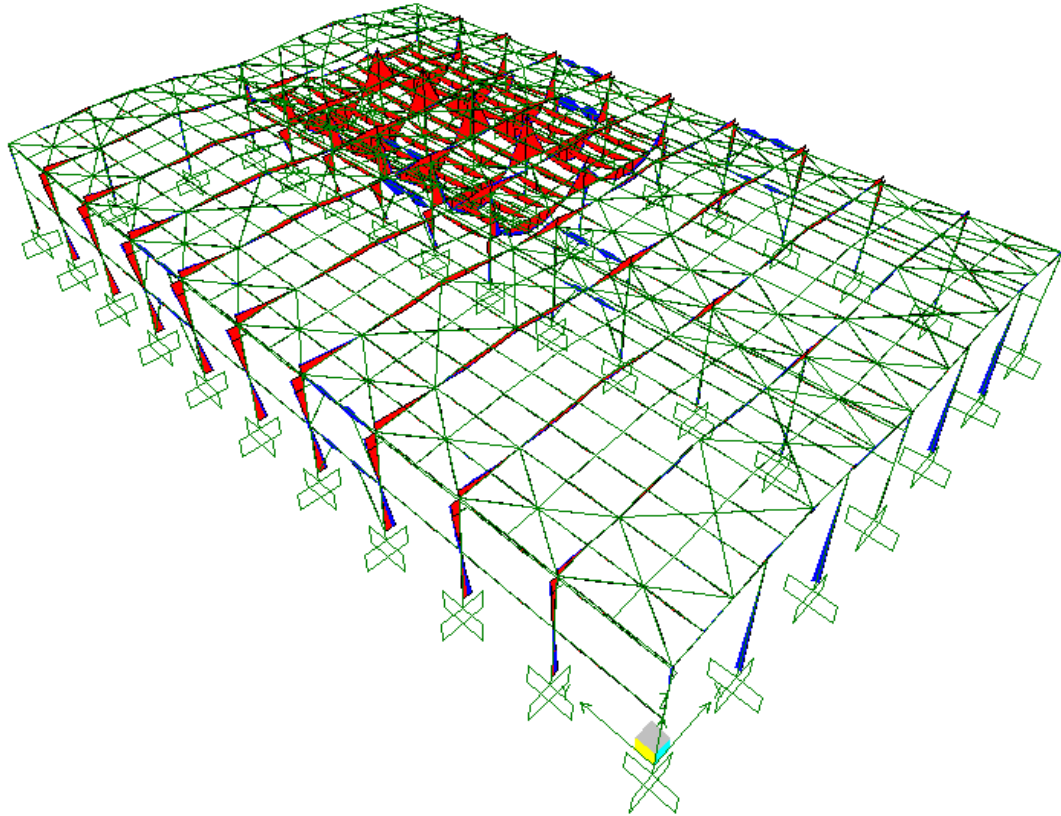
Σχήμα 3.9 : διάγραμμα καμπτικών ροπών για συνδυασμό S7: 1,00 G+0,30 Q+0,30 S-0,30 $E_x+1,00 E_y+1,00 I_y$ – υπόστεγο με ακραίους τύπου Λ συνδέσμους



Σχήμα 3.10 : διάγραμμα καμπτικών ροπών για συνδυασμό S7: 1,00 G+0,30 Q+0,30 S-0,30 $E_x+1,00 E_y+1,00 I_y$ – υπόστεγο με ενδιάμεσους τύπου Λ συνδέσμους

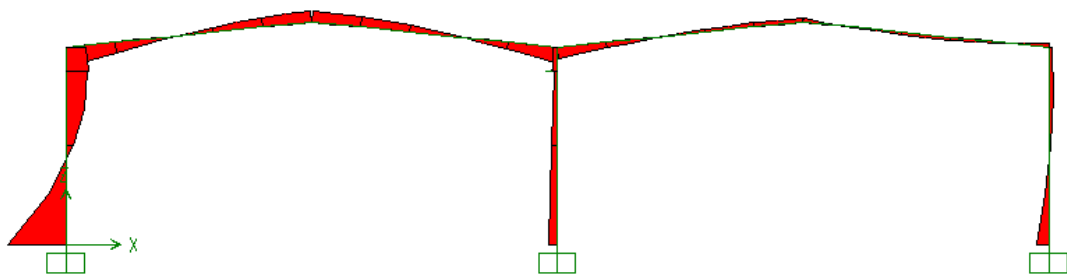


Σχήμα 3.11 : διάγραμμα καμπτικών ροπών για συνδυασμό S7: 1,00 G+0,30 Q+0,30 S-0,30 $E_x+1,00 E_y+1,00 I_y$ – υπόστεγο με ακραίους έκκεντρους συνδέσμους

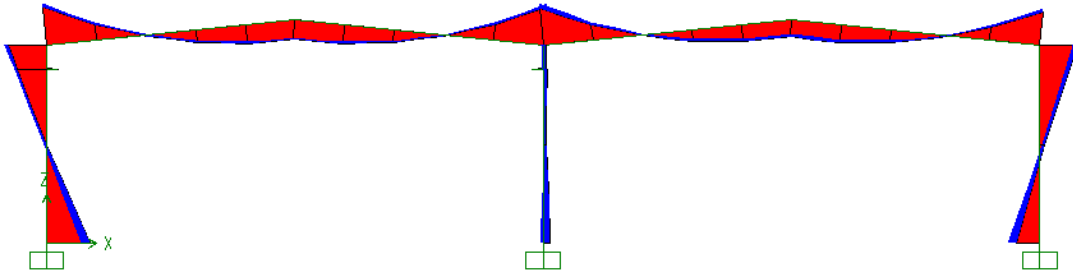


Σχήμα 3.12 : διάγραμμα καμπτικών ροπών για συνδυασμό S7: 1,00 G+0,30 Q+0,30 S-0,30 $E_x+1,00 E_y+1,00 I_y$ – υπόστεγο με ενδιάμεσους έκκεντρους συνδέσμους

Παρατίθενται ενδεικτικά διαγράμματα ροπών περί τον άξονα $y'y$ ενός πλαισίου κατά τη διεύθυνση $x'x$ για τους δύο υπό εξέταση συνδυασμούς φορτίσεως COMB24: 1,35 G+1,50 $W_x+0,90Q+0,90 \Delta T_-+0,90 I_x$ και S7:1,00G+0,30Q+0,30S-0,30 $E_x+1,00 E_y+1,00 I_y$



Σχήμα 3.13 : Πλαίσιο κατά $x'x$ – ποιοτικό διάγραμμα καμπτικών ροπών περί τον άξονα $y'y$ για συνδυασμό COMB24: 1,35 G+1,50 $W_x+0,90Q+0,90 \Delta T_-+0,90 I_x$

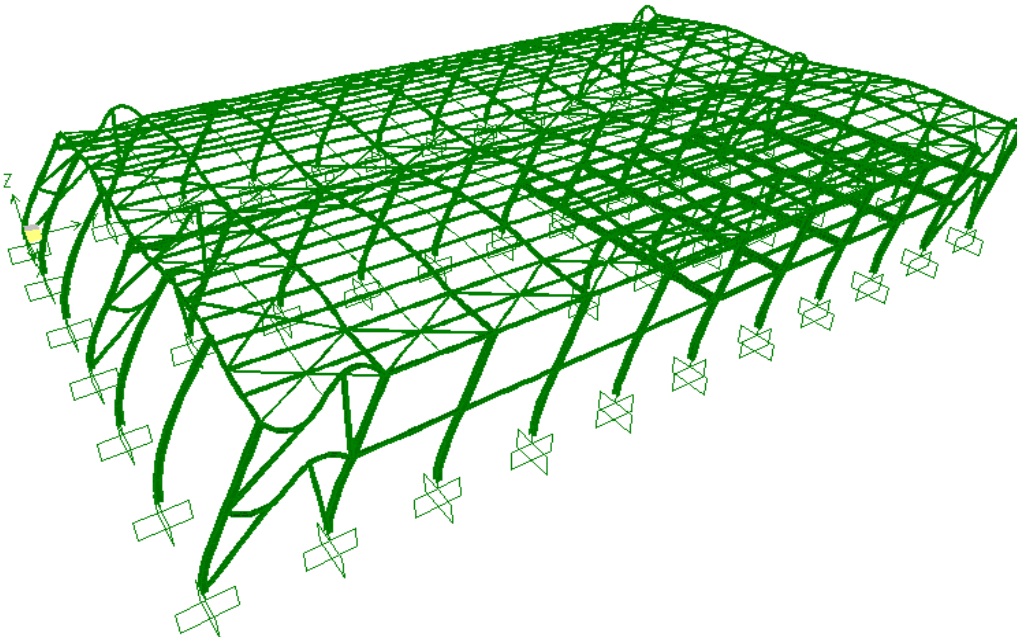


Σχήμα 3.14 : Πλαίσιο κατά $x'x$ – ποιοτικό διάγραμμα καμπτικών ροπών περί τον άξονα $y'y$ για συνδυασμό S7: 1,00 G+0,30 Q+0,30 S-0,30 $E_x+1,00 E_y+1,00 I_y$

3.2 ΚΡΙΣΙΜΕΣ ΙΔΙΟΜΟΡΦΕΣ

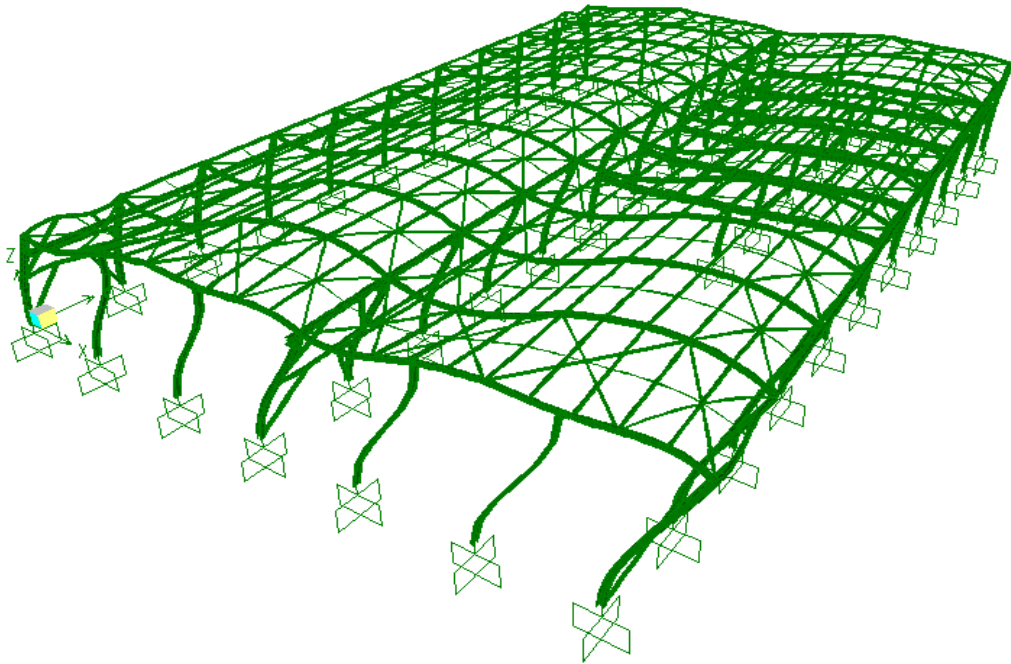
Στα ακόλουθα σχήματα θα παρουσιαστούν ενδεικτικά οι τρεις πρώτες ιδιομορφές του υποστέγου με ακραίους έκκεντρους συνδέσμους και εκκεντρότητα μάζας $-e_x$ καθώς επίσης και οι αντίστοιχες ιδιοπεριόδους όπως αυτές προέκυψαν από τη δυναμική ανάλυση του κτιρίου.

- Ταλάντωση κατά την 1^η ιδιομορφή



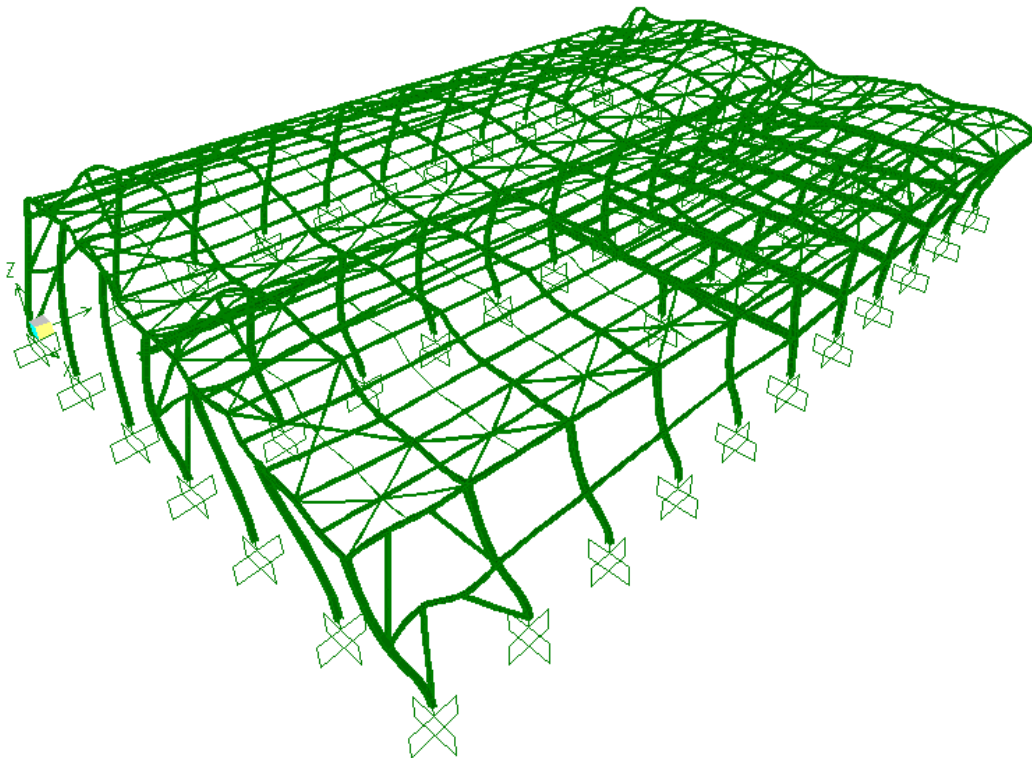
Σχήμα 3.15: 1^η Ιδιομορφή- $T_1 = 0,684 \text{ sec}$

- Ταλάντωση κατά την 2^η ιδιομορφή



Σχήμα 3.16: 2^η Ιδιομορφή- $T_2 = 0,599 \text{ sec}$

- Ταλάντωση κατά την 3^η ιδιομορφή



Σχήμα 3.17: 3^η Ιδιομορφή- $T_3 = 0,377 \text{ sec}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 :ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Από την ανάλυση των φορέων μέσω του προγράμματος ελήφθησαν τα εντατικά μεγέθη των μελών για όλες τις φορτίσεις και τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβλήθηκαν στους φορείς. Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν σε χαρακτηριστικά στοιχεία των φορέων, τα οποία επιλέχθηκαν με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τη στατική και δυναμική ανάλυση των κατασκευών.

Οι έλεγχοι των διατομών και των μελών κατηγοριοποιήθηκαν ανά κτίριο και ανά είδος ράβδου (Υποστύλωμα, Δοκός, Διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, Τύπου Λ σύνδεσμοι δυσκαμψίας, Έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, Δοκός σύζευξης, Σύμμικτη δοκός, Δοκός κύλισης της γερανογέφυρας).

Αναλυτικά οι έλεγχοι των μελών που πραγματοποιήθηκαν είναι οι εξής :

- Υποστύλωμα : ελέγχθηκε σε αξονική θλιπτική δύναμη, σε τέμνουσα, σε κάμψη, σε καμπτικό λυγισμό και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.
- Δοκός : ελέγχθηκε σε αξονική θλιπτική δύναμη, σε τέμνουσα, σε κάμψη, σε καμπτικό λυγισμό και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.
- Διαγώνιοι (χιαστί) σύνδεσμοι δυσκαμψίας, τύπου Λ σύνδεσμοι δυσκαμψίας, έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας :
 - Διαγώνιοι: οι εφέλκυόμενες διαγώνιοι ελέγχθηκαν σε εφελκυσμό ενώ οι θλιβόμενες σε λυγισμό με τον περιορισμό της λυγηρότητας σε $\bar{\lambda} < 1,50$.
 - Δοκοί, υποστυλώματα : όπως αναφέρθηκε παραπάνω
 - Μη πλάστιμα μέλη : έλεγχος ικανοτικής απαίτησης , δηλαδή έλεγχοι υπό την επίδραση του κρίσιμου σεισμικού συνδυασμού αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης.

Τα μη πλάστιμα μέλη διαφέρουν ανάλογα με τον τύπο των συνδέσμων ως εξής:

- Διαγώνιοι και τύπου Λ σύνδεσμοι: Δοκός και υποστύλωμα Ελέγχονται σε λυγισμό.
 - Έκκεντροι σύνδεσμοι : Διαγώνιος και υποστύλωμα Ελέγχονται σε κάμψη και λυγισμό
-
- Δοκός σύζευξης : ελέγχθηκε σε κάμψη και τέμνουσα με βάση τις διατάξεις της παραγράφου Γ.6.2 [1] του ΕΑΚ 2000.
 - Σύμμικτη δοκός: ελέγχθηκε στην οριακή κατάσταση αστοχίας (αντοχή σε θετικές ροπές M_{Ed}^+ , αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση V_{Ed} και αντοχή σε διαμήκη διάτμηση $V_{l,Ed}$) και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (βέλη κάμψης) (Κεφάλαιο 5).
 - Δοκός κύλισης της γερανογέφυρας : ελέγχθηκε στην οριακή κατάσταση αστοχίας σε διάτμηση, σε διάτμηση από κάμψη, σε λοξή κάμψη και αξονική δύναμη και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (βέλη κάμψης) (Κεφάλαιο 6)

4.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

4.2.1.1 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΠΑΤΑΡΙΟΥ

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος για το υποστύλωμα το οποίο έχει το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης συγκριτικά με όλα τα υποστυλώματα του ίδιου κτιρίου αλλά και όλα τα υποστυλώματα των κτιρίων που μελετήθηκαν στην παρούσα διπλωματική εργασία. Η διαδικασία ελέγχου είναι ίδια σε κάθε περίπτωση. Έτσι παρατίθεται ο έλεγχος του υποστυλώματος με αρίθμηση FRAME 1109 που ανήκει στο κτίριο με τους ακραίους έκκεντρους συνδέσμους με διατομή HEB 340 και συντελεστή εκμετάλλευσης 0,578.

Γεωμετρία:

$$h = 340mm \quad i_y = 14,65cm$$

$$b = 300mm \quad i_z = 7,53cm$$

$$t_w = 12,0mm \quad I_t = 257,20cm^4$$

$$t_f = 21,50mm \quad I_w = 2,454 \times 10^{-3} cm^6$$

$$d = 243mm \quad w_{el,y} = 2156cm^3$$

$$A = 170,90cm^2 \quad w_{el,z} = 646cm^3$$

$$A_{yz} = 56,09cm^2 \quad w_{pl,y} = 2408cm^3$$

$$I_y = 36660cm^4 \quad w_{pl,z} = 985,7cm^3$$

$$I_z = 9690cm^4 \quad S_s = 86,63mm$$

Κατάταξη διατομής

Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{243\text{mm}}{12\text{mm}} = 20,25 < 33 \times \varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,73 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

Πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - S_s)/2}{t_f} = \frac{(300\text{mm} - 86,63\text{mm})/2}{21,5\text{mm}} = 4,96 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Από την ανάλυση του κτιρίου προέκυψε ότι κρισιμότερος συνδυασμός φορτίσεως για το συγκεκριμένο υποστύλωμα είναι ο COMB37 : $1,35G + 1,50 \Delta T_+ + 0,90Q$ και με τα εντατικά μεγέθη αυτού θα ελεγχθεί το υποστύλωμα.

Εντατικά μεγέθη

$$N_{Ed} = -752,154\text{kN}$$

$$M_{y,Ed} = 386,313\text{kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 0,716\text{kNm}$$

$$V_{z,Ed} = 140,238\text{kN}$$

$$V_{y,Ed} = 0,408\text{kN}$$

Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{Ed} = 752,154\text{kN}$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{170,90\text{cm}^2 \times 35,5\text{kN/cm}^2}{1,00} = 6066,95\text{kN} > N_{Ed} = 752,154\text{kN}$$

$$N_{Ed} < N_{c,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 140,238kN$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{56,09cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \times 1,00} = 1149,62kN > V_{z,Ed} = 140,238kN$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{z,Ed} = 140,238kN < 0,5 \times V_{pl,z,Rd} = 0,5 \times 1149,62kN = 574,81kN$$

Άρα δεν χρειάζεται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης.

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης

$$N_{Ed} = 752,154kN$$

Άξονας y'y

$$\alpha) 0,25 \times N_{pl,Rd} = 0,25 \times 6066,95kN = 1516,74kN$$

$$N_{Ed} < 0,25N_{pl,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

$$\beta) \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 24,3cm \times 1,2cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 5175,9kN$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y.

Άξονας z'z

$$\frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{243cm \times 1,2cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 10351,8kN$$

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z.

Έλεγχος σε κάμψη

Άξονας y'y

$$M_{y,Ed} = 386,313kNm$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2408cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 854,84kNm > M_{y,Ed} = 386,313kNm$$

$$M_{y,Ed} < M_{pl,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άξονας z'z

$$M_{z,Ed} = 0,716kNm$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

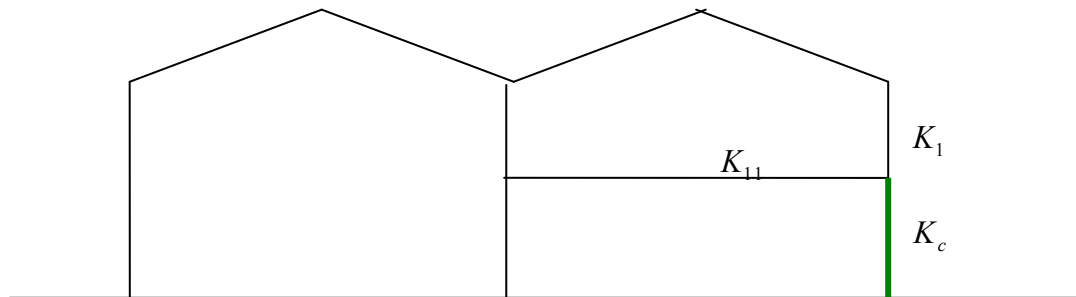
$$M_{pl,z,Rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{985,7cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 349,92kNm > M_{z,Ed} = 0,716kNm$$

$$M_{z,Ed} < M_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ισοδύναμα μήκη λυγισμού

Για τον προσδιορισμό του ισοδύναμου μήκους του υποστυλώματος για λυγισμό κατά y-y και κατά z-z χρησιμοποιείται η προσεγγιστική μέθοδος Wood R. H. μέσω της οποίας επιτυγχάνεται η αξιολόγηση της δυστρεψίας των άκρων του υποστυλώματος και ο προσδιορισμός των συντελεστών αυτών. Για το σκοπό αυτό παρουσιάζονται τα πλαίσια στα οποία ανήκει το υποστυλίσμα σύμφωνα με τα οποία προσδιορίζεται η δυστρεψία του κατά το λυγισμό κατά y-y και κατά z-z.

Πλαίσιο κατά το λυγισμό κατά γ-γ**Σχήμα 4.1** : Πλαίσιο κατά γ'γ- υποστύλωμα παταριού

$$K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

$$K_1 = \frac{I_1}{L_1}$$

Τα υποστυλώματα δυσκαμψίας K_c και K_1 έχουν ίδια διατομή ΗΕΒ 340.

$$K_c = K_1 = \frac{I_c}{L_c} = \frac{36660 \text{ cm}^4}{400 \text{ cm}} = 91,65 \text{ cm}^3$$

$$N_E = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \text{ κΝ/cm}^2 \times 107200 \text{ cm}^4}{1000^2 \text{ cm}^2} = 22218,45 \text{ κΝ}$$

$$K_{11} = 1,50 \times \frac{I_y}{L} \times \left(1 - 0,2 \times \frac{N}{N_E} \right) = 1,50 \times \frac{107200 \text{ cm}^4}{1000 \text{ cm}} \left(1 - 0,2 \times \frac{1761,67 \text{ κΝ}}{22218,45 \text{ κΝ}} \right)$$

$$\Rightarrow K_{11} = 158,25 \text{ cm}^3$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 \times 91,65 \text{ cm}^3}{2 \times 91,65 \text{ cm}^3 + 158,25 \text{ cm}^3 + 0} = 0,537$$

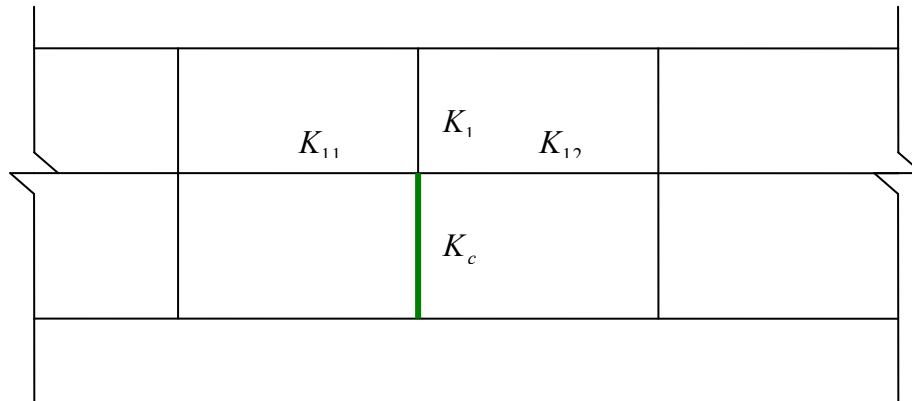
$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{91,65 \text{ cm}^3 + 0}{91,65 \text{ cm}^3 + 0 + 0 + 0} = 1,000$$

Το πλαίσιο αυτό είναι μεταθετό και από το σχήμα προκύπτει ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L για υποστύλωμα με μεταθετά άκρα:

$$\frac{L_{cr}}{L} = 2,55$$

Επομένως: $L_y = 2,55 \times 400\text{cm} = 1020\text{cm}$

Πλαίσιο κατά το λυγισμό κατά z-z



Σχήμα 4.2: Πλαίσιο κατά z'-z-υποστύλωμα παταριού

Υποστύλωμα ΗΕΒ340 : $I_z = 9690 \text{ cm}^4$

Δοκοί ΙΡΕ300 : $I_y = 8356 \text{ cm}^4$

$$K_c = K_1 = \frac{I_c}{L_c} = \frac{9690\text{cm}^4}{400\text{cm}} = 24,23 \text{ cm}^3$$

$$K_{12} = K_{11} = 0,75 \times \frac{8356\text{cm}^4}{600\text{cm}} = 10,445 \text{ cm}^3$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 \times 24,23\text{cm}^3}{2 \times 24,23\text{cm}^3 + 2 \times 10,445\text{cm}^3} = 0,699$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{24,23\text{cm}^3 + 0}{24,23\text{cm}^3 + 0 + 0 + 0} = 1,000$$

Στο πλαίσιο υπάρχουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας οι οποίοι το καθιστούν αμετάθετο και επομένως ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού προκύπτει από το σχήμα για υποστύλωμα με αμετάθετα άκρα :

$$\frac{L_{cr}}{L} = 0,883$$

Επομένως: $L_z = 0,883 \times 400\text{cm} = 353,2\text{cm}$

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{340mm}{300mm} = 1,13 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 21,5mm < 100mm \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

Λυγηρότητες

Διεύθυνση $y'y$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1020cm}{14,65cm} = 69,62$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{69,62}{76,41} = 0,911$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Διεύθυνση $z'z$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{353,2cm}{7,53cm} = 46,91$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{46,91}{76,41} = 0,614$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,911$ και καμπύλη λυγισμού b κατά y-y έχουμε:

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_y = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + a_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,911 - 0,2) + 0,911^2 \right] = 1,036$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,036 + \sqrt{1,036^2 - 0,911^2}} = 0,654 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 0,614$ και καμπύλη λυγισμού c κατά z-z έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_z = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + a_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,614 - 0,2) + 0,614^2 \right] = 0,790$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,790 + \sqrt{0,790^2 - 0,614^2}} = 0,777 < 1,00$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$k = 0,70$ (ένα ακρο του υποστυλώματος πακτωμένο)

$k_w = 1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_1 = 3,000$$

$$C_2 = 0,000$$

$$C_3 = 1,628$$

$$I_t = 257,20 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 2454 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z = 9690 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 400 \text{ cm}$$

$$z_a = 17 \text{ cm}$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 17 \text{ cm} - 0 = 17 \text{ cm}$$

$z_j = 0$ (διατομή διπλής συμμετρίας)

Άρα

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 3,000 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 9690 \text{cm}^4}{(0,70 \times 400 \text{cm})^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{0,70}{1,00} \right)^2 \times \frac{2454 \times 10^{-3} \text{cm}^6}{9690 \text{cm}^4} + \frac{(0,70 \times 400 \text{cm})^2 \times 8077 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 257,20 \text{cm}^4}{\pi^2 \times 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 9690 \text{cm}^4} + (0 \times 17 \text{cm} - 1,628 \times 0)^2 \right]^{0,5} - (0 \times 17 \text{cm} - 1,628 \times 0) \right\} = 692062,75 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2408 \text{cm}^3 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{692062,75 \text{kNcm}}} = 0,351 \geq 0,20 \quad \text{και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{38631,3 \text{kNcm}}{692062,75 \text{kNcm}} = 0,056 \geq 0,04$$

άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν μπορεί να αγνοηθεί.

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{340 \text{mm}}{300 \text{mm}} = 1,13 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,351 - 0,2) + 0,351^2 \right] = 0,577$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,577 + \sqrt{0,577^2 - 0,351^2}} = 0,966 < 1,00$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,94 \times 170,90 \text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 5702,93 \text{kN} > N_{Ed} = 752,154 \text{kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{x_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,777 \times 170,90 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 4714,02 \text{ kN} > N_{Ed} = 752,154 \text{ kN}$$

$$M_{b,Rd} = x_{LT} \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,966 \times 2408 \text{ cm}^3 \times \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 825,78 \text{ kNm} > M_{Ed} = 386,313 \text{ kNm}$$

Υπολογισμός C_{my} , C_{mLT} , C_{mz}

$$C_{my} = C_{mLT} = C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \psi_i$$

$$-1 \leq \psi_y = -0,452 \leq 1 \Rightarrow C_{my} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times (-0,452) = 0,419$$

$$-1 \leq \psi_z = -0,782 \leq 1 \Rightarrow C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times (-0,782) = 0,287$$

$$k_{yy} = C_{my} \times \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$0,419 \times \left[1 + (0,911 - 0,2) \times \frac{752,154 \text{ kN}}{0,654 \times \frac{6066,95 \text{ kN}}{1,00}} \right] = 0,475 \leq$$

$$C_{my} \times \left[1 + 0,8 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,419 \times \left[1 + 0,8 \times \frac{752,154 \text{ kN}}{0,654 \times \frac{6066,95 \text{ kN}}{1,00}} \right] = 0,483$$

Άρα $k_{yy} = 0,475$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1 \times 0,614}{(0,419 - 0,25)} \times \frac{752,154 \text{ kN}}{0,777 \times \frac{6066,95 \text{ kN}}{1,00}} \right] =$$

$$0,942 \geq$$

$$\left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1}{(0,419 - 0,25)} \times \frac{752,154kN}{0,777 \times \frac{6066,95kN}{1,00}} \right] = 0,906$$

Άρα $k_{zy} = 0,942$

$$k_{zz} = C_{mz} \times \left[1 + (2 \times \bar{\lambda}_z - 0,6) \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$0,287 \times \left[1 + (2 \times 0,614 - 0,6) \times \frac{752,154kN}{0,777 \times \frac{6066,95kN}{1,00}} \right] = 0,316 \leq$$

$$\leq C_{mz} \times \left[1 + 1,4 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,287 \times \left[1 + 1,4 \times \frac{752,154kN}{0,777 \times \frac{6066,95kN}{1,00}} \right] = 0,351$$

Άρα $k_{zz} = 0,316$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 0,316 \Rightarrow \underline{k_{yz} = 0,190}$$

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

$$0,654 \times \frac{752,154kN}{6066,95kN} + 0,475 \times \frac{386,313kNm}{0,966 \times \frac{854,84kNm}{1,00}} + 0,190 \times \frac{0,716kNm}{\frac{349,92kNm}{1,00}} = 0,412 \leq 1,00$$

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

$$0,777 \times \frac{752,154kN}{6066,95kN} + 0,942 \times \frac{386,313kNm}{0,966 \times \frac{854,84kNm}{1,00}} + 0,316 \times \frac{0,716kNm}{\frac{349,92kNm}{1,00}} = 0,602 < 1,00$$

4.2.1.2 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ ΎΨΟΥΣ 8 m

Παρουσιάζεται ο έλεγχος υποστυλώματος με αρίθμηση FRAME 46 διατομής ΗΕΒ 280 και συντελεστή εκμετάλλευσης 0,350 που ανήκει στο υπόστεγο με τους μεσαίους έκκεντρους συνδέσμους .

Γεωμετρία:

$$h = 280mm \quad i_y = 12,11cm$$

$$b = 280mm \quad i_z = 7,09cm$$

$$t_w = 10,5mm \quad I_t = 143,70cm^4$$

$$t_f = 18,0mm \quad I_w = 1130 \times 10^{-3} cm^6$$

$$d = 196mm \quad w_{el,y} = 1376,0cm^3$$

$$A = 131,40cm^2 \quad w_{el,z} = 471,0cm^3$$

$$A_{yz} = 41,09cm^2 \quad w_{pl,y} = 1534cm^3$$

$$I_y = 19270,0cm^4 \quad w_{pl,z} = 717,6cm^3$$

$$I_z = 6595cm^4 \quad S_s = 74,62mm$$

Κατάταξη διατομής

Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{196mm}{10,5mm} = 18,67 < 33 \times \varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,73 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

Πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - S_s)/2}{t_f} = \frac{(280mm - 74,62mm)/2}{18mm} = 5,705 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Από την ανάλυση του κτιρίου προέκυψε ότι κρισιμότερος συνδυασμός φορτίσεως για το συγκεκριμένο υποστύλωμα είναι ο COMB36 :1,35G+1,50ΔT₊ με τα εντατικά μεγέθη του οποίου θα ελεγχθεί το υποστύλωμα.

Εντατικά μεγέθη :

$$N_{Ed} = -115,15kN$$

$$M_{y,Ed} = -186,40kNm$$

$$M_{z,Ed} = 1,00kNm$$

$$V_{z,Ed} = 45,93kN$$

$$V_{y,Ed} = 0,513kN$$

Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{Ed} = 115,15kN$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{131,40cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 4664,7kN > N_{Ed} = 115,15kN$$

$$N_{Ed} < N_{c,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 45,93kN$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{41,09cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \times 1,00} = 842,18kN > V_{z,Ed} = 45,93kN$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{z,Ed} = 45,93kN < 0,5 \times V_{pl,z,Rd} = 0,5 \times 842,18kN = 421,09kN$$

Άρα δεν χρειάζεται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης.

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης

$$N_{Ed} = 115,15kN$$

Άξονας y'y

$$\alpha) 0,25 \times N_{pl,Rd} = 0,25 \times 4664,7kN = 1166,18kN$$

$$N_{Ed} < 0,25N_{pl,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

$$\beta) \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 19,6cm \times 1,05cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 365,30kN$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y.

Άξονας z'z

$$\frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,6cm \times 1,05cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 730,59kN$$

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z.

Έλεγχος σε κάμψη

Άξονας y'y

$$M_{y,Ed} = 186,40kNm$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1534cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 544,57kNm > M_{y,Ed} = 186,40kNm$$

$$M_{y,Ed} < M_{pl,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άξονας z'z

$$M_{z,Ed} = 1,00kNm$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{717,6cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 254,75kNm > M_{z,Ed} = 1,00kNm$$

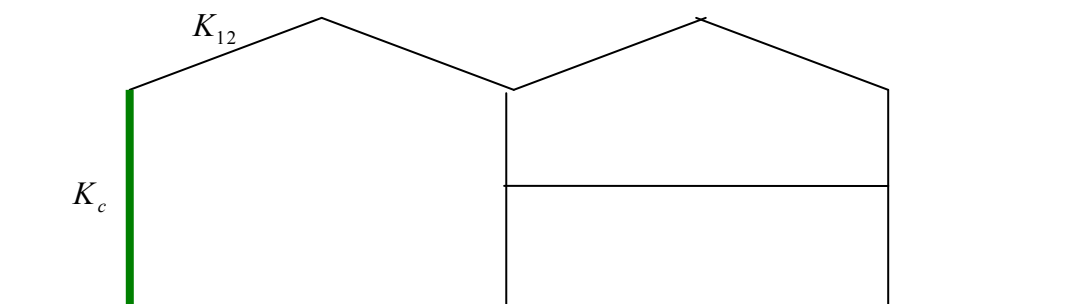
$$M_{z,Ed} < M_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ισοδύναμα μήκη λυγισμού

Για τον προσδιορισμό του ισοδύναμου μήκους του υποστυλώματος για λυγισμό κατά y-y και κατά z-z μέσω της προσεγγιστικής μέθοδου Wood R. Η παρουσιάζονται τα πλαίσια στα οποία ανήκει το υποστύλωμα σύμφωνα με τα οποία προσδιορίζεται η δυστρεψία του κατά το λυγισμό κατά y-y και κατά z-z.

Πλαίσιο κατά το λυγισμό κατά y-y



Σχήμα 4.3 : Πλαίσιο κατά y'y-υποστύλωμα

Υποστύλωμα $I_y = 19270 \text{ cm}^4$

Δοκός $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

$$K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

$$K_1 = \frac{I_1}{L_1}$$

Τα υποστυλώματα δυσκαμψίας K_c και K_1 έχουν ίδια διατομή ΗΕΒ 340.

$$K_c = K_1 = \frac{I_c}{L_c} = \frac{19270 \text{ cm}^4}{800 \text{ cm}} = 24,09 \text{ cm}^3$$

$$N_E = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \text{ κΝ/cm}^2 \times 5790 \text{ cm}^4}{1005^2 \text{ cm}^2} = 1188,13 \text{ kN}$$

$$K_{12} = 1,50 \times \frac{I_y}{L} \times \left(1 - 0,2 \times \frac{N}{N_E} \right) = 1,50 \times \frac{5790 \text{ cm}^4}{1005 \text{ cm}} \left(1 - 0,2 \times \frac{19,812 \text{ kN}}{1188,19 \text{ kN}} \right)$$

$$\Rightarrow K_{12} = 8,613 \text{ cm}^3$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{24,09 \text{ cm}^3}{24,09 \text{ cm}^3 + 8,613 \text{ cm}^3 + 0} = 0,737$$

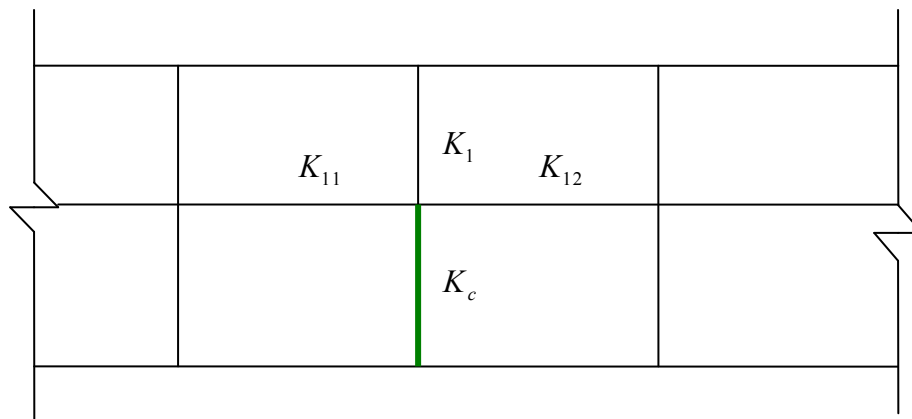
$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{24,09 \text{ cm}^3 + 0}{24,09 \text{ cm}^3 + 0 + 0 + 0} = 1,000$$

Το πλαίσιο αυτό είναι μεταθετό και από το σχήμα προκύπτει ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L για υποστύλωμα με μεταθετά άκρα:

$$\frac{L_{cr}}{L} = 3,25$$

Επομένως: $L_y = 3,25 \times 800 \text{ cm} = 2600 \text{ cm}$

Πλαίσιο κατά το λυγισμό κατά z-z



Σχήμα 4.4 : Πλαίσιο κατά z'z -υποστύλωμα

Υποστώματα : $I_z = 6595 \text{ cm}^4$

Δοκοί : $I_y = 2492 \text{ cm}^4$

$$K_c = K_1 = \frac{I_c}{L_c} = \frac{6595 \text{ cm}^4}{400 \text{ cm}} = 16,49 \text{ cm}^3$$

$$N_{Ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 2492 \text{ cm}^4}{(600 \text{ cm})^2} = 1434,71 \text{ kN}$$

$$K_{11} = 0,75 \times \frac{I_y}{L} \times \left(1 - 1,0 \times \frac{N}{N_E} \right) = 0,75 \times \frac{2492 \text{ cm}^4}{600 \text{ cm}} \left(1 - 1,0 \times \frac{12,622 \text{ kN}}{1434,71 \text{ kN}} \right)$$

$$\Rightarrow K_{11} = 3,088 \text{ cm}^3$$

$$K_{12} = 0,75 \times \frac{I_y}{L} \times \left(1 - 1,0 \times \frac{N}{N_E} \right) = 0,75 \times \frac{2492 \text{ cm}^4}{600 \text{ cm}} \left(1 - 1,0 \times \frac{11,468 \text{ kN}}{1434,71 \text{ kN}} \right)$$

$$\Rightarrow K_{12} = 3,090 \text{ cm}^3$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 \times 16,49 \text{ cm}^3}{2 \times 16,49 \text{ cm}^3 + 3,088 \text{ cm}^3 + 3,090 \text{ cm}^3} = 0,842$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{16,49 \text{ cm}^3 + 0}{16,49 \text{ cm}^3 + 0 + 0 + 0} = 1,000$$

Στο πλαίσιο υπάρχουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας οι οποίοι το καθιστούν αμετάθετο και επομένως ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού προκύπτει από το σχήμα για υποστώμα με αμετάθετα άκρα :

$$\frac{L_{cr}}{L} = 0,938$$

Επομένως: $L_z = 0,938 \times 400 \text{ cm} = 375,2 \text{ cm}$

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{280 \text{ mm}}{280 \text{ mm}} = 1,0 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 18,0 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

ΛυγηρότητεςΔιεύθυνση $y'y$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{2600\text{cm}}{12,11\text{cm}} = 214,70$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{214,70}{76,41} = 2,81$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Διεύθυνση $z'z$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{375,2\text{cm}}{7,09\text{cm}} = 52,92$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{52,92}{76,41} = 0,693$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Μειωτικοί συντελεστές χ Για $\bar{\lambda}_y = 2,81$ και καμπύλη λυγισμού b κατά y-y έχουμε:συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_y = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + a_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (2,81 - 0,2) + 2,81^2 \right] = 4,892$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{4,892 + \sqrt{4,892^2 - 2,81^2}} = 0,112 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 0,693$ και καμπύλη λυγισμού c κατά z-z έχουμε :συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_z = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + a_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,693 - 0,2) + 0,693^2 \right] = 0,861$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,861 + \sqrt{0,861^2 - 0,693^2}} = 0,729 < 1,00$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$$k = 0,70 \text{ (ένα ακρο του υποστυλώματος πακτωμένο)}$$

$$k_w = 1,00 \text{ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)}$$

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_1 = 1,266$$

$$C_2 = 0,000$$

$$C_3 = 1,558$$

$$I_t = 143,70 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 1130 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z = 6595 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 400 \text{ cm}$$

$$z_a = 14 \text{ cm}$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 14 \text{ cm} - 0 = 14 \text{ cm}$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

Άρα

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 1,266 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \frac{kN}{cm^2} \times 6595cm^4}{(0,70 \times 400cm)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{0,70}{1,00} \right)^2 \times \frac{1130 \times 10^{-3} cm^6}{6595cm^4} + \frac{(0,70 \times 400cm)^2 \times 8077 \frac{kN}{cm^2} \times 143,70cm^4}{\pi^2 \times 21000 \frac{kN}{cm^2} \times 6595cm^4} + (0,000 \times 14cm - 1,558 \times 0)^2 \right]^{0,5} - (0,000 \times 14cm - 1,558 \times 0) \right\} = 180092,78 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1534cm^3 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{180092,78kNcm}} = 0,550 \geq 0,4 \text{ και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{18640kNcm}{180092,78kNcm} = 0,104 \leq 0,16$$

άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί.

Ωστόσο παρατίθεται ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω κάμψης και θλίψης

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{280mm}{280mm} = 1,0 \leq 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,550 - 0,2) + 0,550^2 \right] = 0,688$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,688 + \sqrt{0,688^2 - 0,550^2}} = 0,908 < 1,00$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,112 \times 131,40cm^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,00} = 522,45kN > N_{Ed} = 115,15kN$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{x_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,729 \times 131,40cm^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,00} = 3400,57kN > N_{Ed} = 115,15kN$$

$$M_{b,Rd} = x_{LT} \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,908 \times 1534 \text{ cm}^3 \times \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 494,47 \text{ kNm} > M_{Ed} = 186,40 \text{ kNm}$$

Υπολογισμός C_{my} , C_{mLT} , C_{mz}

Κατά y:

$$-1 \leq \psi_y = \frac{-140,47 \text{ kNm}}{-186,40 \text{ kNm}} = 0,754 \leq 1$$

$$\Rightarrow C_{my} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times \psi = 0,6 + 0,4 \times 0,754 = 0,902 > 0,4$$

Κατά z :

$$-1 \leq \psi_z = \frac{0,00 \text{ kNm}}{-0,99 \text{ kNm}} = 0 \leq 1 \Rightarrow C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \psi_z = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6 > 0,4$$

Υπολογισμός συντελεστών k

$$k_{yy} = C_{my} \times \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,902 \times \left[1 + (2,81 - 0,2) \times \frac{115,15 \text{ kN}}{0,112 \times \frac{4664,7 \text{ kN}}{1,00}} \right]$$

$$= 1,421 \geq$$

$$C_{my} \times \left[1 + 0,8 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,902 \times \left[1 + 0,8 \times \frac{115,15 \text{ kN}}{0,112 \times \frac{4664,7 \text{ kN}}{1,00}} \right] = 1,061$$

Άρα $k_{yy} = 1,061$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1 \times 0,693}{(0,902 - 0,25)} \times \frac{115,15 \text{ kN}}{0,729 \times \frac{4664,7 \text{ kN}}{1,00}} \right] =$$

$$0,996 \geq$$

$$\left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1}{(0,902 - 0,25)} \times \frac{115,15 \text{ kN}}{0,729 \times \frac{4664,7 \text{ kN}}{1,00}} \right] = 0,995$$

Άρα $k_{zy} = 0,996$

$$k_{zz} = C_{mz} \times \left[1 + (2 \times \bar{\lambda}_z - 0,6) \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right] =$$

$$0,60 \times \left[1 + (2 \times 0,693 - 0,6) \times \frac{115,15kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,616 \leq$$

$$\leq C_{mz} \times \left[1 + 1,4 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right] = 0,60 \times \left[1 + 1,4 \times \frac{115,15kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,628$$

Άρα $k_{zz} = 0,616$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 0,616 \Rightarrow k_{yz} = 0,370$$

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

$$\frac{115,15kN}{0,112 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} + 1,061 \times \frac{186,40kNm}{0,908 \times \frac{544,57kNm}{1,00}} + 0,370 \times \frac{1,00kNm}{\frac{254,75kNm}{1,00}} = 0,622 \leq 1,00$$

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

$$\frac{115,15kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} + 0,996 \times \frac{186,40kNm}{0,908 \times \frac{544,57kNm}{1,00}} + 0,616 \times \frac{1,00kNm}{\frac{254,75kNm}{1,00}} = 0,412 < 1,00$$

4.3 ΔΟΚΟΣ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος για τη δοκό ζυγώματος με το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης συγκριτικά με όλες τις αντίστοιχες δοκούς του ίδιου υποστέγου αλλά και των υπολοίπων υποστέγων που μελετήθηκαν στην παρούσα διπλωματική εργασία. Έτσι παρατίθεται ο έλεγχος της δοκού με αρίθμηση FRAME 782, διατομής IPE 300 και με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,928 και που ανήκει στο υπόστεγο με τους ενδιάμεσους έκκεντρους συνδέσμους.

Γεωμετρία

$$h = 300mm \quad i_y = 12,46cm$$

$$b = 150mm \quad i_z = 3,35cm$$

$$t_w = 7,1mm \quad I_t = 20,12cm^4$$

$$t_f = 10,7mm \quad I_w = 125,9 \times 10^{-3} cm^6$$

$$d = 248,6mm \quad w_{pl,y} = 628,4cm^3$$

$$A = 53,81cm^2 \quad w_{pl,z} = 125,2cm^3$$

$$A_{yz} = 25,68cm^2 \quad I_y = 8356cm^4$$

$$I_z = 603,8cm^4$$

Κατάταξη διατομής

Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη

Σε περίπτωση πλήρους πλαστικοποίησης της διατομής η περιοχή που θα πλαστικοποιηθεί λόγω της αξονικής θα έχει ύψος

$$e = \frac{N_{ed}}{t_w \times f_y} = \frac{45,45kN}{0,71cm \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}} = 18,0mm$$

$$c = 248,6 mm$$

$$\text{και } a \times c = \frac{248,6mm}{2} + \frac{18,0mm}{2} = 133,3mm$$

$$a = \frac{a \times c}{c} = \frac{133,3mm}{248,6mm} = 0,536 > 0,5$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{248,6mm}{7,1mm} = 35,01$$

$$\frac{396 \times \varepsilon}{13 \times a - 1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,536 - 1} = 53,75$$

$$\frac{c}{t_w} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13a - 1} \rightarrow \text{Κορμός κατηγορίας 1}$$

Πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - S_s)/2}{t_f} = \frac{(150mm - 46,07mm)/2}{10,7mm} = 4,86 \leq 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Πέλιμα κατηγορίας 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{300mm}{150mm} = 2 > 1,2$$

Και

$$t_f = 10,7mm \leq 40mm$$

Επομένως χρησιμοποιούνται οι εξής καμπύλες λυγισμού:

Κατά y-y : καμπύλη a $\rightarrow \alpha_y = 0,21$

Κατά z-z : καμπύλη b $\rightarrow \alpha_z = 0,34$

Από την ανάλυση του κτιρίου προέκυψε ότι κρισιμότερος συνδυασμός φορτίσεως για τη συγκεκριμένη δοκό είναι ο COMB37 : 1,35G+1,50 ΔT₊+0,90Q και με τα εντατικά μεγέθη αυτού θα ελεγχθεί η δοκός.

Εντατικά μεγέθη

$$N_{Ed} = -45,45kN$$

$$M_{y,Ed} = -186,75kNm$$

$$M_{z,Ed} = -0,12kNm$$

$$V_{z,Ed} = -54,41kN$$

$$V_{y,Ed} = -0,12kN$$

Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{Ed} = 45,45kN$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,81cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 1910,26kN > N_{Ed} = 45,45kN$$

$$N_{Ed} < N_{c,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 54,41kN$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{25,68cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \times 1,00} = 526,34kN > V_{z,Ed} = 54,41kN$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{z,Ed} = 54,41kN < 0,5 \times V_{pl,z,Rd} = 0,5 \times 526,34kN = 263,17kN$$

Άρα δεν χρειάζεται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης.

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης

$$N_{Ed} = 45,45kN$$

Αξονας y'y

$$\alpha) 0,25 \times N_{pl,Rd} = 0,25 \times 1910,26kN = 477,57kN$$

$$N_{Ed} < 0,25N_{pl,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

$$\beta) \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 24,86cm \times 0,71cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 313,30kN$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y.

Άξονας z'z

$$\frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24,86 \text{ cm} \times 0,71 \text{ cm} \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 626,60 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z.

Έλεγχος σε κάμψη

Άξονας y'y

$$M_{y,Ed} = 186,75 \text{ kNm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628,4 \text{ cm}^3 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 223,08 \text{ kNm} > M_{y,Ed} = 186,75 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed} < M_{pl,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άξονας z'z

$$M_{z,Ed} = 0,12 \text{ kNm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{125,2 \text{ cm}^3 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 44,45 \text{ kNm} > M_{z,Ed} = 0,12 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} < M_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ισοδύναμα μήκη λυγισμού

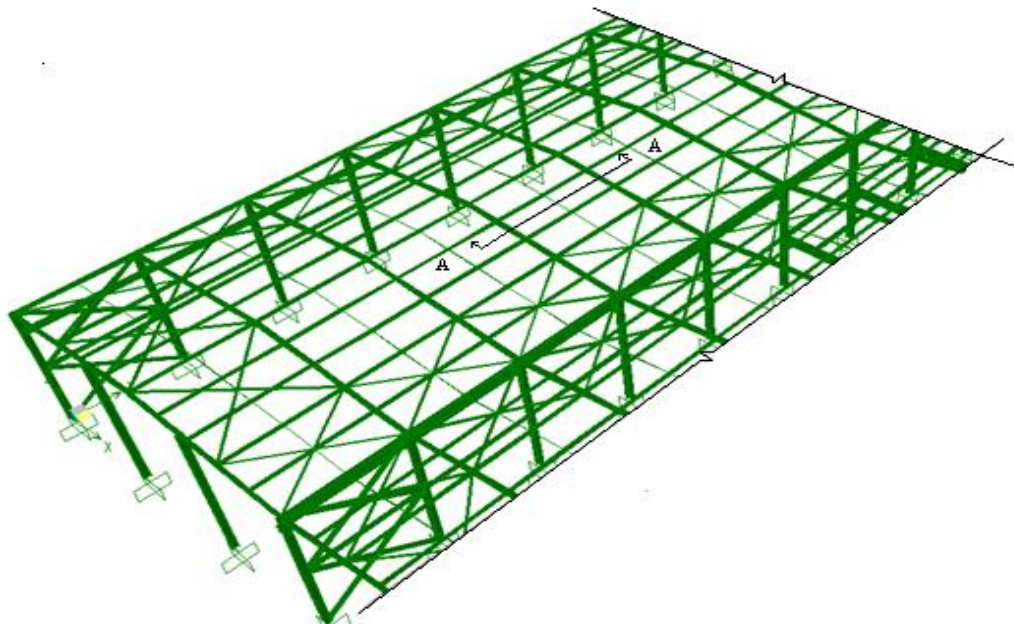
Τα ισοδύναμα μήκη λυγισμού προκύπτουν προσεγγιστικά από τα αντίστοιχα διαγράμματα ροπών κάμψης. Σε αυτήν την περίπτωση το μήκος λυγισμού κατά μία ορισμένη διεύθυνση θεωρείται ίσο με το διάστημα μεταξύ δύο διαδοχικών σημείων μηδενισμού του αντίστοιχου διαγράμματος. Έτσι προκύπτουν τα εξής ισοδύναμα μήκη λυγισμού:

Κατά τη διεύθυνση y

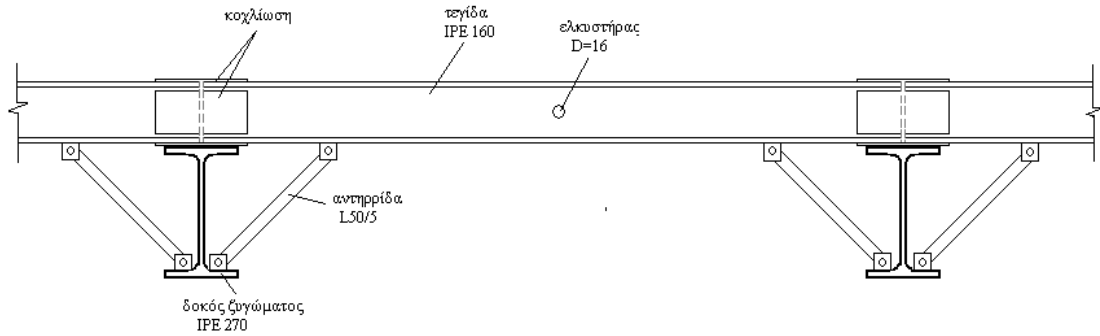
$$L_y = 0,9 \times 20m = 18,0 m$$

Κατά τη διεύθυνση z

Θα εφαρμοσθεί διάταξη η οποία θα προσφέρει επιπλέον πλευρική και στρεπτική εξασφάλιση στα 2,0 m στο θλιβόμενο πέλμα της δοκού ζυγώματος και η οποία παρουσιάζεται στα σχήματα 4.5 και 4.6. Επομένως το ισοδύναμο μήκος λυγισμού κατά τη διεύθυνση z'z είναι: $L_z = 1,0 \times 2 m = 2,0 m$



Σχήμα 4.5 : Προοπτική απεικόνιση υποστέγου στη θέση εφαρμογής της διάταξης της πλευρικής εξασφάλισης



Σχήμα 4.6 : Τομή A-A - Πλευρική εξασφάλιση δοκού με αντηρρίδες

Λυγηρότητες

Διεύθυνση $y'y$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1800\text{cm}}{12,46\text{cm}} = 144,46$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{144,46}{76,41} = 1,891$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Διεύθυνση $z'z$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{200\text{cm}}{3,35\text{cm}} = 59,7$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{59,7}{76,41} = 0,782$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 1,891$ και καμπύλη λυγισμού α κατά $y-y$ έχουμε:

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_y = 0,21$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + a_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (1,891 - 0,2) + 1,891^2 \right] = 2,465$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{2,465 + \sqrt{2,465^2 - 1,891^2}} = 0,247 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 0,782$ και καμπύλη λυγισμού b κατά z-z έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_z = 0,34$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + a_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,782 - 0,2) + 0,782^2 \right] = 0,905$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,905 + \sqrt{0,905^2 - 0,782^2}} = 0,736 < 1,00$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$k = 1,00$ (2 μη πακτωμένα άκρα)

$k_w = 1,00$ (και τα δύο άκρα της δοκού είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 94838 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{628,4 \text{ cm}^3 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{94838 \text{ kNcm}}} = 0,485 \geq 0,20 \text{ και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{18675 \text{ kNcm}}{94838 \text{ kNcm}} = 0,197 \geq 0,04$$

άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν μπορεί να αγνοηθεί.

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{300\text{mm}}{150\text{mm}} = 2 \leq 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,485 - 0,2) + 0,485^2 \right] = 0,647$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,647 + \sqrt{0,647^2 - 0,485^2}} = 0,929 < 1,00$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,247 \times 53,81\text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 471,83\text{kN} > N_{Ed} = 45,45\text{kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{x_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,736 \times 53,81\text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 1405,9\text{kN} > N_{Ed} = 45,45\text{kN}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,929 \times 628,4\text{cm}^3 \times \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 207,24\text{kNm} \geq M_{Ed} = 186,75\text{kNm}$$

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Παρατίθεται η δυσμενέστερη ανίσωση κατά τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,86 < 1,00$$

4.4 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΔΙΑΓΩΝΙΟΙ (ΧΙΑΣΤΙ) ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

4.4.1 ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ

Ενδεικτικά θα ελεγχθεί η δυσμενέστερη διαγώνιος από τις διαγωνίους που ανήκουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας των δύο τύπων υποστέγων (υπόστεγο με ακραίους διαγώνιους συνδέσμους και υπόστεγο με ενδιάμεσους διαγώνιους συνδέσμους). Η διαδικασία που ακολουθείται για τις υπόλοιπες είναι η ίδια. Έτσι παρατίθενται οι έλεγχοι της διαγώνιου με ονομασία FRAME 1505, διατομής HEB160 και με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,503 που ανήκει στο υπόστεγο με τους ακραίους διαγώνιους συνδέσμους. Όπως προέκυψε από τη στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου κρίσιμος συνδυασμός για τη διαγώνιο που επιλέχθηκε είναι ο COMB 47 1,35G+1,50ΔT₋+0,90Q+0,90S και ο έλεγχος της θα γίνει με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από αυτό το συνδυασμό.

Γεωμετρία

$$h = 160mm \quad I_y = 2492cm^4$$

$$b = 160mm \quad I_z = 889,2cm^4$$

$$t_w = 8,0mm \quad i_y = 6,78cm$$

$$t_f = 13,00mm \quad i_z = 4,05cm$$

$$d = 104mm$$

$$A = 54,25cm^2$$

$$r = 15mm$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{104mm}{8mm} = 13 < 33 \times \varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,73 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλημα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(160-51,57)mm/2]-27}{13mm} = 4,170 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Έλεγχος διαγωνίου για μη σεισμικά μεγέθη

Κρίσιμος συνδυασμός : COMB 47

Εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = -433,89kN$$

Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{Ed} = 433,89kN$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{54,25cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 1925,88kN > N_{Ed} = 433,89kN$$

$$N_{Ed} < N_{c,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε λυγισμό διαγωνίου

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1,0 < 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 13mm \leq 100mm \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

$$L_{cr} = \frac{\sqrt{400^2 + 600^2} cm}{2} = 360,6cm$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Έτσι έχουμε :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y \times \lambda_1} = \frac{360,6cm}{6,78cm \times 76,41} = 0,699 < 1,50$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z \times \lambda_1} = \frac{360,6cm}{4,05cm \times 76,41} = 1,171 < 1,50$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,699$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y'y$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_y = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + a_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,699 - 0,2) + 0,699^2 \right] = 0,829$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,829 + \sqrt{0,829^2 - 0,699^2}} = 0,785 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 1,171$ και καμπύλη λυγισμού c κατά $z'z$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_z = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + a_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (1,171 - 0,2) + 1,171^2 \right] = 1,424$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,424 + \sqrt{1,424^2 - 1,171^2}} = 0,448 < 1,00$$

- Έλεγχος

$$N_{Ed} = 433,89kN$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,785, 0,448) = 0,448 < 1,00$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,448 \times 54,25 \text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 862,80 \text{kN} > N_{Ed} = 433,89 \text{kN}$$

$N_{Ed} < N_{b,Rd} \rightarrow$ ο έλεγχος ικανοποιείται

4.4.2 ΔΟΚΟΣ

Θα ελεγχθεί η δυσμενέστερη δοκός από τις δοκούς που ανήκουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας των δύο τύπων υποστέγων (υπόστεγο με ακραίους διαγώνιους συνδέσμους και υπόστεγο με ενδιάμεσους διαγώνιους συνδέσμους). Η δοκός αυτή ανήκει στο υπόστεγο με τους ενδιάμεσους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, έχει ονομασία FRAME 627 , διατομή HEB 160 και συντελεστή εκμετάλλευσης 0,241. Ο κρίσιμος συνδυασμός φορτίσεως είναι ο COMB47 : 1,35G+1,50ΔT_ +0,90Q+0,90S του οποίου τα εντατικά μεγέθη είναι τα εξής :

$$N_{Ed} = 364,01 \text{kN}$$

$$M_{y,Ed} = 5,22 \text{kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 0,66 \text{kNm}$$

$$V_{z,Ed} = 3,44 \text{kN}$$

$$V_{y,Ed} = 0,22 \text{kN}$$

Γεωμετρία και κατάταξη διατομής

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και η κατάταξη της διατομής HEB 160 έχουν προαναφερθεί στην παράγραφο 4.4.1 .

Έλεγχος σε εφελκυσμό

$$N_{Ed} = 364,01 \text{kN}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{54,25 \text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 1925,88 \text{kN} > N_{Ed} = 364,01 \text{kN} \rightarrow$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 3,44kN$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{yz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{17,59cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \times 1,00} = 360,52kN > V_{z,Ed} = 3,44kN$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης

Η μέγιστη ροπή κάμψης και η μέγιστη τέμνουσα δύναμη δε συνυπάρχουν στην ίδια διατομή και επομένως ο έλεγχος αυτός είναι περιττός.

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης

$$N_{Ed} = 364,01kN$$

Άξονας y'y

$$\alpha) 0,25 \times N_{pl,Rd} = 0,25 \times 1925,88kN = 481,47kN$$

$$N_{Ed} < 0,25N_{pl,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

$$\beta) \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 10,4cm \times 0,8cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 147,68kN$$

$$N_{Ed} > \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος δεν ικανοποιείται}$$

Άρα πρέπει να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y.

Άξονας z'z

$$\frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10,4cm \times 0,8cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 295,36kN$$

$$N_{Ed} > \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος δεν ικανοποιείται}$$

Άρα πρέπει να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z.

Έλεγχος σε κάμψη

Κατά y:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{364,01kN}{1925,88kN} = 0,189$$

$$a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} = \frac{(54,25cm^2 - 2 \times 16cm \times 1,3cm)}{54,25cm^2} = 0,233 \leq 0,5$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{354,0cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 125,67kNm$$

άρα

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5 \times a)} = 125,67kNm \times \frac{(1-0,189)}{(1-0,5 \times 0,233)} = 115,35kNm < M_{pl,y,Rd} = 125,67kNm$$

$$M_{y,Ed} = 5,22kNm < M_{N,y,Rd} = 115,35kNm$$

$$M_{y,Ed} < M_{N,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Κατά z:

$$n = 0,189 \leq a = 0,233 \rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{170,0cm^3 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,00}$$

$$\rightarrow M_{N,z,Rd} = 60,35kNm > M_{z,Ed} = 0,66kNm$$

4.4.3 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Το δυσμενέστερο υποστύλωμα συγκριτικά με τα υποστυλώματα όλων των τύπων υποστέγων που μελετήθηκαν είναι αυτό που αναφέρεται στην παράγραφο 4.3.1.2 και επομένως ο έλεγχος του έχει προηγηθεί.

4.4.4 ΈΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΕΑΚ2000

4.4.4.1 ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ

Ενδεικτικά θα ελεγχθούν οι δυσμενέστερες διαγώνιοι σε εφελκυστική και σε θλιπτική δύναμη για το υπόστεγο με ακραίους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας .

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη

Η διαγώνιος με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι η ράβδος με όνομα FRAME 1510 με κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό τον S2 $1,00G+0,30Q+0,30S+1,00 E_X -0,30 E_Y +1,00 I_X$ όπου $N_{Ed} = 47,36kN$

Μέγιστη θλιπτική δύναμη

Η διαγώνιος με τη μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι η ράβδος με όνομα FRAME 1532 με κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό S4 $:1,00G+0,30Q+0,30S-1,00 E_X -0,30 E_Y -1,00 I_X$ όπου $N_{Ed} = -62,56kN$

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ 2000 πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής έλεγχοι:

- έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

$$N_s = 47,36kN$$

$$N_{pd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{54,25cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 1925,88kN$$

$$\frac{N_s}{N_{pd}} = \frac{47,36kN}{1925,88kN} = 0,025 < 1,00$$

- Έλεγχος λυγηρότητας

$$\bar{\lambda}_y = 0,699 < 1,50$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,171 < 1,50$$

- Έλεγχος σε λυγισμό διαγωνίου

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,448 \times 54,25 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 862,80 \text{ kN} > N_{Ed} = 62,56 \text{ kN}$$

4.4.4.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΕ ΜΗ ΠΛΑΣΤΙΜΑ ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 τα υπόλοιπα στοιχεία του συνδέσμου, δηλαδή η δοκός και το υποστύλωμα, θα πρέπει να διαστασιολογούνται ώστε να μην αστοχούν προ της διαρροής της διαγωνίου, δηλαδή να εξασφαλίζεται ότι ο σύνδεσμος δεν θα αστοχήσει πριν αναπτυχθούν πλαστικές παραμορφώσεις στη διαγώνιο, και ότι θα απορροφηθεί επομένως, σεισμική ενέργεια. Επομένως η επιλογή της διατομής γίνεται όχι μόνο με τα υπάρχοντα εντατικά μεγέθη (σεισμικά ή μη) αλλά και με την πρόσθετη απαίτηση να διαθέτουν υπεραντοχή ως προς τη διαγώνιο (ικανοτική απαίτηση). Στη συγκεκριμένη περίπτωση παρατίθεται ενδεικτικά ο έλεγχος ικανοτικής απαίτησης για τα μη-πλάστιμα μέλη του συνδέσμου δυσκαμψίας. Ο σύνδεσμος στον οποίο πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος αυτός είναι ο σύνδεσμος στον οποίο ανήκει η μέγιστη εφελκυστική διαγώνιος καθώς η διαδικασία είναι παρόμοια και στους υπόλοιπους συνδέσμους. Έτσι λοιπόν, η δοκός και το υποστύλωμα του συνδέσμου στον οποίο ανήκει η διαγώνιος με ονομασία FRAME 1510, θα ελεγχθούν σε λυγισμό υπό την επίδραση του κρίσιμου σεισμικού συνδυασμού για τη διαγώνιο, δηλαδή του S2 1,00G+0,30Q+0,30S+1,00 E_x -0,30 E_y +1,00 I_x, αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$a_{cd} = \frac{1,20 \times N_{Pdi} - N_{vdi}}{N_{Edi}} \leq q$$

Όπου :

N_{Pdi} είναι η υπολογιστική αντοχή της εφελκυστικής διαγωνίου του ορόφου

N_{vdi} είναι η εφελκυστική δύναμη της ίδιας διαγωνίου υπό την επίδραση των μη-σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (κατά κανόνα $N_{vdi} = 0$)

N_{Edi} είναι η εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου μόνο υπό τη σεισμική δράση του

συνδυασμού

Από τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη του συνδέσμου προκύπτει:

$$a_{cd} = \frac{1,20 \times N_{Pdi} - N_{vdi}}{N_{Edi}} = \frac{1,20 \times 1925,88kN - 0}{47,36kN} = 48,80 \geq q = 3,00$$

Επομένως $a_{cd} = 3,00$

Έλεγχος ικανοτικής απαίτησης

1. ΔΟΚΟΣ

Εξετάζεται η δοκός με ονομασία FRAME 623 του συνδέσμου με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη. Η διατομή της δοκού είναι HEB160 και η αρχική επιλογή της έγινε από την ανάλυση μέσω του προγράμματος. Τα εντατικά μεγέθη της δοκού προέκυψαν από τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό της εφελκυσόμενης διαγωνίου, τον S2 1,00G+0,30Q+0,30S+1,00 E_x -0,30 E_y +1,00 I_x .

Γεωμετρία και κατάταξη διατομής

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και η κατάταξη της διατομής HEB 160 έχουν προαναφερθεί στην παράγραφο 4.4.1.

Έλεγχος ικανοτικής απαίτησης με τα σεισμικά μεγέθη

Για τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό S2 1,00G+0,30Q+0,30S+1,00 E_x -0,30 E_y +1,00 I_x προέκυψαν τα εξής εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = -22,51kN$$

$$M_{y,Ed} = 3,18kNm$$

$$M_{z,Ed} = -0,27kNm$$

Πολλαπλασιασμός αξονικής δύναμης με μεγέθη ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$N_{ed}' = a_{cd} \times N_{ed} = 3,00 \times 22,51kN = 67,53kN$$

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{160mm}{160mm} = 1,0 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 13,0mm < 100mm \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

Λυγηρότητες

Διεύθυνση $y'y$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600cm}{6,78cm} = 88,50$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{88,50}{76,41} = 1,158$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Διεύθυνση $z'z$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600cm}{4,05cm} = 148,15$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{148,15}{76,41} = 1,939$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 1,158$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y-y$ έχουμε:

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_y = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + a_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (1,158 - 0,2) + 1,158^2 \right] = 1,333$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,333 + \sqrt{1,333^2 - 1,158^2}} = 0,502 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 1,939$ και καμπύλη λυγισμού c κατά z-z έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_z = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + a_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (1,939 - 0,2) + 1,939^2 \right] = 2,806$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2,806 + \sqrt{2,806^2 - 1,939^2}} = 0,207 < 1,00$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$$k = 1,00 \text{ (2 μη πακτωμένα άκρα)}$$

$$k_w = 1,00 \text{ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)}$$

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_1 = 1,132$$

$$C_2 = 0,459$$

$$C_3 = 0,525$$

$$I_t = 31,24 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 47,94 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z = 889,2 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 600 \text{ cm}$$

$$z_a = 8,0 \text{ cm}$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 8,0 \text{ cm} - 0 = 8,0 \text{ cm}$$

$z_j = 0$ (διατομή διπλής συμμετρίας)

Άρα

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \frac{kN}{cm^2} \times 889,2cm^4}{(1,00 \times 600cm)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{1,00}{1,00} \right)^2 \times \frac{47,94 \times 10^{-3} cm^6}{889,2cm^4} + \frac{(1,00 \times 600cm)^2 \times 8077 \frac{kN}{cm^2} \times 31,24cm^4}{\pi^2 \times 21000 \frac{kN}{cm^2} \times 889,2cm^4} + (0,459 \times 8,0cm - 0,525 \times 0)^2 \right]^{0,5} - (0,459 \times 8,0cm - 0,525 \times 0) \right\} = 10912,57 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{354cm^3 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{10912,57kNcm}} = 1,073 \geq 0,20 \quad \text{και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{318kNcm}{10912,57kNcm} = 0,029 < 0,04$$

άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί.

Ωστόσο παρατίθεται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό κάμψη και θλίψη

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{160mm}{160mm} = 1 \leq 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (1,073 - 0,2) + 1,073^2 \right] = 1,167$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,167 + \sqrt{1,167^2 - 1,073^2}} = 0,615 < 1,00$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,502 \times 54,25cm^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,00} = 966,79kN > N_{ed} = 67,53kN$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{x_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,207 \times 54,25 \text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 398,66 \text{kN} > N_{ed}' = 67,53 \text{kN}$$

$$M_{b,Rd} = x_{LT} \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,615 \times 354 \text{cm}^3 \times \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 77,29 \text{kNm} > M_{y,Ed} = 3,18 \text{kNm}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Υπολογισμός συντελεστών C_{my} , C_{mLT} , C_{mz}

Κατά y-y

Επειδή το διάγραμμα ροπών κατά y είναι παραβολικής μορφής και επειδή

$$0 \leq a_h = \frac{M_h}{M_s} = \frac{0}{3,18 \text{kNm}} = 0 \leq 1,0$$

$$C_{my} = C_{mLT} = 0,95 + 0,05 \times a_h = 0,95 + 0,05 \times 0 = 0,95$$

$$\text{Άρα } \underline{C_{my} = C_{mLT} = 0,95}$$

Κατά z-z

Επειδή το διάγραμμα ροπών κατά z του ζυγώματος είναι τριγωνικής μορφής και επειδή

$$-1 \leq \psi_z = 0 \leq 1,00$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \psi_z = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6 \geq 0,4$$

$$\text{Άρα } \underline{C_{mz} = 0,6}$$

Υπολογισμός συντελεστών k

$$k_{yy} = C_{my} \times \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \times \frac{N_{ed}'}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,95 \times \left[1 + (1,158 - 0,2) \times \frac{67,53 \text{kN}}{0,502 \times \frac{1925,88 \text{kN}}{1,00}} \right]$$

$$= 1,014 \geq$$

$$C_{my} \times \left[1 + 0,8 \times \frac{N_{ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,95 \times \left[1 + 0,8 \times \frac{67,53kN}{0,502 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right] = 1,003$$

Άρα $k_{yy} = 1,003$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1 \times 1,939}{(0,95 - 0,25)} \times \frac{67,53kN}{0,207 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right] = 0,953 \leq$$

$$\left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1}{(0,95 - 0,25)} \times \frac{67,53kN}{0,207 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right] = 0,976$$

Άρα $k_{zy} = 0,976$

$$k_{zz} = C_{mz} \times \left[1 + (2 \times \bar{\lambda}_z - 0,6) \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,60 \times \left[1 + (2 \times 1,939 - 0,6) \times \frac{67,53kN}{0,207 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right] = 0,933 \geq$$

$$C_{mz} \times \left[1 + 1,4 \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,60 \times \left[1 + 1,4 \times \frac{67,53kN}{0,207 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right] = 0,742$$

Άρα $k_{zz} = 0,742$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 0,742 \Rightarrow \underline{k_{yz} = 0,445}$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$0,502 \times \frac{67,53kN}{1925,88kN} + 1,003 \times \frac{3,18kNm}{0,615 \times \frac{125,67kNm}{1,00}} + 0,445 \times \frac{0,27kNm}{\frac{60,35kNm}{1,00}} = 0,113 < 1,00$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$0,207 \times \frac{67,53kN}{1925,88kN} + 0,976 \times \frac{3,18kNm}{0,615 \times \frac{125,67kNm}{1,00}} + 0,742 \times \frac{0,27kNm}{\frac{60,35kNm}{1,00}} = 0,213 < 1,00$$

2. ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Εξετάζεται το υποστύλωμα FRAME 75 που ανήκει στο σύνδεσμο δυσκαμψίας στον οποίο ανήκει η διαγώνιος FRAME 1510 με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη για τους σεισμικούς συνδυασμούς. Η διατομή του υποστυλώματος είναι HEB 280 και η αρχική επιλογή της έγινε από την ανάλυση μέσω του προγράμματος .

Γεωμετρία και κατάταξη διατομής:

Εχουν προαναφερθεί ήδη στην παράγραφο 4.2.1.2

Έλεγχος ικανοτικής απαίτησης με τα σεισμικά μεγέθη

Για τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό S2 $1,00G+0,30Q+0,30S+1,00 E_x -0,30 E_y +1,00 I_x$ προέκυψαν τα εξής εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = -92,27kN$$

$$M_{y,Ed} = -47,32kNm$$

$$M_{z,Ed} = 0,30kNm$$

Πολλαπλασιασμός αξονικής δύναμης με μεγέθη ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$N_{ed}' = a_{cd} \times N_{ed} = 3,00 \times 92,27 \text{ kN} = 276,81 \text{ kN}$$

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{280 \text{ mm}}{280 \text{ mm}} = 1,0 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b'}$$

$$t_f = 18,0 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c'}$$

Λυγηρότητες

Όπως υπολογίσθηκαν στην παράγραφο 4.2.1.2 οι λυγηρότητες κατά τους δύο άξονες είναι οι παρακάτω:

$$\bar{\lambda}_y = 2,81$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,693$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Επίσης όπως υπολογίσθηκαν στην παράγραφο 4.2.1.2 οι αντίστοιχοι μειωτικοί συντελεστές είναι οι εξής:

$$\chi_y = 0,112 < 1,00$$

$$\chi_z = 0,729 < 1,00$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$$k = 0,70 \quad (\text{ένα ακρο του υποστυλώματος πακτωμένο})$$

$$k_w = 1,00 \quad (\text{και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση})$$

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_1 = 2,014$$

$$C_2 = 0,000$$

$$C_3 = 1,486$$

$$I_t = 143,70 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 1130 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z = 6595 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 400 \text{ cm}$$

$$z_a = 14 \text{ cm}$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 14 \text{ cm} - 0 = 14 \text{ cm}$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

Άρα

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 2,014 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 6595 \text{ cm}^4}{(0,70 \times 400 \text{ cm})^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{0,70}{1,00} \right)^2 \times \frac{1130 \times 10^{-3} \text{ cm}^6}{6595 \text{ cm}^4} + \frac{(0,70 \times 400 \text{ cm})^2 \times 8077 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 143,70 \text{ cm}^4}{\pi^2 \times 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 6595 \text{ cm}^4} + (0 \times 14 \text{ cm} - 1,486 \times 0)^2 \right]^{0,5} - (0 \times 14 \text{ cm} - 1,486 \times 0) \right\} = 286498,30 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1534 \text{ cm}^3 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{286498,30 \text{ kNcm}}} = 0,436 \geq 0,04 \quad \text{και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{4732 \text{ kNcm}}{286498,30 \text{ kNcm}} = 0,017 \leq 0,2$$

άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί. Ωστόσο παρατίθεται ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω κάμψης και θλίψης.

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{280\text{mm}}{280\text{mm}} = 1,0 \leq 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,436 - 0,2) + 0,436^2 \right] = 0,620$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,620 + \sqrt{0,620^2 - 0,436^2}} = 0,943 < 1,00$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,112 \times 131,40\text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 522,45\text{kN} > N_{ed} = 276,81\text{kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{x_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,729 \times 131,40\text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 3400,57\text{kN} > N_{ed} = 276,81\text{kN}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,943 \times 1534\text{cm}^3 \times \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 513,53\text{kNm} > M_{Ed} = 47,32\text{kNm}$$

Υπολογισμός C_{my} , C_{mLT} , C_{mz} Κατά y:

$$-1 \leq \psi_y = \frac{-2,62\text{kNm}}{-47,32\text{kNm}} = 0,055 \leq 1$$

$$\Rightarrow C_{my} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times 0,055 = 0,622 \geq 0,4$$

$$\Rightarrow C_{my} = C_{mLT} = 0,622$$

Κατά z :

$$-1 \leq \psi_z = \frac{-0,22kNm}{0,30kNm} = -0,733 \leq 1 \Rightarrow C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \psi_z = 0,6 + 0,4 \times (-0,733) =$$

$$= 0,307 \leq 0,4 \Rightarrow \underline{C_{mz} = 0,4}$$

$$k_{yy} = C_{my} \times \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \times \frac{N_{ed}'}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,622 \times \left[1 + (2,81 - 0,2) \times \frac{276,81kN}{0,112 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right]$$

$$= 1,482 \geq$$

$$C_{my} \times \left[1 + 0,8 \times \frac{N_{ed}'}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,622 \times \left[1 + 0,8 \times \frac{276,81kN}{0,112 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,886$$

Άρα $k_{yy} = 0,886$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{ed}'}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1 \times 0,693}{(0,622 - 0,25)} \times \frac{276,81kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] =$$

$$0,985 \geq$$

$$\left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{ed}'}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1}{(0,622 - 0,25)} \times \frac{276,81kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,978$$

Άρα $k_{zy} = 0,985$

$$k_{zz} = C_{mz} \times \left[1 + (2 \times \bar{\lambda}_z - 0,6) \times \frac{N_{ed}'}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$= 0,4 \times \left[1 + (2 \times 0,693 - 0,6) \times \frac{276,81kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,426 \leq$$

$$\leq C_{mz} \times \left[1 + 1,4 \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right] = 0,4 \times \left[1 + 1,4 \times \frac{276,81kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,446$$

Άρα $k_{zz} = 0,426$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 0,426 \Rightarrow k_{yz} = 0,256$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$0,112 \times \frac{276,81kN}{4664,7kN} + 0,886 \times \frac{47,32kNm}{0,943 \times \frac{544,57kNm}{1,00}} + 0,256 \times \frac{0,30kNm}{\frac{254,75kNm}{1,00}} = 0,612 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$0,729 \times \frac{276,81kN}{4664,7kN} + 0,985 \times \frac{47,32kNm}{0,943 \times \frac{544,57kNm}{1,00}} + 0,426 \times \frac{0,30kNm}{\frac{254,75kNm}{1,00}} = 0,173 < 1,00$$

4.5 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΤΥΠΟΥ Λ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

4.5.1 ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος της διαγωνίου του κατακόρυφου τύπου Λ συνδέσμου δυσκαμψίας με το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης συγκριτικά με τις υπόλοιπες διαγωνίους των δύο τύπων υποστέγων με τύπου Λ συνδέσμους τα οποία μελετήθηκαν .Η διαδικασία που ακολουθείται για τις υπόλοιπες είναι η ίδια. Έτσι παρατίθενται οι έλεγχοι της διαγωνίου με ονομασία FRAME 102 διατομής HEB180 και με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,573 που ανήκει στο κτίριο με τους ακραίους τύπου Λ συνδέσμους δυσκαμψίας. Όπως προέκυψε από τη στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου κρίσιμος συνδυασμός για τη διαγώνιο αυτή είναι ο COMB47 1,35G+1,50ΔT_+0,90Q+0,90S.Ο έλεγχος του συνδέσμου δυσκαμψίας θα γίνει με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από αυτό το συνδυασμό.

Γεωμετρία

$$h = 180mm \quad I_y = 3831,0cm^4$$

$$b = 180mm \quad I_z = 1363,0cm^4$$

$$t_w = 8,5mm \quad i_y = 7,66cm$$

$$t_f = 14,00mm \quad i_z = 4,57cm$$

$$d = 122mm$$

$$A = 65,25cm^2$$

$$r = 15mm$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{122\text{mm}}{8,5\text{mm}} = 14,35 < 33 \times \varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,73 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(180-8,5)\text{mm}/2]-15}{14\text{mm}} = 5,05 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Για τον κρίσιμο συνδυασμό φορτίσεως της διαγωνίου τον προκύπτουν τα εξής εντατικά μεγέθη:

Εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = -444,71\text{kN}$$

Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{Ed} = 515,191\text{kN}$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{65,25\text{cm}^2 \times 35,5\text{kN/cm}^2}{1,00} = 2316,38\text{kN} > N_{Ed} = 444,71\text{kN}$$

$$N_{Ed} < N_{c,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε λυγισμό διαγωνίου

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{180} = 1,0 < 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 14\text{mm} \leq 100\text{mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

$$L_{cr} = \sqrt{400^2 + 300^2} = 500 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Έτσι έχουμε :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y \times \lambda_1} = \frac{500 \text{ cm}}{7,66 \text{ cm} \times 76,41} = 0,854 < 1,50$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z \times \lambda_1} = \frac{500 \text{ cm}}{4,57 \text{ cm} \times 76,41} = 1,432 < 1,50$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,854$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y'y$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_y = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + a_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,854 - 0,2) + 0,854^2 \right] = 0,976$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,976 + \sqrt{0,976^2 - 0,854^2}} = 0,690 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 1,432$ και καμπύλη λυγισμού c κατά $z'z$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_z = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + a_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (1,432 - 0,2) + 1,432^2 \right] = 1,827$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,827 + \sqrt{1,827^2 - 1,432^2}} = 0,338 < 1,00$$

- Έλεγχος

$$N_{Ed} = 515,191 \text{ kN}$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,690, 0,338) = 0,338 < 1,00$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,338 \times 65,25 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 782,14 \text{ kN} > N_{Ed} = 444,71 \text{ kN}$$

$N_{Ed} < N_{b,Rd} \rightarrow$ ο έλεγχος ικανοποιείται

4.5.2 ΔΟΚΟΣ

Θα ελεγχθεί η δυσμενέστερη δοκός από τις δοκούς που ανήκουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας των δύο τύπων υποστέγων με τύπου Λ συνδέσμους. Η δοκός αυτή είναι η δοκός με ονομασία FRAME 1014 , διατομής IPE300, με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,320 που ανήκει στο υπόστεγο με τους ενδιάμεσους διαγώνιους συνδεσμούς δυσκαμψίας. Ο κρίσιμος συνδυασμός φορτίσεως είναι ο COMB47 1,35G+1,50ΔΤ_+0,90Q+0,90S του οποίου τα εντατικά μεγέθη είναι:

$$N_{Ed} = 396,560 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 24,99 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 0,000 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed} = -29,10 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = 0,000 \text{ kN}$$

Γεωμετρία

$$h = 300 \text{ mm} \quad i_y = 12,46 \text{ cm}$$

$$b = 150 \text{ mm} \quad i_z = 3,35 \text{ cm}$$

$$t_w = 7,1 \text{ mm} \quad I_t = 20,12 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 10,7 \text{ mm} \quad I_w = 125,9 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$d = 248,6\text{mm} \quad w_{pl,y} = 628,4\text{cm}^3$$

$$A = 53,81\text{cm}^2 \quad w_{pl,z} = 125,2\text{cm}^3$$

$$A_{yz} = 25,68\text{cm}^2 \quad I_y = 8356\text{cm}^4$$

$$I_z = 603,8\text{cm}^4$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{248,6\text{mm}}{7,1\text{mm}} = 35,01 < 72 \times \varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(150-7,1)\text{mm}/2]-15}{10,7\text{mm}} = 5,275 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Έλεγχος σε εφελκυσμό

$$N_{Ed} = 396,560\text{kN}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,81\text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 1910,26\text{kN} > N_{Ed} = 396,560\text{kN} \rightarrow$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 29,10\text{kN}$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{yz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{25,68\text{cm}^2 \times 35,5 \text{kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,00} = 526,34\text{kN} > V_{z,Ed} = 29,10\text{kN}$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{z,Ed} = 29,10kN < 0,5 \times V_{pl,z,Rd} = 0,5 \times 526,34kN = 263,17kN$$

Επομένως δεν απαιτείται απομείωση της ροπής κάμψης λόγω τέμνουσας.

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης

$$N_{Ed} = 396,560kN$$

Άξονας y'y

$$\alpha) 0,25 \times N_{pl,Rd} = 0,25 \times 1910,26kN = 477,57kN$$

$$N_{Ed} < 0,25N_{pl,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

$$\beta) \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 24,86cm \times 0,71cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 313,30kN$$

$$N_{Ed} > \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος δεν ικανοποιείται}$$

Άρα πρέπει να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y.

Άξονας z'z

$$\frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24,86cm \times 0,71cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 626,60kN$$

$$N_{Ed} < \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δεν πρέπει να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z.

Έλεγχος σε κάμψη

Κατά y :

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{396,560kN}{1910,26kN} = 0,208$$

$$a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} = \frac{(53,81cm^2 - 2 \times 15cm \times 1,07cm)}{53,81cm^2} = 0,403 \leq 0,5$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628,4cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 223,08kNm$$

άρα

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5 \times a)} = 223,08kNm \times \frac{(1-0,208)}{(1-0,5 \times 0,403)} = 221,26kNm < M_{pl,y,Rd} = 223,08kNm$$

$$M_{y,Ed} = 24,99kNm < M_{N,y,Rd} = 221,26kNm$$

$$M_{y,Ed} < M_{N,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η δοκός του κρίσιμου σύνδεσμου δυσκαμψίας αποτελεί παράλληλα και δοκός στήριξης της πλάκας του παταριού και επομένως το άνω θλιβόμενο πέλμα της εξασφαλίζεται πλευρικά από την πλάκα σκυροδέματος με την οποία έρχεται σε επαφή. Άρα δεν υπάρχει κίνδυνος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

4.5.3 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Το δυσμενέστερο υποστύλωμα ελέγχθηκε στην παράγραφο 4.3.1.2

4.5.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΤΥΠΟΥ Λ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΕΑΚ 2000

4.5.4.1 ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ

- έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

$$\frac{N_s}{N_{pd}} < 1,00$$

Όπου:

N_s : η μέγιστη εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς

N_{pd} : η αντοχή της διαγωνίου σε εφελκυσμό

Ελέγχθηκε η διαγώνιος με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη συγκριτικά με όλες τις διαγωνίους των δύο τύπων υποστέγων με τύπου Λ συνδέσμους δυσκαμψίας για σεισμικούς συνδυασμούς φορτίσεως. Η διαγώνιος αυτή έχει ονομασία FRAME 80, ανήκει στο υποστέγο με τους ακραίους τύπου Λ συνδέσμους δυσκαμψίας και έχει κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό τον S4 1,00G+0,30Q+0,30S-1,00 E_x -0,30 E_y -1,00 I_x . Επομένως η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι η:

$$N_s = 66,75 \text{ kN}$$

$$N_{pd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{65,25 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 2316,38 \text{ kN}$$

$$\frac{N_s}{N_{pd}} = \frac{66,75 \text{ kN}}{2316,38 \text{ kN}} = 0,029 < 1,00$$

- Έλεγχος λυγηρότητας

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \leq 1,50$$

Όπου:

A : το εμβαδόν της διατομής

f_y : είναι το όριο διαρροής

$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l^2}$: είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου

$$\bar{\lambda}_y = 0,854 < 1,50$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,432 < 1,50$$

- Έλεγχος σε λυγισμό διαγώνιου

Ελέγχθηκε η διαγώνιος με τη μέγιστη θλιπτική δύναμη συγκριτικά με όλες τις διαγωνίους των δύο τύπων υποστέγων με τύπου Λ συνδέσμους δυσκαμψίας για σεισμικούς συνδυασμούς φορτίσεως. Η διαγώνιος αυτή έχει ονομασία FRAME111, ανήκει στο υποστέγο με τους ακραίους τύπου Λ συνδέσμους δυσκαμψίας και έχει κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό τον S4 $1,00G+0,30Q+0,30S-1,00 E_x -0,30 E_y -1,00 I_x$. Επομένως η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι η:

$$N_{Ed} = 106,73kN$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,690, 0,338) = 0,338 < 1,00$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,338 \times 65,25cm^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,00} = 782,14kN > N_{Ed} = 106,73kN$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

4.5.4.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΕ ΜΗ ΠΛΑΣΤΙΜΑ ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ

Παρατίθεται ενδεικτικά ο έλεγχος ικανοτικής απαίτησης για τα μη-πλάστιμα μέλη του συνδέσμου δυσκαμψίας. Ο σύνδεσμος στον οποίο πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος αυτός είναι ο σύνδεσμος στον οποίο ανήκει η μέγιστη εφελκυσόμενη διαγώνιος καθώς η διαδικασία είναι παρόμοια και στους υπόλοιπους συνδέσμους. Έτσι, η δοκός και το υποστύλωμα του συνδέσμου στον οποίο ανήκει η διαγώνιος με ονομασία FRAME 80 του υποστέγου με τους ακραίους τύπου Λ συνδέσμους δυσκαμψίας, θα ελεγχθούν σε λυγισμό υπό την επίδραση του κρίσιμου σεισμικού συνδυασμού για τη διαγώνιο, δηλαδή του S4 $1,00G+0,30Q+0,30S-1,00 E_x -0,30$

$E_Y -1,00 I_X$, αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

Επομένως $\underline{a_{cd} = 1,50}$

1. ΔΟΚΟΣ

Εξετάζεται η δοκός που ανήκει στο σύνδεσμο με τη μέγιστη εφελκόμενη διαγώνιο. Η δοκός αυτή έχει ονομασία FRAME 576, διατομής HEB 160 για τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό της διαγωνίου, τον S4 1,00G+0,30Q+0,30S-1,00 $E_X -0,30 E_Y -1,00 I_X$.

Γεωμετρία και κατάταξη διατομής

Έχουν προαναφερθεί ήδη στην παράγραφο 4.4.1

Για τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό S4 1,00G+0,30Q+0,30S-1,00 $E_X -0,30 E_Y -1,00 I_X$ προέκυψαν τα εξής εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = -73,74kN$$

$$M_{y,Ed} = -0,79kNm$$

$$M_{z,Ed} = -0,08kNm$$

Πολλαπλασιασμός αξονικής δύναμης με μεγέθη ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$N_{ed}' = a_{cd} \times N_{ed} = 1,50 \times 73,74kN = 110,61kN$$

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{160mm}{160mm} = 1,0 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 13,0mm < 100mm \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

ΛυγηρότητεςΔιεύθυνση $y'y$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{300\text{cm}}{6,78\text{cm}} = 44,25$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{44,25}{76,41} = 0,579$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Διεύθυνση $z'z$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600\text{cm}}{4,05\text{cm}} = 74,07$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{74,07}{76,41} = 0,969$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Μειωτικοί συντελεστές χ Για $\bar{\lambda}_y = 0,579$ και καμπύλη λυγισμού b κατά y-y έχουμε:συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_y = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + a_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,579 - 0,2) + 0,579^2 \right] = 0,732$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,732 + \sqrt{0,732^2 - 0,579^2}} = 0,848 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 0,969$ και καμπύλη λυγισμού c κατά z-z έχουμε :συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_z = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + a_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,969 - 0,2) + 0,969^2 \right] = 1,158$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{1,158 + \sqrt{1,158^2 - 0,969^2}} = 0,558 < 1,00$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$$k = 1,00 \text{ (απλές στρεπτικές στηρίξεις)}$$

$$k_w = 1,00 \text{ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)}$$

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_1 = 1,285$$

$$C_2 = 1,562$$

$$C_3 = 0,753$$

$$I_t = 31,24 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 47,94 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z = 889,2 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 600 \text{ cm}$$

$$z_a = 8,0 \text{ cm}$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 8,0 \text{ cm} - 0 = 8,0 \text{ cm}$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

Άρα

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 1,285 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 889,2 \text{ cm}^4}{(1,00 \times 600 \text{ cm})^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{1,00}{1,00} \right)^2 \times \frac{47,94 \times 10^{-3} \text{ cm}^6}{889,2 \text{ cm}^4} + \right. \right.$$

$$+ \frac{(1,00 \times 600 \text{ cm})^2 \times 8077 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 31,24 \text{ cm}^4}{\pi^2 \times 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 889,2 \text{ cm}^4} + (1,562 \times 8,0 \text{ cm} - 0,753 \times 0)^2 \quad]^{0,5}$$

$$- (1,562 \times 8,0 \text{ cm} - 0,753 \times 0) \quad \} = 8538,84 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{354 \text{ cm}^3 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{8538,84 \text{ kNcm}}} = 1,213 \geq 0,20 \quad \text{και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{79 \text{ kNcm}}{8538,84 \text{ kNcm}} = 0,009 < 0,04$$

άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί. Ωστόσο παρατίθεται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό κάμψη και θλίψη

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{160 \text{ mm}}{160 \text{ mm}} = 1 \leq 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,213 - 0,2) + 1,213^2] = 1,342$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,342 + \sqrt{1,342^2 - 1,213^2}} = 0,522 < 1,00$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,848 \times 54,25 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 1633,14 \text{ kN} > N_{ed} = 110,61 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{x_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,558 \times 54,25 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 1074,64 \text{ kN} > N_{ed} = 110,61 \text{ kN}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,522 \times 354 \text{ cm}^3 \times \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 65,60 \text{ kNm} > M_{Ed} = 0,79 \text{ kNm}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

Υπολογισμός συντελεστών C_{my} , C_{mLT} , C_{mz}

Κατά y-y

Επειδή το διάγραμμα ροπών κατά y του ζυγώματος είναι παραβολικής μορφής και επειδή

$$-1 \leq a_s = \frac{M_s}{M_h} = \frac{0,46kNm}{-0,79kNm} = -0,582 < 0$$

$$0 \leq \psi_y = 0 \leq 1$$

$$C_{my} = C_{mLT} = 0,1 - 0,8 \times a_s = 0,1 - 0,8 \times (-0,582) = 0,566 \geq 0,4$$

$$\text{Άρα } \underline{C_{my} = C_{mLT} = 0,566}$$

Κατά z-z

Επειδή το διάγραμμα ροπών κατά z του ζυγώματος είναι τριγωνικής μορφής και επειδή

$$-1 \leq \psi_z = \frac{0}{-0,08} = 0 \leq 1,00$$

$$C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \psi_z = 0,6 + 0,4 \times 0 = 0,6 \geq 0,4$$

$$\text{Άρα } \underline{C_{mz} = 0,6}$$

Υπολογισμός των συντελεστών k

$$k_{yy} = C_{my} \times \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \times \frac{N_{ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$0,566 \times \left[1 + (0,579 - 0,2) \times \frac{110,61kN}{0,848 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right] = 0,580 \leq$$

$$C_{my} \times \left[1 + 0,8 \times \frac{N_{ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,566 \times \left[1 + 0,8 \times \frac{110,61kN}{0,848 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right] = 0,597$$

Άρα $k_{yy} = 0,580$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1 \times 0,969}{(0,566 - 0,25)} \times \frac{110,61kN}{0,588 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right]$$

0,970 \geq

$$\left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1}{(0,566 - 0,25)} \times \frac{110,61kN}{0,558 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right] = 0,967$$

Άρα $k_{zy} = 0,970$

$$k_{zz} = C_{mz} \times \left[1 + (2 \times \bar{\lambda}_z - 0,6) \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$0,60 \times \left[1 + (2 \times 0,969 - 0,6) \times \frac{110,61kN}{0,558 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right] = 0,683 \leq$$

$$C_{mz} \times \left[1 + 1,4 \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,60 \times \left[1 + 1,4 \times \frac{110,61kN}{0,558 \times \frac{1925,88kN}{1,00}} \right] = 0,686$$

Άρα $k_{zz} = 0,683$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 0,683 \Rightarrow \underline{k_{yz} = 0,410}$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$0,848 \times \frac{110,61kN}{1925,88kN} + 0,580 \times \frac{0,79kNm}{0,522 \times \frac{125,67kNm}{1,00}} + 0,410 \times \frac{0,08kNm}{\frac{60,35kNm}{1,00}} = 0,075 < 1,00$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$0,558 \times \frac{110,61kN}{1925,88kN} + 0,970 \times \frac{0,79kNm}{0,522 \times \frac{125,67kNm}{1,00}} + 0,683 \times \frac{0,08kNm}{\frac{60,35kNm}{1,00}} = 0,116 < 1,00$$

2. ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Εξετάζεται το υποστύλωμα FRAME 62 που ανήκει στο σύνδεσμο δυσκαμψίας με τη μέγιστη εφελκόμενη διαγώνιο για τους σεισμικούς συνδυασμούς. Η διατομή του υποστυλώματος είναι ΗΕΒ 280 και η αρχική επιλογή της έγινε από την ανάλυση μέσω του προγράμματος. Τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν από τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό της διαγωνίου, δηλαδή τον S4 : $1,00G+0,30Q+0,30S-1,00 E_x -0,30 E_y -1,00 I_x$.

Γεωμετρία

Η γεωμετρία και η κατάταξη της διατομής έχουν προαναφερθεί στην παράγραφο 4.2.1.2

Έλεγχος ικανοτικής απαίτησης με τα σεισμικά μεγέθη

Για τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό S4 : $1,00G+0,30Q+0,30S-1,00 E_x -0,30 E_y -1,00 I_x$ προέκυψαν τα εξής εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = -70,69kN$$

$$M_{y,Ed} = -30,16kNm$$

$$M_{z,Ed} = 0,85kNm$$

Πολλαπλασιασμός αξονικής δύναμης με μεγέθη ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$N_{ed}' = a_{cd} \times N_{ed} = 1,50 \times 70,69 \text{ kN} = 106,04 \text{ kN}$$

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{280 \text{ mm}}{280 \text{ mm}} = 1,0 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b'}$$

$$t_f = 18,0 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c'}$$

Λυγηρότητες

Οι λυγηρότητες όπως υπολογίσθηκαν στο κεφάλαιο 4.2.1.2 :

$$\bar{\lambda}_y = 2,81$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,693$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Οι μειωτικοί συντελεστές όπως υπολογίσθηκαν στο κεφάλαιο 4.2.1.2

$$\chi_y = 0,112 < 1,00$$

$$\chi_z = 0,729 < 1,00$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$$k = 0,70 \quad (\text{ένα ακρο του υποστυλώματος πακτωμένο})$$

$$k_w = 1,00 \quad (\text{και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση})$$

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_1 = 1,739$$

$$C_2 = 0,000$$

$$C_3 = 1,531$$

$$I_t = 143,70 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 1130 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$$

$$I_z = 6595 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 400 \text{ cm}$$

$$z_a = 14 \text{ cm}$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 14 \text{ cm} - 0 = 14 \text{ cm}$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

Άρα

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 1,739 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 6595 \text{ cm}^4}{(0,70 \times 400 \text{ cm})^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{0,70}{1,00} \right)^2 \times \frac{1130 \times 10^{-3} \text{ cm}^6}{6595 \text{ cm}^4} + \frac{(0,70 \times 400 \text{ cm})^2 \times 8077 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 143,70 \text{ cm}^4}{\pi^2 \times 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 6595 \text{ cm}^4} + (0 \times 14 \text{ cm} - 1,531 \times 0)^2 \right]^{0,5} - (0 \times 14 \text{ cm} - 1,531 \times 0) \right\} = 247378,62 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1534 \text{ cm}^3 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{247378,62 \text{ kNcm}}} = 0,469 \geq 0,2$$

και

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{3016 \text{ kNcm}}{247378,62 \text{ kNcm}} = 0,012 \leq 0,04$$

άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί. Ωστόσο παρατίθεται ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω κάμψης και θλίψης.

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{280\text{mm}}{280\text{mm}} = 1,0 \leq 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,469 - 0,2) + 0,469^2 \right] = 0,638$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,638 + \sqrt{0,638^2 - 0,469^2}} = 0,934 < 1,00$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,112 \times 131,40\text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 522,45\text{kN} > N_{ed}' = 106,04\text{kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{x_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,729 \times 131,40\text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 3400,57\text{kN} > N_{ed}' = 106,04\text{kN}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,934 \times 1534\text{cm}^3 \times \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 508,63\text{kNm} > M_{Ed} = 30,16\text{kNm}$$

Υπολογισμός C_{my} , C_{mLT} , C_{mz}

Κατά y:

$$-1 \leq \psi_y = \frac{-7,48\text{kNm}}{-30,16\text{kNm}} = 0,248 \leq 1$$

$$\Rightarrow C_{my} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times 0,248 = 0,699 \geq 0,4$$

$$\text{Άρα } \underline{C_{my} = C_{mLT} = 0,699}$$

Κατά z:

$$-1 \leq \psi_z = \frac{-0,32\text{kNm}}{0,85\text{kNm}} = -0,376 \leq 1 \Rightarrow C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \psi_z = 0,6 + 0,4 \times (-0,376) \Rightarrow$$

$$= 0,450 \geq 0,4$$

Άρα $C_{mz} = 0,450$

$$k_{yy} = C_{my} \times \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \times \frac{N_{ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,699 \times \left[1 + (2,81 - 0,2) \times \frac{106,04kN}{0,112 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right]$$

$$= 1,069 \geq$$

$$C_{my} \times \left[1 + 0,8 \times \frac{N_{ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,699 \times \left[1 + 0,8 \times \frac{106,04kN}{0,112 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,812$$

Άρα $k_{yy} = 0,812$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1 \times 0,693}{(0,699 - 0,25)} \times \frac{106,04kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right]$$

$$0,995 \geq$$

$$\left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1}{(0,699 - 0,25)} \times \frac{106,04kN}{0,712 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,993$$

Άρα $k_{zy} = 0,995$

$$k_{zz} = C_{mz} \times \left[1 + (2 \times \bar{\lambda}_z - 0,6) \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$0,450 \times \left[1 + (2 \times 0,693 - 0,6) \times \frac{106,04kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,461 \leq$$

$$\leq C_{mz} \times \left[1 + 1,4 \times \frac{N_{ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} \right] = 0,450 \times \left[1 + 1,4 \times \frac{106,04kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,470$$

Άρα $k_{zz} = 0,461$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 0,461 \Rightarrow k_{yz} = 0,277$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$0,112 \times \frac{106,04kN}{4664,7kN} + 0,812 \times \frac{30,16kNm}{0,934 \times \frac{544,57kNm}{1,00}} + 0,277 \times \frac{0,85kNm}{\frac{254,75kNm}{1,00}} = 0,252 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$0,729 \times \frac{106,04kN}{4664,7kN} + 0,995 \times \frac{30,16kNm}{0,934 \times \frac{544,57kNm}{1,00}} + 0,461 \times \frac{0,85kNm}{\frac{254,75kNm}{1,00}} = 0,092 \leq 1,00$$

4.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΕΚΚΕΝΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

4.6.1 ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ

Θα ελεγχθεί ενδεικτικά η δυσμενέστερη διαγώνιος, δηλαδή η διαγώνιος με το μεγαλύτερο συντελεστή εκμετάλλευσης ανάμεσα σε όλες τις διαγωνίους των δύο τύπων υποστέγων με έκκεντρος συνδέσμους καθώς οι διαδικασίες που ακολουθείται και στις υπόλοιπες είναι ίδια. Έτσι προκύπτει δυσμενέστερη διαγώνιος η διαγώνιος με ονομασία FRAME 486, διατομής HEB160 που ανήκει στο κτίριο με τους ενδιάμεσους έκκεντρος συνδέσμους. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης είναι 0,264 και ο κρίσιμος συνδυασμός είναι ο S7 $1,00G+0,30Q+0,30S-0,30 E_x +1,00 E_y +1,00 I_y$ με τα εντατικά μεγέθη του οποίου θα πραγματοποιηθούν όλοι οι έλεγχοι.

Γεωμετρία και κατάταξη διατομής

Έχουν προαναφερθεί στην παράγραφο 4.4.1

Εντατικά μεγέθη:

Θλιπτική δύναμη: $N_{Ed} = -168,10kN$

Εφελκυστική δύναμη: $N_{Ed} = 105,13kN$

Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{Ed} = 167,25kN$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{54,25cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 1925,88kN > N_{Ed} = 168,10kN$$

$$N_{Ed} < N_{c,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε λυγισμό διαγωνίου

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{160mm}{160mm} = 1,0 < 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 13mm \leq 100mm \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

$$L_{cr} = \sqrt{(400cm)^2 + (200cm)^2} = 447cm$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Έτσι έχουμε :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i_y \times \lambda_1} = \frac{447cm}{6,78cm \times 76,41} = 0,863 < 1,50$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{i_z \times \lambda_1} = \frac{447cm}{4,05cm \times 76,41} = 1,444 < 1,50$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,863$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y'y$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_y = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + a_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,863 - 0,2) + 0,863^2 \right] = 0,985$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,985 + \sqrt{0,985^2 - 0,863^2}} = 0,685 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 1,444$ και καμπύλη λυγισμού c κατά $z'z$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow a_z = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + a_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (1,444 - 0,2) + 1,444^2 \right] = 1,847$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,847 + \sqrt{1,847^2 - 1,444^2}} = 0,333 < 1,00$$

- Έλεγχος

$$N_{Ed} = 123,74 kN$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,685, 0,333) = 0,333 < 1,00$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,333 \times 54,25 cm^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,00} = 641,32 kN > N_{Ed} = 168,10 kN$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

$$N_{Ed} = 105,13kN$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{54,25cm^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,00} = 1925,88kN \geq N_{Ed} = 105,13kN \rightarrow$$

→ Ο έλεγχος ικανοποιείται

4.6.2 ΔΟΚΟΣ ΣΥΖΕΥΞΗΣ

Θα ελεγχθεί η δοκός σύζευξης η οποία είναι δυσμενέστερη από όλες τις δοκούς σύζευξης των συνδέσμων των δύο τύπων υποστέγων με έκκεντρους συνδέσμους. Η δοκός αυτή με ονομασία FRAME 526, διατομής IPE 300 και ανήκει στο υπόστεγο με τους ακραίους έκκεντρους συνδέσμους. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης είναι 0,381 και ο κρίσιμος συνδυασμός εκ του οποίου έχουν προκύψει όλα τα εντατικά μεγέθη είναι ο COMB47 : 1,35G+1,50 ΔΤ₋+0,90Q+0,90S.

Γεωμετρία και κατάταξη διατομής:

Έχουν προαναφερθεί ήδη στην παράγραφο 4.5.2 καθώς χρησιμοποιείται η ίδια διατομή.

Εντατικά μεγέθη

$$N_{Ed} = 396,56kN$$

$$M_{y,Ed} = -38,69kNm$$

$$M_{z,Ed} = 0,00kNm$$

$$V_{z,Ed} = 39,25kN$$

$$V_{y,Ed} = 0,00kN$$

Έλεγχος σε εφελκυσμό

$$N_{Ed} = 396,56kN$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,81cm^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,00} = 1910,26kN > N_{Ed} = 396,56kN$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 39,25kN$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{25,68cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \times 1,00} = 526,34kN > V_{z,Ed} = 39,25kN$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{z,Ed} = 39,25kN < 0,5 \times V_{pl,z,Rd} = 0,5 \times 526,34kN = 263,17kN$$

Επομένως δεν απαιτείται απομείωση της ροπής κάμψης λόγω τέμνουσας.

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης

$$N_{Ed} = 396,56kN$$

Άξονας y'y

$$\alpha) 0,25 \times N_{pl,Rd} = 0,25 \times 1910,26kN = 477,56kN$$

$$N_{Ed} < 0,25N_{pl,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

$$\beta) \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 24,8cm \times 0,71cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 312,54kN$$

$$N_{Ed} > \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος δεν ικανοποιείται}$$

Άρα χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y.

Άξονας z'z

$$\frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{24,8cm \times 0,71cm \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 625,08kN$$

$$N_{Ed} < \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z.

Έλεγχος σε κάμψη

Κατά y:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{396,560kN}{1910,26kN} = 0,208$$

$$a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} = \frac{(53,81cm^2 - 2 \times 15cm \times 1,07cm)}{53,81cm^2} = 0,403 \leq 0,5$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628,4cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 223,08kNm$$

άρα

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5 \times a)} = 223,08kNm \times \frac{(1-0,208)}{(1-0,5 \times 0,403)} = 221,26kNm < M_{pl,y,Rd} = 223,08kNm$$

$$M_{y,Ed} = 38,69kNm < M_{N,y,Rd} = 221,26kNm$$

$$M_{y,Ed} < M_{N,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η κεφαλοδοκός του κρίσιμου σύνδεσμου δυσκαμψίας αποτελεί παράλληλα και δοκός στήριξης της πλάκας του παταριού και επομένως το άνω θλιβόμενο πέλμα της εξασφαλίζεται πλευρικά από την πλάκα σκυροδέματος με την οποία έρχεται σε επαφή. Άρα δεν υπάρχει κίνδυνος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

4.6.3 ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Το δυσμενέστερο υποστύλωμα συγκριτικά με τα υποστυλώματα όλων των τύπων υποστέγων που μελετήθηκαν είναι αυτό που αναφέρεται στην παράγραφο 4.3.1.2 και επομένως ο έλεγχος του έχει προηγηθεί.

4.6.4 ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΚΚΕΝΤΡΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΚΑΤΑ ΕΑΚ2000

4.6.4.1 ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ 2000 πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής έλεγχοι:

- έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

$$\frac{N_s}{N_{pd}} < 1,00$$

Όπου:

N_s : η μέγιστη εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς

N_{pd} : η αντοχή της διαγωνίου σε εφελκυσμό

Η διαγώνιος με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη για σεισμικά μεγέθη συγκριτικά με τις διαγωνίους των συνδέσμων τους δύο τύπων υποστέγων με έκκεντρους συνδέσμους είναι η διαγώνιος με ονομασία FRAME 484 που ανήκει στο υπόστεγο με τους ενδιάμεσους έκκεντρους συνδέσμους. Ο κρίσιμος σεισμικός συνδυασμός είναι ο $S7$ $1,00G+0,30Q+0,30S-0,30 E_x+1,00 E_y+1,00 I_y$ για τον οποίο προκύπτει η τιμή της μέγιστης εφελκυστικής δύναμης

$$N_s = 123,53kN$$

$$N_{pd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{54,25cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 1925,88kN$$

$$\frac{N_s}{N_{pd}} = \frac{123,53kN}{1925,88kN} = 0,064 < 1,00$$

- Έλεγχος λυγηρότητας

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \leq 1,50$$

Όπου:

A : το εμβαδόν της διατομής

f_y : είναι το όριο διαρροής

$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l^2}$: είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου

Για τις λυγηρότητες ,οι οποίες υπολογίσθηκαν στην παράγραφο 4.7.1, ισχύουν:

$$\bar{\lambda}_y = 0,863 < 1,50$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,444 < 1,50$$

4.6.4.2 ΔΟΚΟΣ ΣΥΖΕΥΞΗΣ

Συμφωνα με τον ΕΑΚ , δικτυωτό σύνδεσμο με εκκεντρότητα πλάστιμο μέλος είναι η δοκός σύζευξης καθώς υπόκειται σε μεγάλη διατμητική και καμπτική επιπόνηση από οριζόντια φορτία.Από τη δοκό σύζευξης ξεκινά η διαστασιολόγηση των συνδέσμων με βάση τα αποτελέσματα του κρίσιμου συνδυασμού φορίσεως.Τα υπόλοιπα μέλη του συνδέσμου , η διαγώνιος και το υποστύλωμα πρέπει να διαστασιολογούνται με βάση τη δοκό σύζευξης και να έχουν υπεραντοχή ως προς αυτή.

Ο μηχανισμός διαρροής της δοκού σύζευξης εξαρτάται από το λόγο: $\frac{l_c}{l_0}$

Όπου:

$$l_0 = \frac{2 \times M_{pc}}{V_{pc}}$$

Όπου:

M_{pc} : η αντοχή σε κάμψη της διατομής της δοκού

V_{pc} : η αντοχή σε διάτμηση της διατομής της δοκού

l_c : το μήκος της δοκού σύζευξης

Αν $\frac{l_c}{l_0} \leq 0,80 \rightarrow$ Αναπτύσσεται κυρίως διατμητική διαρροή (διατμητική πλαστική άρθρωση)

Αν $\frac{l_c}{l_0} \geq 1,30 \rightarrow$ Αναπτύσσεται κυρίως καμπτική διαρροή (ζεύγος καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων)

Στην ενδιάμεση περιοχή η διαρροή είναι σύμμικτη. Σε όλες τις περιπτώσεις υπάρχει δυνατότητα μεγάλης πλαστιμότητας.

Για τη δυσμενέστερη δοκό ισχύει:

$$l_0 = \frac{2 \times M_{pc}}{V_{pc}} = \frac{2 \times 125,67 \text{ kNm}}{360,52 \text{ kN}} = 0,697 \text{ m}$$

$$\frac{l_c}{l_0} = \frac{2,0 \text{ m}}{0,697 \text{ m}} = 2,87 \geq 1,30 \rightarrow \text{Αναπτύσσεται κυρίως καμπτική διαρροή}$$

$$\frac{l_c}{l_0} = \frac{2,0 \text{ m}}{0,697 \text{ m}} = 2,87 \geq 1,40 \rightarrow \text{Δεν απαιτείται η διάταξη ενδιάμεσων νευρώσεων}$$

Οι διατομή είναι κατηγορίας A και τα άκρα της δοκού θα ενισχυθούν με αμφιπλευρες νευρώσεις πάχους τουλάχιστον ίσου προς $0,75t_w$ ή 10 mm καθ' όλο το ύψος του κορμού.

Επειδή η διαρροή της δοκού σύζευξης είναι καμπτική διαστασιολογείται όπως οι δοκοί πλαισίων:

Η δυσμενέστερη δοκός σύζευξης για τα σεισμικά φορτία είναι η δοκός με την ονομασία FRAME 101 ,διατομής HEB 160 στο κτίριο με τους ενδιάμεσους έκκεντρους συνδέσμους , με κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό τον S6 1,00G+0,30Q+0,30S+0,30 E_x -1,00 E_y -1,00 I_y για τον οποίο προκύπτουν τα εξής εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = 109,06 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 37,85 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 0,24 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed} = 37,52 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = 0,04 \text{ kN}$$

Για να εξασφαλιστεί η ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή και επαρκής πλαστιμότητα στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να ισχύουν τα ακόλουθα:

- $M_s / M_{pd} \leq 1,00$
- $N_s / N_{pd} \leq 0,15$
- $(V_o + V_M) / V_{pd} \leq 0,50$

M_S : η μέγιστη ροπή που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς

N_S : η αντίστοιχη αξονική δύναμη

M_{pd} , N_{pd} , V_{pd} : οι οριακές υπολογιστικές αντοχές αξονικής ροπής και τέμνουσας δύναμης της διατομής στη θέση της πλαστικής άρθρωσης

$$V_M = (M_{RA} + M_{RB})/l$$

V_0 : η τέμνουσα δύναμη της δοκού θεωρούμενης ως αμφιερείστου στη θέση της πλαστικής άρθρωσης

- $M_s/M_{pd} = 37,85kNm/125,67kNm = 0,301 \leq 1,00$
- $N_s/N_{pd} = 109,06kN/1925,88kN = 0,057 \leq 0,15$
- $(V_o + V_M)/V_{pd} = (0 + 125,67kN)/360,52kN = 0,349 \leq 0,50$

Όπου: $V_M = (M_{RA} + M_{RB})/l = 2 \times 125,67kNm/2,0m = 125,67kN$
 $V_0 = 0$

Επιπλέον έλεγχοι EC3 για τα σεισμικά μεγέθη

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 91,85kN$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{17,59cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \times 1,00} = 360,52kN > V_{z,Ed} = 37,52kN$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{z,Ed} = 37,52kN < 0,5 \times V_{pl,z,Rd} = 0,5 \times 360,52kN = 180,26kN$$

Επομένως δεν απαιτείται απομείωση της ροπής κάμψης λόγω τέμνουσας.

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης

$$N_{Ed} = 109,06kN$$

Άξονας y'y

$$\alpha) 0,25 \times N_{pl,Rd} = 0,25 \times 1925,886kN = 481,47kN$$

$$N_{Ed} < 0,25N_{pl,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

$$\beta) \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 10,4 \text{ cm} \times 0,8 \text{ cm} \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 147,68 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y.

Άξονας z'z

$$\frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10,4 \text{ cm} \times 0,8 \text{ cm} \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 295,36 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z

Έλεγχος σε κάμψη

Άξονας z'z

$$M_{z,Ed} = 0,24 \text{ kNm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{170 \text{ cm}^3 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 60,35 \text{ kNm} > M_{z,Ed} = 0,24 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} < M_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

4.6.4.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΣΕ ΜΗ ΠΛΑΣΤΙΜΑ ΜΕΛΗ ΤΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ

Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 4.4.4.2 τα μη πλάστιμα μέλη του έκκεντρου συνδέσμου δυσκαμψίας, τα υποστυλώματα και οι διαγώνιοι, θα ελέγχονται σε κάμψη και λυγισμό υπό την επίδραση του σεισμικού συνδυασμού αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\begin{aligned} a_{cd} &= 1,20 \times \min(V_{pdi}/V_{sdi}, M_{pdi}/M_{sdi}) = \\ &1,20 \times \min(360,52kN/37,52kN, 125,67kNm/37,85kNm) = 3,98 \leq q = 4,00 \\ &\Rightarrow \underline{a_{cd} = 3,98} \end{aligned}$$

Ακολουθούν οι έλεγχοι των μη-πλάστιμων μελών:

1. ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ

Εξετάζονται οι διαγώνιοι του συνδέσμου δυσκαμψίας στον οποίο ανήκει η δυσμενέστερη δοκός σύζευξης υπό τα σεισμικά φορτία. Θα ελεγχθεί σε λυγισμό η θλιβόμενη διαγώνιος του συνδέσμου για τον κρίσιμο συνδυασμό φορτίσεως της δοκού δηλαδή τον $S6 \quad 1,00G+0,30Q+0,30S+0,30 E_x -1,00 E_y -1,00 I_y$, που όπως προκύπτει από την ανάλυση είναι η διαγώνιος με ονομασία FRAME 345, διατομής HEB 160 και έχει θλιπτική αξονική δύναμη:

$$N_{Ed} = -67,84kN$$

Η αξονική δύναμη πολλαπλασιασμένη επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης είναι:

$$N_{Ed}' = a_{cd} \times N_{Ed} = 3,98 \times 67,84kN = 270,00kN$$

Έλεγχος σε λυγισμό διαγωνίου:

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.6.1 οι συντελεστές λυγισμού της διαγωνίου είναι οι εξής:

$$\bar{\lambda}_y = 0,863$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,444$$

Οι αντίστοιχοι μειωτικοί συντελεστές:

$$\chi_y = 0,685 < 1,00$$

$$\chi_z = 0,333 < 1,00$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,685, 0,333) = 0,333 < 1,00$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,333 \times 54,25 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 641,32 \text{ kN} > N_{Ed} = 270,00 \text{ kN}$$

→ Ο έλεγχος ικανοποιείται

2. ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Θα εξετασθούν τα υποστυλώματα του δυσμενέστερου συνδέσμου όπως αυτός προέκυψε από τη δυσμενέστερη δοκό σύζευξης σύμφωνα με την παράγραφο 4.6.4.2 Το υποστύλωμα με τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη για τον κρίσιμο σεισμικό συνδυασμό φορτίσεως της δοκού τον S6 $1,00G+0,30Q+0,30S+0,30 E_X -1,00 E_Y -1,00 I_Y$, είναι το υποστύλωμα με ονομασία FRAME 58 και εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = -64,93 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -67,58 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = -24,11 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed} = -17,43 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = -7,11 \text{ kN}$$

Η αξονική δύναμη και η καμπτική ροπή αντίστοιχα, πολλαπλασιασμένη επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης είναι:

$$N_{Ed}' = a_{cd} \times N_{Ed} = 3,98 \times 64,93kN = 258,42kN$$

$$M_{y,Ed}' = a_{cd} \times M_{y,Ed} = 3,98 \times 67,58kNm = 268,97kNm$$

$$M_{z,Ed}' = a_{cd} \times M_{z,Ed} = 3,98 \times 24,11kNm = 95,96kNm$$

Γεωμετρία και κατάταξη διατομής: Έχουν προαναφερθεί στην παράγραφο 4.2.1.2 .

Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{Ed}' = 258,42kN$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{131,40cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 4664,7kN > N_{Ed}' = 258,42kN$$

→ ο έλεγχος ικανοποιείται

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 17,43kN$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{41,09cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \times 1,00} = 842,18kN > V_{z,Ed} = 17,43kN$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{z,Ed} = 17,43kN < 0,5 \times V_{pl,z,Rd} = 0,5 \times 842,18kN = 421,09kN$$

Άρα δεν χρειάζεται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης.

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης

$$N_{Ed}' = 258,42kN$$

Άξονας y'y

$$\alpha) 0,25 \times N_{pl,Rd} = 0,25 \times 4664,7kN = 1166,18kN$$

$$N_{Ed}' < 0,25N_{pl,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

$$\beta) \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 19,6 \text{ cm} \times 1,05 \text{ cm} \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 365,30 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}' \leq \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y.

Άξονας z'z

$$\frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,6 \text{ cm} \times 1,05 \text{ cm} \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 730,59 \text{ kN}$$

$$N_{Ed}' \leq \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άρα δε χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z.

Έλεγχος σε κάμψη

Άξονας y'y

$$M_{y,Ed}' = 268,97 \text{ kNm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1534 \text{ cm}^3 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 544,57 \text{ kNm} > M_{y,Ed}' = 268,97 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed}' < M_{pl,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Άξονας z'z

$$M_{z,Ed}' = 95,96 \text{ kNm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{717,6cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 254,75kNm > M_{z,Ed} = 95,96kNm$$

$$M_{z,Ed} < M_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Λυγηρότητες και μειωτικοί συντελεστές

Όπως προέκυψε από την παράγραφο 4.2.1.2 :

$$\bar{\lambda}_y = 2,81$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,693$$

$$\chi_y = 0,112 < 1,00$$

$$\chi_z = 0,729 < 1,00$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

όπου :

$$k = 0,70 \text{ (ένα ακρο του υποστυλώματος πακτωμένο)}$$

$$k_w = 1,00 \text{ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)}$$

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077kN/cm^2$$

$$C_1 = 3,084$$

$$C_2 = 0,000$$

$$C_3 = 0,062$$

$$I_t = 143,70cm^4$$

$$I_w = 1130 \times 10^{-3} cm^6$$

$$I_z = 6595cm^4$$

$$L_T = 400cm$$

$$z_a = 14cm$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 14cm - 0 = 14cm$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

Άρα

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 3,084 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \frac{kN}{cm^2} \times 6595 cm^4}{(0,70 \times 400 cm)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{0,70}{1,00} \right)^2 \times \frac{1130 \times 10^{-3} cm^6}{6595 cm^4} + \right. \right.$$

$$\left. \frac{(0,70 \times 400 cm)^2 \times 8077 \frac{kN}{cm^2} \times 143,70 cm^4}{\pi^2 \times 21000 \frac{kN}{cm^2} \times 6595 cm^4} + (0,000 \times 14 cm - 0,062 \times 0)^2 \right]^{0,5}$$

$$- (0,000 \times 14 cm - 0,062 \times 0) \left. \right\} = 438709,42 \text{ kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1534 cm^3 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{438709,42 kNcm}} = 0,352 \geq 0,2 \quad \text{και}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{26897 kNcm}{438709,42 kNcm} = 0,061 \geq 0,04$$

άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δε μπορεί να αγνοηθεί.

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{280 mm}{280 mm} = 1,0 \leq 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,352 - 0,2) + 0,352^2 \right] = 0,578$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,578 + \sqrt{0,578^2 - 0,352^2}} = 0,965 < 1,00$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,112 \times 131,40 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 522,45 \text{ kN} > N_{Ed}' = 258,42 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{x_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,729 \times 131,40 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 3400,57 \text{ kN} > N_{Ed}' = 258,42 \text{ kN}$$

$$M_{b,Rd} = x_{LT} \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,965 \times 1534 \text{ cm}^3 \times \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 525,51 \text{ kNm} > M_{Ed}' = 268,97 \text{ kNm}$$

Υπολογισμός C_{my} , C_{mLT} , C_{mz}

$$C_{my} = C_{mLT} = C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times \psi_i$$

Κατά y:

$$-1 \leq \psi_y = -0,973 \leq 1 \Rightarrow C_{my} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \times (-0,973) = 0,211 \leq 0,4 \Rightarrow$$

$$\underline{C_{my} = C_{mLT} = 0,4}$$

Κατά z:

$$-1 \leq \psi_z = 0,00 \leq 1 \Rightarrow C_{mz} = 0,6 + 0,4 \times 0,00 = 0,6 \geq 0,4 \Rightarrow$$

$$\underline{C_{mz} = 0,6}$$

Υπολογισμός k

$$k_{yy} = C_{my} \times \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,4 \times \left[1 + (2,81 - 0,2) \times \frac{258,42kN}{0,112 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right]$$

$$= 0,916 \geq C_{my} \times \left[1 + 0,8 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,4 \times \left[1 + 0,8 \times \frac{258,42kN}{0,112 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,558$$

Άρα $k_{yy} = 0,558$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \times \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1 \times 0,693}{(0,4 - 0,25)} \times \frac{258,42kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] =$$

$$0,965 \geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = \left[1 - \frac{0,1}{(0,4 - 0,25)} \times \frac{258,42kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right]$$

$$= 0,949 \quad \text{Άρα } \underline{k_{zy} = 0,965}$$

$$k_{zz} = C_{mz} \times \left[1 + (2 \times \bar{\lambda}_z - 0,6) \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] =$$

$$0,6 \times \left[1 + (2 \times 0,693 - 0,6) \times \frac{258,42kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,636 \leq$$

$$\leq C_{mz} \times \left[1 + 1,4 \times \frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right] = 0,6 \times \left[1 + 1,4 \times \frac{258,42kN}{0,729 \times \frac{4664,7kN}{1,00}} \right] = 0,664$$

Άρα $k_{zz} = 0,636$

$$k_{yz} = 0,6 \times k_{zz} = 0,6 \times 0,636 \Rightarrow \underline{k_{yz} = 0,382}$$

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

$$0,112 \times \frac{258,42kN}{4664,7kN} + 0,558 \times \frac{268,97kNm}{0,965 \times \frac{544,57kNm}{1,00}} + 0,382 \times \frac{95,96kNm}{\frac{254,75kNm}{1,00}} = 0,924 \leq 1,00$$

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

$$0,729 \times \frac{258,42kN}{4664,7kN} + 0,965 \times \frac{268,97kNm}{0,965 \times \frac{544,57kNm}{1,00}} + 0,636 \times \frac{95,96kNm}{\frac{254,75kNm}{1,00}} = 0,809 < 1,00$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΕΣ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι σύμμικτες κατασκευές είναι μία μέθοδος η οποία άρχισε να χρησιμοποιείται μετά το 1950 όπου με την πρόοδο της τεχνολογίας των διατμητικών συνδέσμων και των συγκολλήσεων έγινε δυνατή η σύνδεση και η συνεργασία των δύο υλικών ,χάλυβα και σκυροδέματος. Οι κατασκευές αυτές εφαρμόζονται ιδιαίτερα τα τελευταία χρόνια σε φορείς που έχουν μέτρια ή μεγάλα ανοίγματα και στα οποία χρησιμοποιείται πλάκα από σκυρόδεμα. Τα πλεονεκτήματα που προσφέρει η σύμμικτη λειτουργία είναι η μείωση του βάρους και των διαστάσεων των χρησιμοποιούμενων διατομών που οδηγεί στη συνακόλουθη μείωση του κόστους. Επιπλέον η τεχνική αυτή προσφέρει τη δυνατότητα μικρού χρόνου περατώσεως του έργου.

Η σύμμικτη λειτουργία χρησιμοποιείται στην παρούσα μελέτη για την κατασκευή μεσοπατώματος γραφείων εντός του βιομηχανικού κτιρίου. Η πλάκα επικάθεται των διαδοκίδων διατομής IPE 300 και συνδέεται διατμητικά με αυτές μεταβιβάζοντας παράλληλα τα φορτία τους σε αυτές. Οι διαδοκίδες τοποθετούνται πάνω στις κύριες δοκούς, στηρίζονται σ'αυτές και επομένως οι κύριες δοκοί δε διαθέτουν σύμμικτη λειτουργία. Το άνοιγμα των διαδοκίδων είναι 6 m, όσο η απόσταση των κύριων φορέων. Το στατικό σύστημα της διαδοκίδας είναι η αμφιέριστη δοκός και έτσι εξασφαλίζεται ότι καταπονείται μόνο από θετικές ροπές και άρα ότι υπάρχει πλήρης αξιοποίηση του σκυροδέματος καθώς το σκυρόδεμα βρίσκεται στη θλιβόμενη περιοχή.

5.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Ενδεικτικά θα παρουσιαστεί ο έλεγχος σε Ο.Κ.Α για μια μεσαία διαδοκίδα ,καθώς αυτή διαθέτει μεγαλύτερο πλάτος επιρροής $b_{eff} = 2,0m$. Κρίσιμος συνδυασμός είναι ο COMB1 $1,35G+1,50Q$

Γεωμετρία:

$$h = 300mm \quad i_y = 12,46cm$$

$$b = 150mm \quad i_z = 3,35cm$$

$$t_w = 7,1mm \quad I_t = 20,12cm^4$$

$$t_f = 10,7mm \quad I_w = 125,9 \times 10^{-3} cm^6$$

$$d = 248,6mm \quad w_{el,y} = 557,1cm^3$$

$$A = 53,81cm^2 \quad w_{el,z} = 80,50cm^3$$

$$A_{vz} = 25,68cm^2 \quad w_{pl,y} = 628,4cm^3$$

$$I_y = 8356cm^4 \quad w_{pl,z} = 125,2cm^3$$

$$I_z = 603,8cm^4 \quad S_s = 46,07mm$$

Κατάταξη διατομής:

Πέλματα

Για πέλματα πακτωμένα στον κορμό που λειτουργούν σαν πρόβολοι και για μη γκιβωτισμένο κορμό:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{75mm}{10,7mm} = 7,01 \leq 10 \times \varepsilon = 10 \times 0,81 = 8,1 \Rightarrow \text{κατηγορία κορμού 1}$$

Κορμός

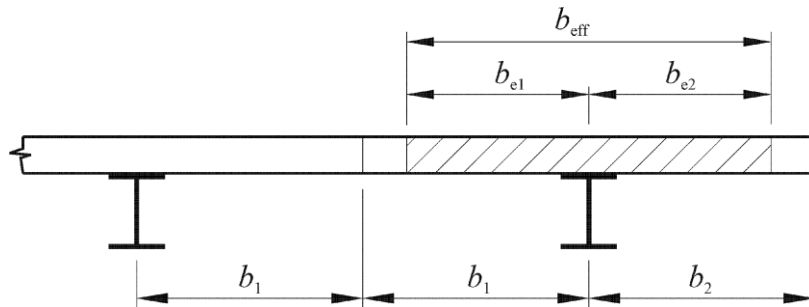
$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6mm}{7,1mm} = 35,01 \leq 72 \times \varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32 \Rightarrow \text{κατηγορία πελμάτων 1}$$

Άρα ολόκληρη η διατομή είναι κατηγορίας 1

Συνεργαζόμενο πλάτος

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, Μέρος 1, το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} του πέλματος από σκυρόδεμα, το οποίο σχετίζεται με κάθε κορμό από χάλυβα, θα πρέπει να λαμβάνεται ως το σύνολο των συνεργαζόμενων πλατών b_{e1} και b_{e2} του

μήματος του πέλματος σε κάθε πλευρά του άξονα του κορμού από χάλυβα, αλλά δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από τα πραγματικά διαθέσιμα πλάτη b_1 και b_2 όπως προκύπτει και από το σχήμα



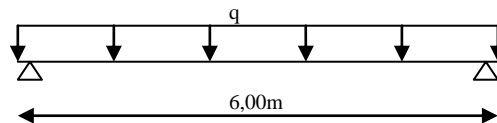
Σχήμα 5.1 : Ορισμός του συνεργαζόμενου πλάτους b_e και b_{eff}

$$b_{eff} = \sum b_{ei}$$

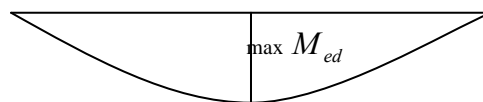
$$b_{ei} = l_0/8 \leq b_i$$

Όπου l_0 η απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών.

Στατικό σύστημα δοκών: αμφιέρειστες $\rightarrow l_0 = 6,00m$



Σχήμα 5.2 : Στατικό μοντέλο σύμμικτη διαδοκίδας



Σχήμα 5.3 : Διάγραμμα ροπών κάμψης σύμμικτης διαδοκίδας

Άρα
$$b_{ei} = \frac{l_0}{8} = \frac{6,00m}{8} = 0,75m \leq b_i = 1,00m$$

$$b_e = \sum b_{ei} = 2 \times 0,75m = 1,50m$$

Υπολογισμός φορτίων

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $g_c = 25 \frac{kN}{m^3} \times 0,2m \times 2,0m = 10,0 \frac{kN}{m}$
- Ίδιο βάρος μεταλλικής δοκού: $g_a = 42,2 \frac{kg}{m} \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 0,414 \frac{kN}{m}$
- Επικάλυψη : $g_{\varepsilon\pi} = 1,5 \frac{kN}{m^2} \times 2,0m = 3,00 \frac{kN}{m}$
- Κινητά φορτία: $q = 5,0 \frac{kN}{m^2} \times 2,0m = 10,0 \frac{kN}{m}$

Βαθμός σύμμικτης δράσης

Κατά την κατασκευή της σύμμικτης δοκού, η διατομή της μεταβάλλεται και επομένως μεταβάλλεται ο τρόπος με τον οποίο παραλαμβάνονται τα δρώντα εντατικά μεγέθη. Κατά τη σκυροδέτηση της πλάκας και ακριβέστερα κατά τη φάση της διάστρωσης του σκυροδέματος και πριν τη σκλήρυνση του, η σιδηροδοκός παραλαμβάνει το ίδιο βάρος της και το βάρος του νωπού σκυροδέματος. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η δοκός λειτουργεί ως σύμμικτη παραλαμβάνοντας τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία. Το ποσοστό των μόνιμων φορτίων που παραλαμβάνει η σύμμικτη διατομή ονομάζεται βαθμός σύμμικτης δράσης και όσο πιο μεγάλη είναι η τιμή του τόσο πιο οικονομική, δηλαδή μικρότερων διαστάσεων γίνεται η σιδηροδοκός.

Κατά την κατασκευή της σύμμικτης δοκού της συγκεκριμένης μελέτης δε χρησιμοποιήθηκαν ικριώματα για την προσωρινή υποστήριξη της δοκού κατά τη φάση σκυροδέτησης και επομένως υπάρχει η απαίτηση η σιδηροδοκός να μπορεί να παραλάβει με ασφάλεια το ίδιο βάρος της και το βάρος του νωπού σκυροδέματος. Έτσι ο βαθμός σύμμικτης δράσης είναι ο εξής:

$$\frac{g_{\varepsilon\pi}}{g_c + g_a + g_{\varepsilon\pi}} = \frac{3,00 \frac{kN}{m}}{10,0 \frac{kN}{m} + 0,414 \frac{kN}{m} + 3,00 \frac{kN}{m}} = 0,224$$

Στη συνέχεια παρατίθενται οι έλεγχοι κατά τις φάσεις σκυροδέτησης και λειτουργίας.

Φάση σκυροδέτησης

- Εντατικά μεγέθη

$$g_c = 10,0 \frac{kN}{m}$$

$$g_a = 42,2 \frac{kg}{m} \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 0,414 \frac{kN}{m}$$

$$\underline{g_{o\lambda} = 10,414 \frac{kN}{m}}$$

$$g_{sd} = 1,35 \times g_{o\lambda} = 1,35 \times 10,414 \frac{kN}{m} = 14,06 \frac{kN}{m}$$

$$\max M_{ed} = \frac{g_{sd} \times l^2}{8} = \frac{14,06 \frac{kN}{m} \times (6,00m)^2}{8} = 63,27kNm$$

$$\max V_{ed} = \frac{g_{sd} \times l}{2} = \frac{14,06 \frac{kN}{m} \times 6,00m}{2} = 42,18kN$$

- Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{25,68cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{\sqrt{3} \times 1,00} = 526,34kN > V_{z,Ed} = 42,18kN$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

- Έλεγχος αλληλεπίδρασης ροπών κάμψης – τεμνουσών δυνάμεων

Το στατικό σύστημα της σιδηροδοκού είναι η αμφιέριστη δοκός και γι'αυτό η μέγιστη ροπή κάμψης και η μέγιστη τέμνουσα δε συνυπάρχουν στην ίδια διατομή. Επομένως δε γίνεται έλεγχος αλληλεπίδρασής τους.

- Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628,4cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00} = 223,08kNm > M_{y,Ed} = 63,27kNm$$

Φάση λειτουργίας

- Εντατικά μεγέθη

$$g_{ολ} = g_c + g_a + g_{επ} = 10,00 \frac{kN}{m} + 0,414 \frac{kN}{m} + 3,00 \frac{kN}{m} = 13,414 \frac{kN}{m}$$

$$g_{ολ} = 13,414 \frac{kN}{m}$$

$$q = 10,0 \frac{kN}{m}$$

$$q_{sd} = 1,35 \times g_{ολ} + 1,50 \times q = 1,35 \times 13,414 \frac{kN}{m} + 1,50 \times 10,0 \frac{kN}{m} \Rightarrow q_{sd} = 33,109 \frac{kN}{m}$$

$$\max M_{ed} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} = \frac{33,109 \frac{kN}{m} \times (6,00m)^2}{8} = 148,99kNm$$

$$\max V_{ed} = \frac{q_{sd} \times l}{2} = \frac{33,109 \frac{kN}{m} \times 6,00m}{2} = 99,33kN$$

- Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_a / \sqrt{3}}{\gamma_a}$$

όπου A_v το εμβαδό του κορμού το οποίο παραλαμβάνει την τέμνουσα.

Το εμβαδόν αυτό λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με:

$$A_v = 1,04 h t_w \text{ για πρότυπες διατομές}$$

Προϋπόθεση ισχύος της παραπάνω εξίσωσης αντοχής είναι ο κορμός να μην είναι λεπτότοιχος ώστε να υπόκειται σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση). Αυτό εξαρτάται από το λόγο ύψους προς πάχος κορμού h_w/t_w , από το αν ο κορμός είναι εγκιβωτισμένος ή όχι στο σκυρόδεμα και από το αν ενισχύεται ή όχι με εγκάρσιες νευρώσεις, δεδομένου ότι ο εγκιβωτισμός στο σκυρόδεμα και οι νευρώσεις δυσχεραίνουν την ανάπτυξη του τοπικού λυγισμού.

Ο EC4 προβλέπει τα παρακάτω όρια:

→ Μη ενισχυμένος, μη εγκιβωτισμένος κορμός:

$$h_w/t_w < 69\varepsilon$$

→ Μη ενισχυμένος, εγκιβωτισμένος κορμός:

$$h_w/t_w < 124\varepsilon$$

→ Ενισχυμένος, μη εγκιβωτισμένος κορμός:

$$h_w/t_w < 30\varepsilon\sqrt{k_\tau}$$

όπου k_τ είναι ο συντελεστής κύρτωσης που δίνεται συναρτήσει του λόγου της απόστασης των εγκάρσιων νευρώσεων προς το ύψος του κορμού $\alpha = a/h_w$ ως εξής:

$$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2} \quad \text{αν} \quad \alpha < 1$$

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} \quad \text{αν} \quad \alpha \geq 1$$

Κατάταξη κορμού

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{248,6\text{mm}}{7,1\text{mm}} = 35,01 < 69 \times \varepsilon = 69 \times 0,81 = 55,89 \quad \rightarrow \quad \underline{\text{μη ενισχυμένος, μη}}$$

εγκιβωτισμένος κορμός

Άρα ο κορμός δεν είναι λεπτότοιχος και δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε τέμνουσα

Αντοχή σε τέμνουσα

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_a/\sqrt{3}}{\gamma_a} = 22,152\text{cm}^2 \times \frac{35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}/\sqrt{3}}{1,1} = 412,75\text{kN}$$

όπου

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w = 1,04 \times 30\text{cm} \times 0,71\text{cm} = 22,152\text{cm}^2$$

$$f_a = 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \text{και} \quad \gamma_a = 1,1$$

Έλεγχος

$$V_{ed} = 99,33 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 412,75 \text{ kN} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

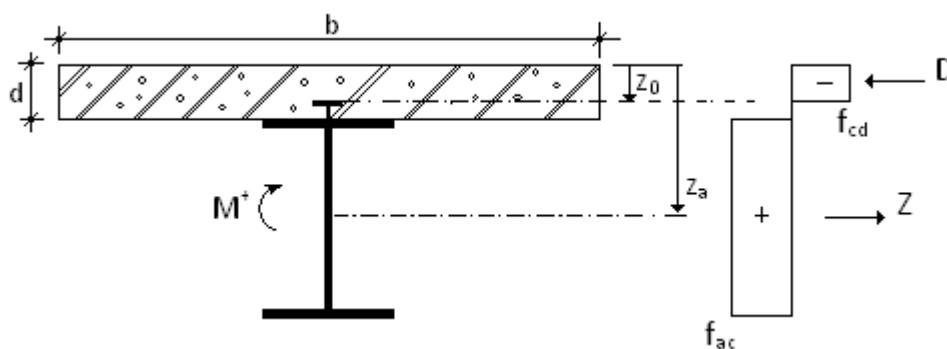
- Έλεγχος αλληλεπίδρασης ροπών κάμψης – τεμνουσών δυνάμεων

Στις διατομές του φορέα όπου δρουν ταυτόχρονα ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις πρέπει να εξετάζεται η πιθανότητα αλληλεπίδρασής τους. Οι σύμμικτες διαδοκίδες είναι αμφιέριστες και επομένως η μέγιστη ροπή κάμψης δε συμπίπτει με τη μέγιστη τέμνουσα στην ίδια διατομή. Επομένως δεν υπάρχει αλληλεπίδραση των δύο εντατικών μεγεθών και επομένως ο έλεγχος αυτός δεν απαιτείται.

- Έλεγχος σε κάμψη

Επειδή η διατομή της σύμμικτης δοκού είναι κατηγορίας 1 επιτρέπεται η πλαστική ανάλυση.

Αρχικά υποθέτουμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 \leq d$



Σχήμα 5.4 : Δυνάμεις που ασκούνται στη σύμμικτη διατομή

Θλιπτική δύναμη : $D = b \times z_0 \times f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη: $Z = A_a \times f_{ad}$

Σκυρόδεμα υπό θλίψη: $f_{cd} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 2,0}{1,5} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 1,133 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Δομικός χάλυβας: $f_{ad} = \frac{f_{ya}}{\gamma_a} = \frac{35,5}{1,1} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 32,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Από την ισορροπία δυνάμεων προκύπτει:

$$D = Z \Rightarrow z_0 = \frac{A_a \times f_{ad}}{b \times f_{cd}} = \frac{53,81 \text{cm}^2 \times 32,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{150 \text{cm} \times 1,133 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 10,22 \text{cm} < d = 20 \text{cm}$$

$$M_{pl,Rd} = A_a \times f_{ad} \times \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 53,81 \text{cm}^2 \times 32,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times \left(35 \text{cm} - \frac{10,22 \text{cm}}{2} \right) = 519,02 \text{kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = 519,02 \text{kNm} > M_{ed} = 148,99 \text{kNm}$$

5.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Φάση σκυροδέτησης

Η δοκός λειτουργεί ως χαλύβδινη και φέρει φορτία νωπού σκυροδέματος και του ίδιου βάρους της.

$$g_c = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,2 \text{m} \times 2,0 \text{m} = 10,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_a = 42,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{ολ} = 10,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_1 = 1,0 \times g_{ολ} = 1,0 \times 10,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 10,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Βέλος κάμψης κατά τη σκυροδέτηση:

$$\delta_1 = \frac{5 \times q_1 \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 10,414 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (6,0 \text{m})^4}{384 \times 210 \times 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 8356 \times 10^{-8} \text{m}^4} = 0,010 \text{m}$$

Φάση λειτουργίας

- i. Βέλος κάμψης λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων

Η δοκός λειτουργεί ως σύμμικτη

$$g_{\varepsilon\pi} = 3,00 \frac{kN}{m}$$

$$q_2 = 1,0 \times g_{\varepsilon\pi} = 1,0 \times 3,0 \frac{kN}{m} = 3,0 \frac{kN}{m}$$

Υπολογισμός ροπής αδρανείας I_e αμελώντας τον συνελκόμενο οπλισμό:

$$n = E_a / E_c = 210000 MPa / 29000 MPa = 7,24$$

$$A_e = A_a + \frac{A_c}{n} = 53,81 cm^2 + (200 cm \times 20 cm) / 7,24 = 606,30 cm^2$$

$$z_a = 20 cm + \frac{30 cm}{2} = 35 cm$$

$$z_c = 10,0 cm$$

$$A_c = 200 cm \times 20 cm = 4000 cm^2$$

$$z_e = (A_a \times z_a + A_c \times z_c / n) / A_e =$$

$$= \frac{53,81 cm^2 \times 35 cm + \frac{4000 cm^2 \times 10 cm}{7,24}}{606,30 cm^2} = 12,22 cm$$

$$I_c = \frac{200 cm \times (20 cm)^3}{12} = 133333,33 cm^4$$

$$I_e = I_{a,0} + A_a \times (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{n} + \frac{A_c}{n} \times (z_c - z_e)^2 =$$

$$= 8356 cm^4 + 53,81 cm^2 \times (35,0 cm - 12,22 cm)^2 + \frac{133333,33 cm^4}{7,24} + \frac{4000 cm^2}{7,24} \times (10,0 cm - 12,22 cm)^2$$

$$= 57418,63 cm^4$$

$$\delta_2 = \frac{5 \times q_2 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 3,0 \frac{kN}{m} \times (6,0 m)^4}{384 \times 210 \times 10^6 \frac{kN}{m^2} \times 57418,63 \times 10^{-8} m^4} = 0,00042 m$$

ii. Βέλος κάμψης λόγω ωφέλιμων φορτίων

$$q = 10,0 \frac{kN}{m}$$

$$q_3 = 1,00 \times q = 1,00 \times 10,0 \frac{kN}{m} = 10 \frac{kN}{m}$$

$$\delta_3 = \frac{5 \times q_3 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 10,0 \frac{kN}{m} \times (6,00m)^4}{384 \times 210 \times 10^6 \frac{kN}{m^2} \times 57418,63 \times 10^{-8} m^4} = 0,0014m$$

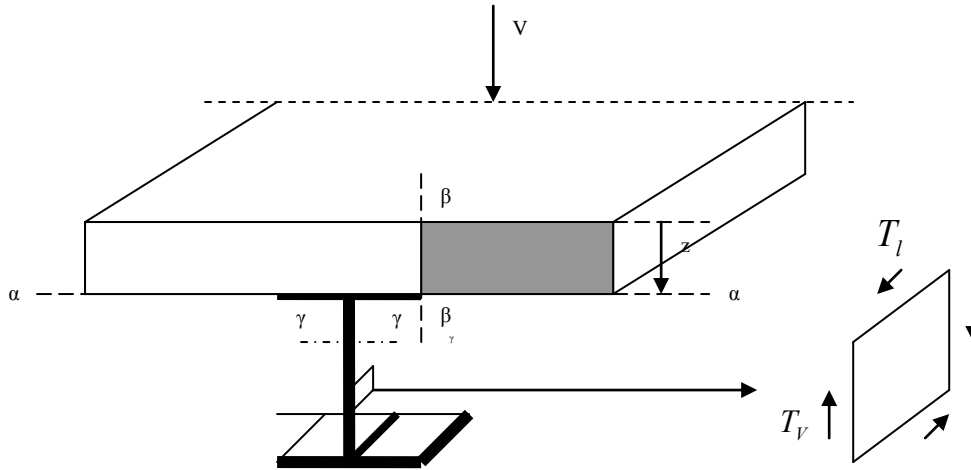
$$\delta_3 = 0,0014m < \frac{L}{300} = \frac{6,0m}{300} = 0,02m$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0,010m + 0,00042m + 0,0014m = 0,01184m < \frac{L}{250} = \frac{6,0m}{250} = 0,024m$$

5.4 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ

Οι διατμητικοί σύνδεσμοι είναι αυτοί οι οποίοι εξασφαλίζουν τη σύμμικτη λειτουργία μιας διατομής καθώς παραλαμβάνουν τη διάτμηση που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος και εμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων. Η διάτμηση η οποία οφείλεται στις τέμνουσες δυνάμεις V διακρίνεται στα εξής είδη διατμήσεων:

- **Κατακόρυφη διάτμηση** T_v , η οποία εξασφαλίζει την συνθήκη ισοροπίας των δυνάμεων ως προς τον κατακόρυφο άξονα και η οποία παριστάνεται στο σχήμα 5.5
- **Διαμήκης διάτμηση** T_l η οποία προκαλείται για λόγους συμβιβαστού των παραμορφώσεων μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος. Η διαμήκης διάτμηση παρουσιάζεται στη διεπιφάνεια χάλυβα-σκυροδέματος, όπως παρουσιάζεται στην τομή α-α του σχήματος 5.5, και η οποία παραλαμβάνεται από τους διατμητικούς συνδέσμους. Επίσης παρουσιάζεται στα εξέχοντα τμήματα της πλάκας όπως φαίνεται στην τομή β-β του ίδιου σχήματος και η οποία παραλαμβάνεται από τους εγκάρσιους οπλισμούς της πλάκας.



Σχήμα 5.5 : Διάτμηση λόγω τεμνουσών

5.4.1 ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Η δημιουργούμενη διαμηκτική ροή σε κάθε οριζόντια (α-α, γ-γ) ή σε κάθε κατακόρυφη τομή του φορέα εξαιτίας της επιβολής τεμνουσών δυνάμεων στο φορέα υπολογίζεται σύμφωνα με τη θεωρία της ελαστικότητας:

$$T_l = \frac{V \times S}{I_e}$$

Όπου:

V : είναι το μέγεθος της τέμνουσας δύναμης

S : είναι η στατική ροπή του αποκοπτόμενου τμήματος ως προς το κέντρο βάρους της διατομής

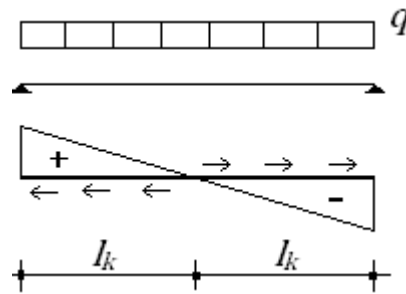
I_e : ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής

Η στατική ροπή S της διατομής δίνεται από τη σχέση :

$$S = \frac{A_c}{\eta} \times (z_e - z_c) \quad \text{αν } z_e \geq d$$

$$S = A_a \times (z_e - z_a) \quad \text{αν } z_e < d$$

Από την παραπάνω σχέση προκύπτει ότι η στατική ροπή έχει σταθερή τιμή και επειδή και η ροπή αδράνειας I_e έχει επίσης σταθερή τιμή, η διαμήκης διάτμηση ακολουθεί το διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V . Το διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων της σύμμικτης διαδοκίδας για ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο παρουσιάζεται στο σχήμα 5.6



Σχήμα 5.6 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων- κρίσιμο μήκος σύμμικτης δοκού

- **Διεπιφάνεια σιδηροδοκού-πλάκας (τομή α-α)**

Η διατομή στο μέσο της δοκού αποτελεί χαρακτηριστική διατομή καθώς στο σημείο αυτό μηδενίζονται οι τέμνουσες δυνάμεις και η απόστασή του από το άκρο της δοκού είναι το κρίσιμο μήκος της σύμμικτης δοκού l_k . Επειδή η διατομή είναι κατηγορίας 1 και εφαρμόζεται πλαστική-πλαστική ανάλυση η διαμήκης διάτμηση προκύπτει από την εξέταση συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός μήκους της δοκού, στα άκρα του οποίου υπάρχει είτε μηδενική ροπή, είτε θετική ροπή, είτε αρνητική ροπή. Η σύμμικτη δοκός είναι αμφιέριστη και επομένως το υπό εξέταση τμήμα είναι το τμήμα μεταξύ του άκρου και του μέσου της δοκού, καθώς το τμήμα αυτό βρίσκεται μεταξύ μηδενικής και θετικής ροπής. Γι' αυτό ισχύει:

$$V_l = \sum T_1 = D^+ = Z^+$$

$$M_{pl,Rd}^+ = 519,02 kNm$$

$$D^+ = b \times z_0 \times f_{cd} = 150 cm \times 10,22 cm \times 1,133 \frac{kN}{cm^2} = 1736,89 kN$$

$$Z^+ = A_a \times f_{ad} = 53,81 cm^2 \times 32,27 \frac{kN}{cm^2} = 1736,45 kN$$

Στα στηρίγματα έχουμε $D = Z = 0$

Στο κρίσιμο μήκος της αμφιέριστης έχουμε:

$$V_l = \sum T_1 = D^+ = 1736,89 kN$$

- Τομή β-β

Πλάτος φτερού

$$b = \frac{150\text{cm} - 15\text{cm}}{2} = 67,5\text{cm}$$

$$D = b \times z_0 \times f_{cd} = 67,5\text{cm} \times 10,22\text{cm} \times 1,133 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 781,60\text{kN}$$

5.4.2 ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ

Για την υλοποίηση της διατμητικής δύνδεσης χρησιμοποιούνται διατμητικοί ήλοι κεφαλής ,οι οποίοι δημιουργούνται με συγκόλληση και έτσι ο τρόπος κατασκευής τους είναι εύκολος ενώ παράλληλα έχουν καλή συμπεριφορά . Σε αυτό συμβάλλει η κεφαλή του ήλου η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη σιδηροδοκό.

Η δύναμη που παραλαμβάνεται από τον ήλο εξαρτάται από:

- Την αντοχή του ήλου σε διάτμηση
- Την αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας

Έτσι η τιμή της οριακής αντοχής του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος υπολογίζεται ως εξής:

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u \times \left(\frac{\pi \times d_s^2}{4} \right) / \gamma_v \\ 0,29 \times a \times d_s^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} / \gamma_v \end{array} \right\}$$

Όπου:

d_s : είναι διάμετρος κορμού του ήλου όπως προκύπτει από τον πίνακα 5.1

f_u : ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου $\leq 500\text{MPa}$

f_{ck} : θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος

E_{cm} : μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$a = 0,2 \times \left(\frac{h}{d_s} + 1 \right) \quad \text{για} \quad 3 \leq \frac{h}{d_s} \leq 4$$

$$a = 1 \quad \text{για} \quad 4 < \frac{h}{d_s}$$

h : ύψος του ήλου όπως προκύπτει από τον πίνακα 5.1

$\gamma_v = 1,25$: επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

Επιλέχθηκε διατμητικός ήλος κεφαλής διαμέτρου 19mm και ύψους 100mm

Επομένως:

$$\frac{h}{d_s} = \frac{100\text{mm}}{19\text{mm}} = 5,26 > 4 \rightarrow a = 1$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times \left(\frac{\pi \times (1,9\text{cm})^2}{4} \right) / 1,25 \\ 0,29 \times 1 \times (1,9\text{cm})^2 \times \sqrt{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 2900 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} / 1,25 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 91\text{kN} \\ 64\text{kN} \end{array} \right\} = 64\text{kN}$$

| d_s | d_2 | d_3 | h_{1max} | h |
|-------|-------|-------|------------|-----------------|
| 19 | 32 | 26 | 9 | 75,100,125,150 |
| 22 | 35 | 30 | 10 | 100,125,150,175 |

Πίνακας 5.1 : Διαστάσεις συνήθων διατμητικών ήλων κεφαλής σε mm

5.4.3 ΜΕΡΙΚΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ

Επειδή η δρώσα ροπή είναι αρκετά μικρότερη της πλαστικής ροπής αντοχής της σύμμικτης δοκού είναι δυνατό να γίνει μερική διατμητική σύνδεση για την οποία ο τοποθετούμενος αριθμός συνδέσμων είναι μικρότερος από τον στατικώς απαιτούμενο. Αυτό σημαίνει ότι λαμβάνει χώρα μερική ολίσθηση μεταξύ πλάκας σκυροδέματος και σιδηροδοκού καθώς δε παραλαμβάνεται πλήρως η διατμητική δύναμη. Έτσι ορίζεται το ποσοστό διατμητικής σύνδεσης που είναι ο λόγος $\frac{N}{N_f}$

Όπου

N : είναι ο υπάρχων αριθμός συνδέσμων εντός του κρίσιμου μήκους του φορέα

N_f :είναι ο απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων εντός του κρίσιμου μήκους του φορέα

Ο λόγος αυτός έχει την τιμή 0 όταν δεν υπάρχει καμία σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος και αναπτύσσεται πλήρης πλαστική ροπή σχεδιασμού της σιδηροδοκού $M_{a,pl,Rd}$, ενώ έχει την τιμή ≥ 1 για πλήρη διατμητική σύνδεση όπου αναπτύσσεται πλήρης πλαστική ροπή σχεδιασμού της σύμμικτης δοκού $M_{pl,Rd}$. Οι προϋποθέσεις για την εφαρμογή μερικής διατμητικής σύνδεσης είναι οι παρακάτω:

- Ο φορέας πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2, ώστε να είναι δυνατόν να εφαρμοσθεί πλαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό της αντοχής του
- Οι διατμητικοί σύνδεσμοι να είναι όλκιμοι. Όλκιμοι σύνδεσμοι θεωρούνται οι διατμητικοί ήλοι από τον πίνακα 5.1 , κοχλίες τριβής και διατμητικοί ήλοι οι οποίοι δεν ανήκουν στον πίνακα αυτό αλλά η διάμετρός τους είναι μεταξύ 16 και 22 mm και το ύψος τους τουλάχιστον 4 φορές μεγαλύτερο της διαμέτρου τους. Επιπλέον πρέπει να τηρούνται οι εξής περιορισμοί
 - Για σιδηροδοκούς με ίσα πέλματα:

$$l \leq 5m \quad \text{αν} \quad \frac{N}{N_f} \geq 0,4$$

$$5m \leq l \leq 25m \quad \text{αν} \quad \frac{N}{N_f} \geq 0,25 + 0,03l$$

- Για σιδηροδοκούς με εμβαδόν κάτω πέλματος το πολύ τριπλάσιο του εμβαδού του άνω πέλματος:

$$l \leq 20m \quad \text{αν} \quad \frac{N}{N_f} \geq 0,4 + 0,03l$$

- Η οριακή ροπή δοκών με μερική διατμητική σύνδεση είναι μικρότερη της πλαστικής ροπής της σύμμικτης δοκού.

Έλεγχος ικανοποίησης προϋποθέσεων για την εφαρμογή μερικής διατμητικής σύνδεσης:

- Η σύμμικτη δοκός είναι κατηγορίας 1
- Όπως προαναφέρθηκε στην παράγραφο 5.4.2 χρησιμοποιείται ήλος κεφαλής διαμέτρου 19mm και ύψους 100mm , ο οποίος ανήκει στο πίνακα 5.1 και επομένως είναι όλκιμος. Επιπλέον πρόκειται για σιδηροδοκό με ίσα πέλματα:
- Το ποσοστό της διατμητικής σύνδεσης ορίζεται:

$$\frac{N}{N_f} = \frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{148,99kNm}{519,02kNm} = 0,287 \text{ Έτσι}$$

$$\frac{N}{N_f} = 0,287 < 0,4 \text{ και } \frac{N}{N_f} = 0,287 \leq 0,25 + 0,03 \times l = 0,25 + 0,03 \times 6 = 0,43$$

Επομένως δεν υπάρχει περιορισμός στο μήκος

- $M_{pl,a,Rd} = 223,08kNm < M_{pl,Rd} = 519,02kNm$ Ο περιορισμός ικανοποιείται

Επομένως είναι δυνατή η εφαρμογή μερικής διατμητικής σύνδεσης.

Υπολογισμός διαμήκους διάτμησης για μερική διατμητική σύνδεση

Επομένως η διαμήκης διάτμηση στη μισή δοκό για τη διεπιφάνεια σιδηροδοκού-πλάκας είναι:

$$V_l = 1736,89kN \times \frac{148,99kNm}{519,02kNm} = 498,59kN$$

Ενώ η διαμήκης διάτμηση στην πλάκα σκυροδέματος (τομή β-β)

$$\sum T_l = 781,60kN \times \frac{148,99kNm}{519,02kNm} = 224,37kN$$

Δρώσα διατμητική ροή για τη δοκό :

$$v_{sd} = \frac{224,37kN}{3,0m} = 74,79 \frac{kN}{m} = 0,748 \frac{kN}{cm}$$

5.4.4 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

Ο συνολικός αριθμός διατμητικών συνδέσμων που απαιτούνται εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού προκύπτει από τη σχέση:

$$N = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{1736,89kN}{64kN} = 27,13$$

Ο αριθμός αυτός μπορεί να μειωθεί σε: $N_f = 27,13 \times \frac{148,99kNm}{519,02kNm} = 7,79$

Επιλέγονται 8 σύνδεσμοι

Η σύμμικτη δοκός είναι κατηγορίας 1 και επομένως εφαρμόζεται πλαστική-πλαστική μέθοδος ανάλυσης, κάτι το οποίο καθιστά απαραίτητο την τοποθέτηση συνδέσμων με πλαστική διαδικασία και το οποίο είναι σύνηθες στα οικοδομικά έργα. Σε αυτήν την περίπτωση είναι δυνατή η κάλυψη της διαμήκους διάτμησης με ομοιόμορφη κατανομή των συνδέσμων εντός του κρίσιμου μήκους της δοκού. Αυτό γιατί ενώ αρχικά η δοκός έχει ελαστική συμπεριφορά και κατά την επίδραση δύναμης διαμήκους διάτμησης F_l οι ακραίοι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν μεγαλύτερη δύναμη από τους μεσαίους, κατά την επιβολή του οριακού φορτίου γίνεται ανακατανομή των δυνάμεων από τους πλαστικοποιούμενους ακραίους συνδέσμους προς τους μεσαίους. Επομένως στην στην οριακή κατάσταση όλοι οι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν την ίδια δύναμη. Η κατανομή των συνδέσμων με πλαστική μεθοδολογία οδηγεί συνακόλουθα στην ικανοποίηση απαιτήσεων ολκιμότητας των συνδέσμων οι οποίες παρατίθενται:

- 1) Η συμπεριφορά των συνδέσμων πρέπει να είναι όλκιμη. Όλκιμοι σύνδεσμοι θεωρούνται οι διατμητικοί ήλοι από τον πίνακα 5.1 , κοχλίες τριβής και διατμητικοί ήλοι οι οποίοι δεν ανήκουν στον πίνακα αυτό αλλά η διάμετρός τους είναι μεταξύ 16 και 22 mm και το ύψος τους τουλάχιστον 4 φορές μεγαλύτερο της διαμέτρου τους. Επειδή στη συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκε ήλος από τον πίνακα αυτό , η απαίτηση αυτή ικανοποιείται.
- 2) Η ολκιμότητα των συνδέσμων εξαντλείται αν πρέπει να γίνει πλαστική κατανομή εντός μεγάλων μηκών, αν δηλαδή η διαφορά μεταξύ ελάχιστης και μέγιστης δύναμης των συνδέσμων σύμφωνα με την ελαστική κατανομή είναι μεγάλη. Σύμφωνα με τον EC4 ορίζονται ως οριακά κρίσιμα μήκη για να επιτρέπεται ομοιόμορφη πλαστική κατανομή των συνδέσμων τα εξής:

- $l \leq 25m$ για σιδηροδοκούς διπλής συμμετρίας και $l \leq 20m$ για σιδηροδοκούς με κάτω πέλμα το πολύ 3 φορές μεγαλύτερου εμβαδού από το άνω πέλμα. Στην περίπτωση αυτή, η δοκός της κατασκευής είναι δοκός διπλής συμμετρίας και ισχύει $l = 6,0m < 25m$, οπότε ικανοποιείται ο περιορισμός.
- Για αμφιέριστες δοκούς σταθερής διατομής υποκείμενες σε ομοιόμορφη φόρτιση και οι οποίες είναι
 - σιδηροδοκοί διπλής διατομής πρέπει $l \leq 50m$
 - σιδηροδοκοί με κάτω πέλμα το πολύ 3 φορές μεγαλύτερου εμβαδού από το άνω πέλμα πρέπει $l \leq 40m$

Στην περίπτωση της συγκεκριμένης δοκού ισχύει $l = 6,0m < 50m$. Οπότε ικανοποιείται ο περιορισμός.

- Θα πρέπει ο λόγος πλαστικής ροπής της σύμμικτης διατομής προς την πλαστική ροπή της σιδηροδοκού να μην υπερβαίνει το 2,5 για να μην τίθενται ιδιαίτερα υψηλές απαιτήσεις στους συνδέσμους. Συγκεκριμένα

έχουμε:
$$\frac{M_{pl,Rd}}{M_{pl,a,Rd}} = \frac{519,02kNm}{223,08kNm} = 2,33 < 2,5$$

Επομένως οι απαιτήσεις πλαστιμότητας ικανοποιούνται.

Διάταξη διατμητικών συνδέσμων

Απόσταση συνδέσμων:

$$e = \frac{l/2}{N_f} = \frac{600cm/2}{8} = 37,5cm$$

Οι περιορισμοί των αποστάσεων των διατμητικών ήλων διαμέτρου d_s μεταξύ τους είναι οι παρακάτω:

- $5 \times d_s$ στη διεύθυνση της δύναμης και
- $2,5 \times d_s$ ή $4 \times d_s$ κάθετα στη διεύθυνση αυτή για συμπαγείς ή σύμμικτες πλάκες αντιστοίχως.

- Η μέγιστη καθαρή απόσταση ήλων και άλλων τύπων συνδέσμων από το άκρο του πέλματος της δοκού είναι ίση με $9 \times t \times \varepsilon$, όπου t το πάχος του πέλματος και $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$
- Η μέγιστη διαμήκης απόσταση ήλων και άλλων τύπων συνδέσμων είναι ίση με $6 \times d$ ή 800 mm , όπου d είναι το πάχος της πλάκας.
- Η ελάχιστη επικάλυψη των ήλων και των άλλων τύπων συνδέσμων είναι ίση με 20 mm ή ότι προβλέπει ο ισχύων κανονισμός σκυροδέματος για ράβδους οπλισμού, μείον 5 mm .
- Μεταξύ ύψους και διαμέτρου του ήλου πρέπει να ισχύει η συνθήκη $h \geq 3 \times d_s$

Έλεγχος ικανοποίησης περιορισμών

Διαμήκης απόσταση ήλου:

$$5 \times d_s = 5 \times 19 \text{ mm} = 95 \text{ mm} < e = 375 \text{ mm} < \min(6 \times d, 800 \text{ mm}) = \min(6 \times 200 \text{ mm}, 800 \text{ mm}) = 800 \text{ mm}$$

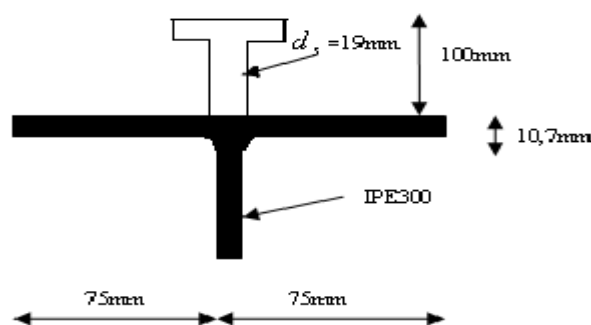
Απόσταση ήλων από το άκρο του πέλματος της δοκού:

$$\frac{b}{2} - \frac{d_s}{2} = \frac{150 \text{ mm}}{2} - \frac{19 \text{ mm}}{2} = 65,5 \text{ mm} < 9 \times t \times \varepsilon = 9 \times 10,7 \text{ mm} \times 0,81 = 78,0 \text{ mm}$$

Ελάχιστη επικάλυψη : $20 \text{ mm} - 5 \text{ mm} = 15 \text{ mm}$

Επιπλέον ισχύει:

$$h = 100 \text{ mm} \geq 3 \times d_s = 3 \times 19 \text{ mm} = 57 \text{ mm}$$



Σχήμα 5.7: Διάταξη διατημητικών συνδέσμων

5.4.5 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Διαμήκης διάτμηση αναπτύσσεται στην πλάκα σκυροδέματος όπως απεικονίζεται στην τομή β-β του σχήματος 5.5 . Όπως προέκυψε από την παράγραφο 5.4.3 η αντίστοιχη δρώσα διατμητική ροή είναι ίση με:

$$v_{sd} = 0,748 \frac{kN}{cm}$$

Η διατμητική δύναμη που εφαρμόζεται προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση και στην αντοχή της έναντι της δύναμης αυτής συνεισφέρουν:

- το σκυρόδεμα του πέλματος μέσω των λοξών θλιπτήρων
- ο επαρκώς αγκυρωμένος εγκάρσιος οπλισμός της πλάκας ο οποίος λειτουργεί ως ελκυστήρας
- τα τυχόν υπάρχοντα μεταλλικά φύλλα αν είναι συνεχή επί του άνω πέλματος της διδηροδοκού

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα προκύπτει:

$$v_{Rd} = 2,5 \times a_{cv} \times \tau_{Rd} \times \eta + \alpha_l \times f_{sd} + v_{pd}$$

Όπου:

a_{cv} : η διατεμνόμενη επιφάνεια ανά μονάδα μήκους. Για συμπαγείς πλάκες είναι ίση με το ύψος της πλάκας.

α_l : εμβαδόν διατεμνόμενου επαρκώς αγκυρωμένου εγκάρσιου οπλισμού ανά μονάδα μήκους δοκού. Υπάρχοντες οπλισμοί από καμπτική λειτουργία πλάκας συνυπολογίζονται στο α_l

η : $\eta = 1$ για κανονικό σκυρόδεμα

$\eta = 0,3 + 0,7 \times (\rho / 24)$ για ελαφροσκυρόδεμα ειδικού βάρους ρ

$\tau_{Rd} = 0,25 \times f_{ctk0,05} / \gamma_c$: διατμητική τάση αντοχής έναντι ρηγμάτωσης σύμφωνα με τον Ε.Κ.Ω.Σ

$v_{Pd} = a_p \times f_{apd}$: συμβολή μεταλλικών φύλλων επιφάνειας a_p ανά μονάδα μήκους δοκού

Έτσι υπολογίζεται η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα:

$$a_{cv} = 20cm$$

$$a_l = 0,002 \frac{cm}{cm} \times 20cm = 0,04 \frac{cm^2}{cm}$$

$$f_{sd} = \frac{50 \frac{kN}{cm^2}}{1,15} = 43,48 \frac{kN}{cm^2}$$

$\eta=1$ (κανονικό σκυρόδεμα)

$$f_{ck} = 20MPa \rightarrow \tau_{Rd} = 0,26MPa = 0,026 \frac{kN}{cm^2}$$

$v_{Pd} = a_p \times f_{apd} = 0$ (δεν υπάρχουν μεταλλικά φύλλα)

$$v_{Rd} = 2,5 \times 20cm \times 0,026 \frac{kN}{cm^2} \times 1 + 0,04cm \times 43,48 \frac{kN}{cm^2} + 0 = 3,04 \frac{kN}{cm} > v_{sd} = 0,748 \frac{kN}{cm}$$

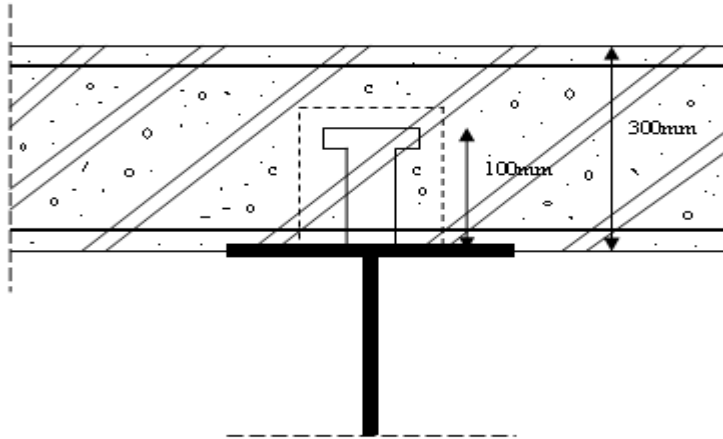
Η αντοχή του σκυροδέματος σε διαγώνια θλίψη η οποία μπορεί να προκαλέσει θραύση του κορμού είναι η εξής:

$$v_{Rd} = 0,2 \times a_{cv} \times \eta \times f_{cd} \times \eta + v_{pd} / \sqrt{3} = 0,2 \times 20cm \times 1 \times \frac{2,0 \frac{kN}{cm^2}}{1,5} \times 1 + 0 / \sqrt{3} = 5,33 \frac{kN}{cm}$$

$$v_{Rd} = 5,33 \frac{kN}{cm} > v_{sd} = 0,748 \frac{kN}{cm}$$

5.4.6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ

Διατμητική ροή δημιουργείται επίσης γύρω από την περιοχή των συνδέσμων στην πλάκα σκυροδέματος σχηματίζοντας μία επιφάνεια θραύσης. Η επιφάνεια θραύσης τύπου c-c που περιβάλλει το διατμητικό ήλο ο οποίος συνδέει διατμητικά τη σιδηροδοκό με την πλάκα σκυροδέματος εικονίζεται στη διατομή του σχήματος 5.8 .



Σχήμα 5.8 : Διατμητική κάλυψη στην περιοχή των συνδέσμων

Η δρώσα διατμητική ροή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$v_{sd} = \frac{P_{Rd}}{s}$$

Όπου :

P_{Rd} : είναι το σύνολο δυνάμεων διατμητικών συνδέσμων στη διατομή

s : είναι η απόσταση των συνδέσμων μεταξύ τους

$$P_{Rd} = 1 \times 64 kN$$

$$s = e = 37,5 cm$$

$$v_{sd} = \frac{P_{Rd}}{s} = \frac{64kN}{37,5cm} = 1,71 \frac{kN}{cm}$$

Διατμητική ροή αντοχής:

$$v_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times a_{cv} \times \eta \times f_{cd} \times \eta + \frac{v_{pd}}{\sqrt{3}} \\ 2,5 \times a_{cv} \times \tau_{Rd} \times \eta + a_l \times f_{sd} + v_{pd} \end{array} \right\}$$

Όπου:

$$\alpha_{cv} \text{ η περίμετρος της τομής c-c : } \alpha_{cv} = 32mm + 2 \times 100mm = 232mm = 23,2cm$$

$$a_l = \frac{1}{2} \times 0,04 \frac{cm^2}{cm} = 0,02 \frac{cm^2}{cm}$$

$$\text{Άρα: } v_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times 23,2cm \times 1 \times \frac{2,0 \frac{kN}{cm^2}}{1,5} \times 1 + 0 \\ 2,5 \times 23,2cm \times 0,026 \frac{kN}{cm^2} \times 1 + 0,02 \frac{cm^2}{cm} \times \frac{50,0 \frac{kN}{cm^2}}{1,15} + 0 \end{array} \right\} =$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 6,19 \frac{kN}{cm} \\ 2,38 \frac{kN}{cm} \end{array} \right\} = 2,38 \frac{kN}{cm} > v_{sd} = 1,71 \frac{kN}{cm}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ

6.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η δοκός κύλισης της γερανογέφυρας είναι μια αμφιέριστη δοκός διατομής ΗΕΑ340 η οποία φέρει τη γερανογέφυρα μετά των προσαρτημάτων της και του ανυψούμενου φορτίου. Τα φορτία αυτά μεταβιβάζονται στα στηρίγματά της, τους κοντούς προβόλους, και από εκεί στα υποστυλώματα του κτιρίου. Τα φορτία τα οποία υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 2 είναι ίδια για κάθε δοκό κύλισης όλων των κτιρίων και παρατίθενται στον πίνακα 6.1

Γεωμετρία

Η διατομή της δοκού κύλισης είναι διατομής ΗΕΑ340 με τα εξής χαρακτηριστικά :

$$h = 330mm \quad i_y = 14,40cm$$

$$b = 300mm \quad i_z = 7,46cm$$

$$t_w = 9,5mm \quad I_t = 127,20cm^4$$

$$t_f = 16,5mm \quad I_w = 1824 \times 10^{-3} cm^6$$

$$d = 243mm \quad w_{el,y} = 1678cm^3$$

$$A = 133,50cm^2 \quad w_{el,z} = 495,7cm^3$$

$$A_{vz} = 44,95cm^2 \quad w_{pl,y} = 1112cm^3$$

$$r = 27mm \quad w_{pl,z} = 755,9cm^3$$

$$I_y = 27690cm^4 \quad S_s = 74,13mm$$

$$I_z = 7436cm^4$$

Κατάταξη διατομής

Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{243\text{mm}}{9,5\text{mm}} = 25,68 < 72 \times \varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

Πέλμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(300-9,5)/2]-27}{16,5} = 7,17 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1 και θα γίνουν πλαστικοί έλεγχοι.

| | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-------------------|--|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------------|
| Κατακόρυφα φορτία | Ίδιο βάρος γερανογέφυρας | $Q_{r,(min)}$ | 17,84 24,08 | 17,84 24,08 | 16,22 21,90 | 16,22 21,90 | 16,22 21,90 |
| | | $Q_{r,min}$ | 12,40 16,74 | 12,40 16,74 | 11,27 15,21 | 11,27 15,21 | 11,27 kN 15,21 |
| | Ίδιο βάρος Γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο | $Q_{r,max}$ | 72,23 97,51 | 65,34 88,21 | – | 63,72 86,02 | 63,72 86,02 |
| | | $Q_{r,(max)}$ | 15,26 20,60 | 14,90 20,12 | – | 13,77 18,59 | 13,77 18,59 |
| Οριζόντια φορτία | Επιτάχυνση/ επιβράδυνση γερανογέφυρας | H_{L1} | 3,38 4,56 | 3,38 4,56 | 3,38 4,56 | 3,38 4,56 | – |
| | | H_{L2} | 3,38 4,56 | 3,38 4,56 | 3,38 4,56 | 3,38 4,56 | – |
| | | $H_{T,1}$ | 2,79 3,77 | 2,79 3,77 | 2,79 3,77 | 2,79 3,77 | – |
| | | $H_{T,2}$ | 12,90 17,42 | 12,90 17,42 | 12,90 17,42 | 12,90 17,42 | – |
| | Παράγωγη κίνηση γερανογέφυρας | $H_{S,1T}$ | – | – | – | – | 15,35 20,72 |
| | | $H_{S,2T}$ | – | – | – | – | 15,35 20,72 |

Πίνακας 6.1 : Ομάδες φορτίων θεωρούμενες ως χαρακτηριστική τιμή μιας ενιαίας δράσης της γερανογέφυρας κατά τον πίνακα 2.2 του Ευρωκώδικα 1-Μέρος 5- Οριακή κατάσταση αστοχίας . (Οι πρώτοι αριθμοί δηλώνουν τα φορτία λειτουργίας με $\gamma=1,0$ και οι δεύτεροι με τα φορτία σχεδιασμού $\gamma=1,35$)

6.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Υπολογισμός εντατικών μεγεθών σχεδιασμού:

Όπως προκύπτει από τον από τον πίνακα 6.1 οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί φορτίσεως είναι οι συνδυασμοί 1 και 5 καθώς εμφανίζουν τις μέγιστες ροπές κάμψης στον ισχυρό αλλά και παράλληλα στον ασθενή άξονα. Έτσι προκύπτουν τα παρακάτω εντατικά μεγέθη:

- **Συνδυασμός 1**

1) μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας λόγω των κινητών φορτίων

Ροπές περί τον ισχυρό άξονα y

Τα κατακόρυφα φορτία τοποθετούνται στη δυσμενέστερη δυνατή θέση για τη δοκό, δηλαδή τη θέση στην οποία δημιουργούνται οι μεγαλύτερες ροπές περί τον ισχυρό άξονα. Για μία αμφιέριστη δοκό κυλίσεως ανοίγματος l , επί της οποίας ασκούνται κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού P μέσω δύο τροχών που απέχουν απόσταση a μεταξύ τους, η μέγιστη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας πραγματοποιείται όταν το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση $x = (2 \times l - a)/4$ εφόσον $a < 0,586l$. Σε αντίθετη περίπτωση δυσμενέστερη θέση είναι όταν το ένα φορτίο βρίσκεται στο μέσο του ανοίγματος. Στη δοκό κύλισης της παρούσας μελέτης ισχύουν τα παρακάτω:

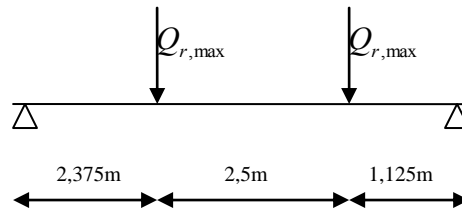
$$a = 2,5m < 0,586 \times l = 0,586 \times 6m = 3,516m$$

Συνεπώς η μέγιστη ροπή προκύπτει για απόσταση του πρώτου φορτίου κατά

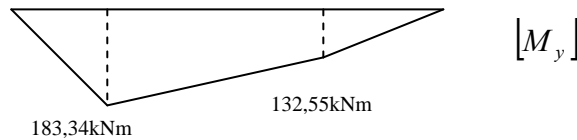
$$x = \frac{2 \times l - a}{4} = \frac{2 \times 6m - 2,5m}{4} = 2,375m \text{ από τη δοκό και υπολογίζεται από τον τύπο:}$$

$$\max M = \frac{Q_{r,\max}}{8 \times l} \times (2 \times l - a)^2 = \frac{97,51kN}{8 \times 6,0m} \times (2 \times 6,0m - 2,5m)^2 = 183,34kNm$$

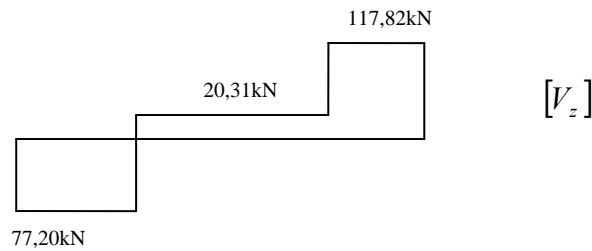
Στο σχήμα 6.1 παρατίθενται σκαρίφημα με τις ασκούμενες δυνάμεις στη δοκό για τη δυσμενέστερη φόρτιση και στα σχήματα 6.2 και 6.3 τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών αντίστοιχα γι' αυτή τη φόρτιση.



Σχήμα 6.1 : Ασκούμενες δυνάμεις για μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα- συνδυασμός 1



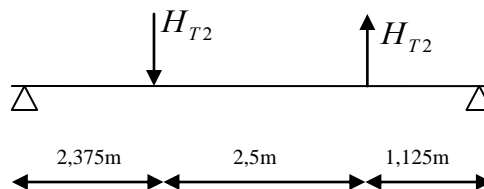
Σχήμα 6.2 : Διάγραμμα ροπών κάμψης κατά τον άξονα y -συνδυασμός 1



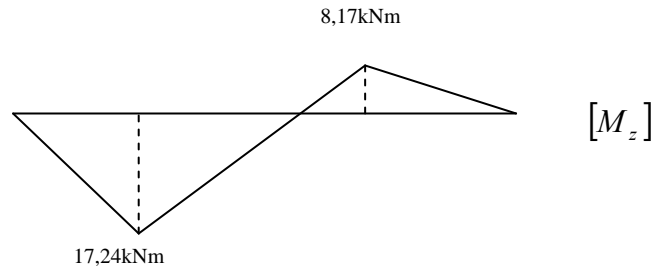
Σχήμα 6.3 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων κατά τον άξονα z - συνδυασμός 1

Ροπές περί τον ασθενή άξονα z

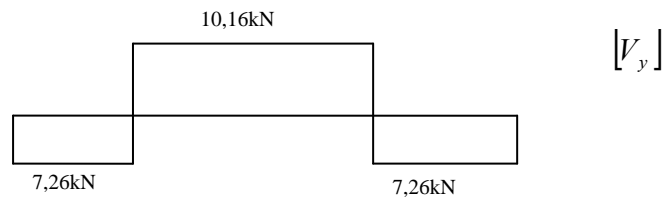
Ταυτόχρονα αναπτύσσονται καμπτικές ροπές περί τον ασθενή άξονα αδρανείας λόγω των δυνάμεων H_T που ασκούνται παράλληλα όπως φαίνονται στο σχήμα 6.4 .



Σχήμα 6.4 : Ασκούμενες πλευρικές δυνάμεις H_{T2} - συνδυασμός 1



Σχήμα 6.5 : Διάγραμμα ροπών κάμψης κατά τον άξονα z λόγω των δυνάμεων H_{T2} - συνδυασμός 1



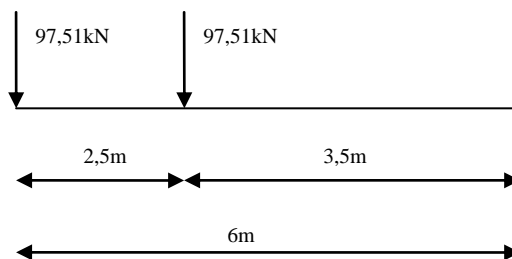
Σχήμα 6.6 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων κατά τον άξονα y λόγω των δυνάμεων H_{T2} - συνδυασμός 1

Οι στρεπτικές ροπές είναι μικρές και γι'αυτό τις αμελούμε

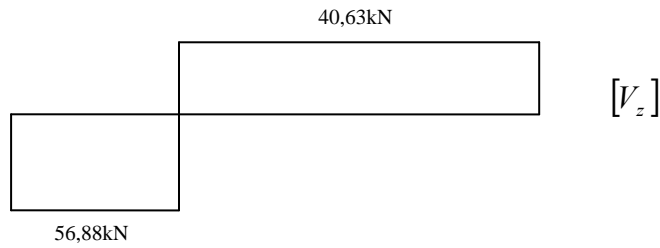
2) μέγιστη τέμνουσα δύναμη

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη προκύπτει στο άκρο της δοκού κυλίσεως όταν το ένα από τα από τα δύο κινητά συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία βρίσκεται στο άκρο αυτό. Έτσι λοιπόν προκύπτει :

$$\max V_{z,sd} = 56,88 \text{ kN}$$



Σχήμα 6.7 : Κατακόρυφα φορτία για μέγιστη τέμνουσα κατά τον άξονα z-συνδυασμός 1



Σχήμα 6.8 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων κατά z για μέγιστη τέμνουσα κατά z -συνδυασμός 1

• Συνδυασμός 5

1. Μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας

Ροπές περί τον ισχυρό άξονα y

Όπως προαναφέρθηκε για:

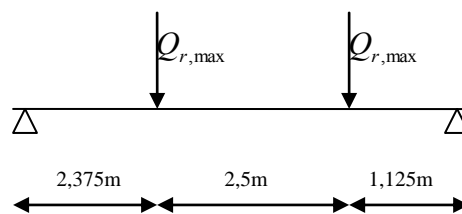
$$a = 2,5m < 0,586 \times l = 0,586 \times 6m = 3,516m$$

Συνεπώς η μέγιστη ροπή προκύπτει για απόσταση του πρώτου φορτίου κατά

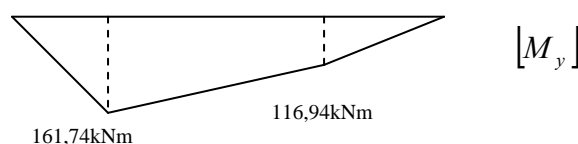
$$x = \frac{2 \times l - a}{4} = \frac{2 \times 6m - 2,5m}{4} = 2,375m \text{ από τη δοκό και υπολογίζεται από τον τύπο:}$$

$$\max M = \frac{Q_{r,\max}}{8 \times l} \times (2 \times l - a)^2 = \frac{86,02kN}{8 \times 6,0m} \times (2 \times 6,0m - 2,5m)^2 = 161,74kNm$$

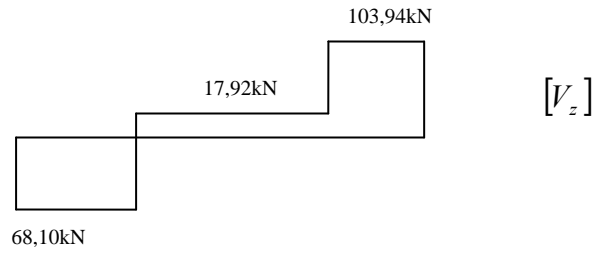
Στο σχήμα 6.9 παρατίθενται σκαρίφημα με τις ασκούμενες δυνάμεις στη δοκό για τη δυσμενέστερη φόρτιση και στα σχήματα 6.10 και 6.11 τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών αντίστοιχα γι' αυτή τη φόρτιση



Σχήμα 6.9 : Ασκούμενα φορτία κατά τη διεύθυνση z για μέγιστη ροπή κατά y- συνδυασμός 5



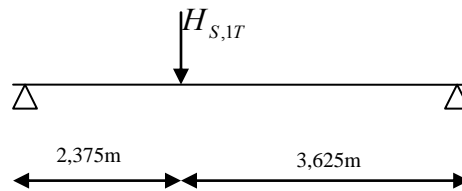
Σχήμα 6.10 : Διάγραμμα ροπών κάμψης κατά τον άξονα y-συνδυασμός 5



Σχήμα 6.11 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων κατά τον άξονα z -συνδυασμός 5

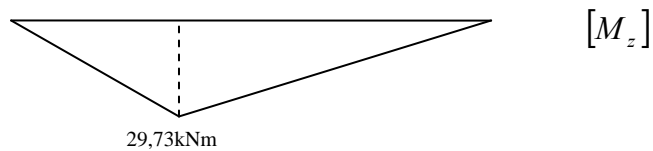
Ροπές περί τον ασθενή άξονα z

Ταυτόχρονα αναπτύσσονται καμπτικές ροπές λόγω των πλευρικών δυνάμεων H_s όπως φαίνονται στο σχήμα 6.12



Σχήμα 6.12 : Ασκούμενα φορτία κατά τον άξονα z –συνδυασμός 5

Οπότε η αντίστοιχη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας είναι $M_z = 29,73kNm$ και το διάγραμμα ροπών κάμψης για αυτή τη φόρτιση παρουσιάζεται στο σχήμα 6.13

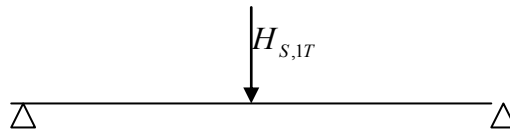


Σχήμα 6.13 : Ροπές κάμψης κατά τον άξονα Z–συνδυασμός 5

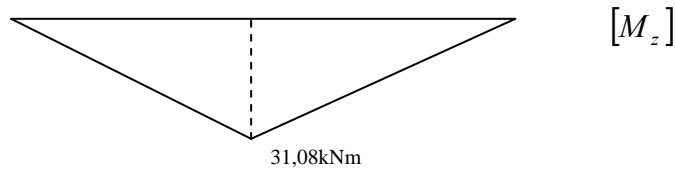
2. μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας

Ροπές περί τον ασθενή άξονα z

Η μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας προκύπτει για το συγκεντρωμένο φορτίο H_s στο μέσο όπως εικονίζεται στο σχήμα 6.14



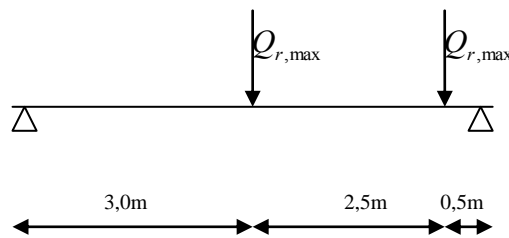
Σχήμα 6.14 : Ασκούμενα φορτία κατά τη διεύθυνση y για μέγιστη ροπή κάμψης κατά z-συνδυασμός 5



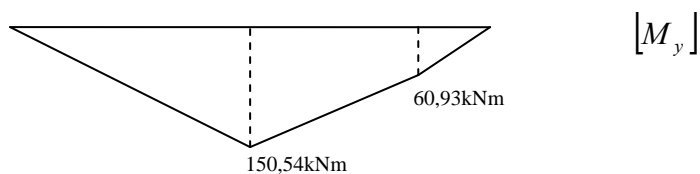
Σχήμα 6.15 : Μέγιστη ροπή κάμψης κατά τον άξονα z-συνδυασμός 5

Ροπές περί τον ισχυρό άξονα y

Η αντίστοιχη ροπή κατά τον ισχυρό άξονα αδρανείας προκύπτει για τα φορτία $Q_{r,max}$ όπως φαίνονται στο σχήμα 6.16



Σχήμα 6.16 : Φορτία κατά τον άξονα z- συνδυασμός 5



Σχήμα 6.17: Διάγραμμα ροπών κατά τον άξονα y- συνδυασμός 5

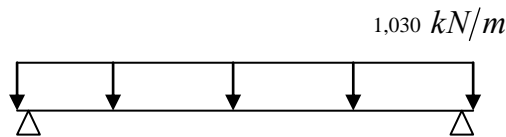
- **Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού λόγω του ίδιου βάρους της δοκού κυλίσεως**

$$\text{Ίδιο βάρος της δοκού κυλίσεως : } g = 105 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1,030 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

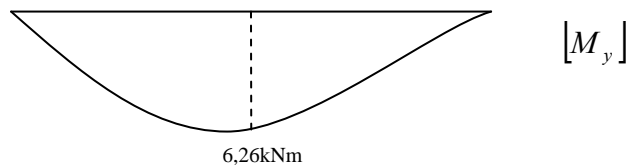
$$M_{gsd} = \frac{1}{8} \times 1,030 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (6,0\text{m})^2 \times 1,35 = 6,26\text{kNm}$$

$$V_{gsd} = \frac{1}{2} \times 1,030 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 6,0\text{m} \times 1,35 = 4,172\text{kN}$$

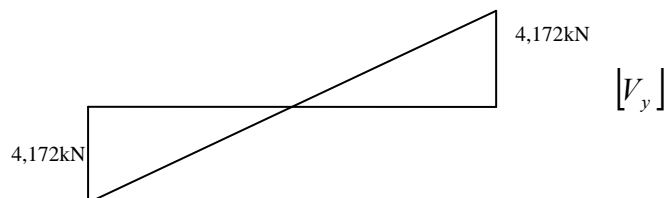
Η φόρτιση παρουσιάζεται στο σχήμα 6.18 και τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών στα σχήματα 6.19 και 6.20



Σχήμα 6.18 : Φορτία λόγω ίδιου βάρους



Σχήμα 6.19 : Διάγραμμα ροπών κάμψης λόγω ίδιου βάρους



Σχήμα 6.20 : Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων λόγω ίδιου βάρους

Έλεγχοι**Έλεγχος κορμού σε διάτμηση**

$$V_{y,Ed} = 56,88kN + 4,172kN = 61,052kN$$

Επιφάνεια διάτμησης : $A_v = 44,95cm^2$

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_M} = \frac{44,95cm^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} \times 1,10} = 837,54kN > V_{y,Ed} = 61,052kN$$

Επειδή $\frac{d}{t_w} = \frac{243mm}{9,5mm} = 25,58 < 69 \times \varepsilon = 69 \times 0,81 = 55,89$ δεν απαιτείται έλεγχος

σε κύρτωση κορμού

Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση

Τα οριζόντια φορτία που προκύπτουν κατά την κίνηση της γερανογέφυρας παραλαμβάνονται μόνο από το άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως. Όπως προκύπτει από τον πίνακα 6.1 δυσμενέστερη φόρτιση, δηλαδή μεγαλύτερη τέμνουσα στη συγκεκριμένη περίπτωση, προκαλείται όταν το φορτίο $H_{S,1T}$ βρίσκεται στο άκρο της δοκού κυλίσεως.

Έτσι έχουμε: $V_{z,Ed} = H_{S,1T} = 20,72kN$

$$A_f = b \times t_f = 30cm \times 1,65cm = 49,5cm^2$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_f \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_M} = \frac{49,5cm^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} \times 1,10} = 922,32kN > V_{z,Ed} = 20,72kN$$

Έλεγχος σε λοξή κάμψη και αξονική δύναμη

Τα εντατικά μεγέθη προκύπτουν από το συνδυασμό 1 καθώς αυτός είναι πιο κρίσιμος για το συγκεκριμένο έλεγχο.

Αμελουμένης της επιρροής των φαινομένων β' τάξης, ο έλεγχος πραγματοποιείται με βάση τη σχέση:

$$\frac{N_{Sd}}{A_f \times f_y} + \frac{M_{\phi,y,Sd}}{W_{pl,y} \times f_y} + \frac{M_{\phi,z,Sd}}{a_T \times W_{el,z} \times f_y} + \frac{\sigma_{\phi,w,Ed}}{a_T \times f_y} \leq 1,0$$

$$\gamma_{M1} \quad \gamma_{M1} \quad \gamma_{M1} \quad \gamma_{M1}$$

Όπου:

$$N_{Sd} = H_L = 4,56kN$$

$$M_{\phi,y,Sd} = 183,34kNm + 6,26kNm = 189,6kNm$$

$$M_{\phi,z,Sd} = 17,24kNm$$

$$A_f = 49,5cm^2$$

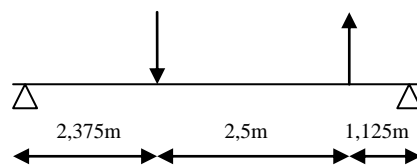
$$a_T = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} = \frac{755,9cm^3}{495,7cm^3} = 1,50 \text{ λαμβάνεται } a_T = 1,25$$

Λόγω συγκεντρωμένων δυνάμεων :

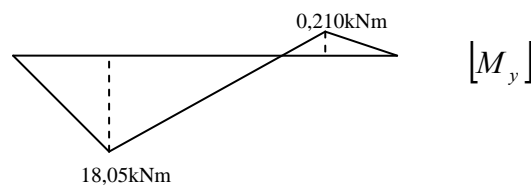
$$H_a = \frac{M_{t\alpha}}{h_i + t_f} = \frac{4,62kNm}{0,297m + 0,0165m} = 14,74kN$$

$$H_\beta = \frac{M_{t\beta}}{h_i + t_f} = \frac{-2,18kNm}{0,297m + 0,0165m} = -6,95kN$$

οι οποίες παρίστανται στο σχήμα 6.21 δημιουργείται καμπτική ροπή άνω πέλματος στη διατομή α όπως φαίνεται στο αντίστοιχο διάγραμμα ροπών του σχήματος 6.22



Σχήμα 6.21 : Ασκούμενες δυνάμεις λόγω στρεπτικών ροπών- συνδυασμός 1



Σχήμα 6.22 : Διάγραμμα καμπτικών ροπών άνω πέλματος λόγω δυνάμεων από στρεπτικές ροπές- συνδυασμός 1

Άρα $M_\alpha = 18,05kNm$

Ελαστική ροπή αντιστάσεως στο άνω πέλμα:

$$W_{e,\pi} = \frac{1}{6} \times t_f \times b^2 = \frac{1}{6} \times 1,65cm \times (30cm)^2 = 247,5cm^3$$

$$\sigma_{w,Ed} = \frac{M_\alpha}{W_{e,\pi}} = \frac{1805kNcm}{247,5cm^3} = 7,29 \frac{kN}{cm^2}$$

Επομένως :

$$\frac{N_{Sd}}{A_f \times f_y} + \frac{M_{\phi,y,Sd}}{W_{pl,y} \times f_y} + \frac{M_{\phi,z,Sd}}{a_T \times W_{el,z} \times f_y} + \frac{\sigma_{\phi,w,Ed}}{a_T \times f_y} =$$

$$\frac{4,56kN}{49,5cm^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}} + \frac{189,6 \times 100kNcm}{1850cm^3 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}} + \frac{17,24 \times 100kNcm}{1,25 \times 495,7cm^3 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}} + \frac{7,29 \frac{kN}{cm^2}}{1,25 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}} = 0,588 < 1$$

Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η δοκό κύλισης θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένη στις θέσεις των στηρίξεών της, δηλαδή ανά αποστάσεις $c=l=6,0m$, καθώς οι θέσεις αυτές είναι θέσεις κύριων φορέων της κατασκευής. Για τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό εξετάζεται το τμήμα g της διατομής της δοκού κυλίσεως το οποίο αποτελείται από το θλιβόμενο πέλμα (δηλαδή το άνω) και το ένα πέμπτο του κορμού. Αρχικά θα εξετασθεί αν η δοκός είναι πλήρως πλευρικά εξασφαλισμένη:

$$I_{z,g} = \frac{1}{12} \times t_f \times b^3 = \frac{1}{12} \times 1,65cm \times (30cm)^3 = 3712,5cm^4$$

$$A_{f,g} = b \times t_f + \frac{1}{5} \times h_i \times t_w = 30cm \times 1,65cm + \frac{1}{5} \times 29,7cm \times 0,95cm = 55,14cm^2$$

$$i_{z,g} = \left(\frac{I_{z,g}}{A_{f,g}} \right)^{0,5} = \left(\frac{3712,5cm^4}{55,14cm^2} \right)^{0,5} = 8,205cm$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1850 \text{ cm}^3 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,10} = 597,05 \text{ kNm}$$

$$c = 600 \text{ cm} > 0,4 \times i_{z,g} \times \lambda_1 \times \left(\frac{M_{pl,y,Rd}}{M_{sd}} \right)^{0,5} = 0,4 \times 8,205 \text{ cm} \times 76,41 \times \left(\frac{597,05 \text{ kNm}}{189,6 \text{ kNm}} \right)^{0,5} = 445 \text{ cm}$$

Αρα η δοκός δε θεωρείται πλήρως πλευρικά εξασφαλισμένη.

Εξετάζεται αν ικανοποιείται το κριτήριο της παραγράφου C.2(3) του EC3/6 :

$$\lambda = \frac{l}{i_{z,g}} = \frac{600 \text{ cm}}{8,205 \text{ cm}} = 73,13$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{73,13}{76,41} = 0,957$$

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\bar{\lambda}_{LT} = \bar{\lambda} = 0,957$$

$$\frac{h}{b} = \frac{330 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} = 1,1 \leq 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,957 - 0,2) + 0,957^2 \right] = 1,037$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,037 + \sqrt{1,037^2 - 0,957^2}} = 0,696 < 1,00$$

$$N_{f,sd} = \frac{M_{sd}}{h_i + t_f} = \frac{189,6 \text{ kNm}}{0,297 \text{ m} + 0,165 \text{ m}} = 410,39 \text{ kN}$$

$$N_{f,sd} = 410,39 \text{ kN} \leq \frac{\chi \times A_{f,g} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,696 \times 55,14 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,10} = 1238,54 \text{ kN}$$

Αρα η δοκός θεωρείται επαρκής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

6.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Ο Ευρωκώδικας 3-μέρος 6 περιέχει πίνακες στους οποίους καλύπτονται οι απαιτήσεις λειτουργικότητας και στους οποίους καθορίζονται τα μέγιστα αποδεκτά όρια των παραμορφώσεων. Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας όλα τα φορτία πολλαπλασιάζονται με επί μέρους συντελεστές ασφαλείας $\gamma=1,0$.

Παραμόρφωση υπό τα κατακόρυφα φορτία

α) Παραμόρφωση λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων .

Το βέλος κάμψεως γίνεται μέγιστο για συμμετρική θέση των δύο φορτίων ως προς το μέσον της δοκού υπό την προϋπόθεση $a < 0,65 \times l$, όπου a είναι η απόσταση των δύο φορτίων μεταξύ τους. Διαφορετικά μέγιστο βέλος αναπτύσσεται όταν το ένα από τα δύο φορτία ασκηθεί στο μέσον του ανοίγματος.

Έτσι στη δοκό κύκλισης της παρούσας μελέτης:

$a = 2,5m < 0,65 \times l = 0,65 \times 6,0m = 3,9m$ και άρα θεωρούμε το βέλος για συμμετρική θέση των δύο φορτίων ως προς το μέσον της δοκού το οποίο προκύπτει από τον τύπο:

$$\delta_{1z} = \frac{P \times c}{24 \times E \times I_y} \times (3 \times l^2 - 4 \times c^2)$$

Όπου

P : είναι το μέγιστο φορτίο λειτουργίας $Q_{r,max}$ που προκύπτει για τη φόρτιση 1

c : είναι η απόσταση κάθε φορτίου από το αντίστοιχο άκρο της δοκού

l : είναι το μήκος της δοκού

Έτσι υπολογίζεται:

$$\delta_{1z} = \frac{P \times c}{24 \times E \times I_y} \times (3 \times l^2 - 4 \times c^2) = \frac{72,23kN \times 175cm}{24 \times 21000 \frac{kN}{cm^2} \times 27690cm^4} \times [3 \times (600cm)^2 - 4 \times (175cm)^2]$$

$$\Rightarrow \delta_{1z} = 0,867cm$$

β) Παραμόρφωση λόγω του ίδιου βάρους της δοκού κυλίσεως

$$\delta_{2z} = \frac{5 \times g \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0,01030 \frac{kN}{cm} \times (600cm)^4}{384 \times 21000 \frac{kN}{cm^2} \times 27690cm^4} = 0,030cm$$

γ) Συνολική παραμόρφωση

$$\delta_z = \delta_{1z} + \delta_{2z} = 0,867cm + 0,030cm = 0,897cm$$

Σύμφωνα με τον πίνακα 7.1 EC3-Μέρος 6 στον οποίο δίνονται οι οριακές τιμές των κατακόρυφων παραμορφώσεων πρέπει να ικανοποιούνται τα εξής όρια :

$$\delta_z \leq \frac{L}{600} = \frac{600cm}{600} = 1cm$$

και

$$\delta_z \leq 25mm = 2,5cm$$

Όπως προέκυψε:

$$\delta_z = 0,897cm \leq \frac{L}{600} = \frac{600cm}{600} = 1cm$$

$$\text{και } \delta_z = 0,897cm \leq 25mm = 2,5cm$$

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται

Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία

Μεγαλύτερο βέλος κατά την οριζόντια διεύθυνση της δοκού δημιουργείται όταν το φορτίο $H_s = 15,35kN$, το οποίο είναι το μέγιστο από τα πλευρικά φορτία που ασκούνται στη δοκό κυλίσεως στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, ασκείται στο μέσο της δοκού. Το φορτίο αυτό θα παραληφθεί από το άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως.

Η παραμόρφωση κατά την οριζόντια διεύθυνση είναι η εξής:

$$\delta_y = \frac{P \times l^3}{48 \times E \times I_z} = \frac{15,35kN \times (600cm)^3}{48 \times 21000 \frac{kN}{cm^2} \times 3712,5cm^4} = 0,886cm$$

Όπου :

$$I_{z,g} = \frac{1}{12} \times t_f \times b^3 = \frac{1}{12} \times 1,65cm \times (30cm)^3 = 3712,5cm^4$$

$$P = H_s = 15,35 \text{ kN}$$

l : το μήκος της δοκού

Όπως προκύπτει από τον πίνακα 7.2., EC3-Μέρος 6 η μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση δ_y της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην

ανώτερη στάθμη της τροχιάς είναι $\delta_y \leq \frac{L}{600}$

Επειδή:

$$\delta_y = 0,886 \text{ cm} \leq \frac{L}{600} = \frac{600 \text{ cm}}{600} = 1 \text{ cm} \quad \text{ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

Δυνατότητα ταλάντωσης του κάτω πέλματος

Ροπή αδράνειας του κάτω πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής:

$$I_z = \frac{1}{12} \times t_f \times b^3 = \frac{1}{12} \times 1,65 \text{ cm} \times (30 \text{ cm})^3 = 3712,5 \text{ cm}^4$$

Εμβαδό κάτω πέλματος:

$$A_f = b \times t_f = 30 \text{ cm} \times 1,65 \text{ cm} = 49,5 \text{ cm}^2$$

Αντίστοιχη ακτίνα αδρανείας:

$$i_z = \left[\frac{I_z}{A_f} \right]^{0,5} = \left[\frac{3712,5 \text{ cm}^4}{49,5 \text{ cm}^2} \right]^{0,5} = 8,66 \text{ cm}$$

Λυγηρότητα κάτω πέλματος:

$$\lambda = \frac{L}{i_z} = \frac{600 \text{ cm}}{8,66 \text{ cm}} = 69,28 < 250 \rightarrow \text{Δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω}$$

πέλματος

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών έτσι ώστε να εκμεταλλευόμαστε στο έπακρο την αντοχή και πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται με τέτοιο τρόπο ώστε η κατασκευή και η ανέγερση των μεταλλικών κατασκευών να είναι όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Οι συνδέσεις δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσων υψηλής εξιδίκευσης ενώ θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις διακρίνονται σε :

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα : κοχλίες, ήλοι, πείροι κ.τ.λ.
- Συγκολλήσεις : εσωραφές και εξωραφές

Τα διάφορα μέσα συνδέσεων μπορούν να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα είτε σε συνδυασμό. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίες ή ήλους είναι συνήθως πολύ μεγάλες και δαπανηρές και γι'αυτό το λόγο οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με μερική συγκόλληση και κοχλίωση είναι πιο διαδομένες.

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων αλλά και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, τη δυσκαμψία και τη στροφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως πλήρους ή μερικής αντοχής, αν η ροπή τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι. Οι αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, οι

άκαμπτοι ως πακτώσεις και οι ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Οι τυπικές κατηγορίες συνδέσεων που συναντώνται σε ένα μεταλλικό κτίριο φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα :

| A. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα | |
|--|---|
| A.1 Συγκολλητές | Η δοκός συγκολλάται στο πέλμα του υποστυλώματος. |
| A.2 Κοχλιωτές | Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος. |
| B. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα & δοκού σε δοκό | |
| B.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού | Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού. |
| B.2 Μέσω μετωπικής πλάκας | Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέλμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού. |
| Γ. Συνέχεια μελών | |
| Γ.1 Ημιάκαμπτη/μετωπική | Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους. |
| Γ.2 Αρθρωτή/Αρμοκαλύματα | Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού. |
| Γ.3 Ροπή/Αρμοκαλύματα | Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων. |
| Δ. Κόμβος δικτυώματος | |
| Δ.1 Συγκολλητός/Γωνιακών | Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβοέλασμα. |
| Δ.2 Κοχλιωτός/Γωνιακών | Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβοέλασμα. |
| Δ.3 Συγκολλητός/Κοιλοδοκών | Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών. |
| Ε. Έδραση υποστυλώματος | |
| E.1 Αρθρωτή/Γωνιακού | Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυρίων. |
| E.2 Πάκτωση | Έδραση διατομών τύπου I ή H. |
| E.3 Άρθρωση | Έδραση διατομών τύπου I ή H. |
| E.4 Άρθρωση μέσω γωνιακών | Έδραση διατομών τύπου I ή H μέσω γωνιακών. |

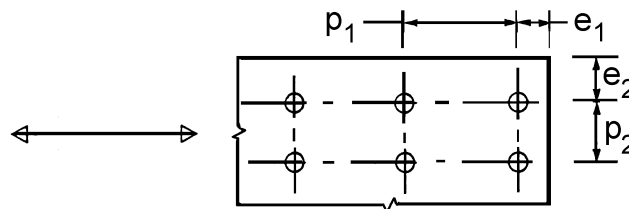
Πίνακας 7.1 : Κατηγορίες συνδέσεων

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 1.8 οι αποστάσεις των κοχλιών μεταξύ τους αλλά και από τα άκρα πρέπει να βρίσκονται μέσα σε επιτρεπτά όρια τα οποία δίνονται στον ακόλουθο πίνακα :

| Αποστάσεις και κενά | Ελάχιστο | Μέγιστο | |
|---------------------|----------|---|--|
| | | Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες | Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες |
| e_1 | $1,2d_0$ | $4t + 40 \text{ mm}$ | |
| e_2 | $1,2d_0$ | $4t + 40 \text{ mm}$ | |
| p_1 | $2,2d_0$ | $\text{Min}(14t, 200\text{mm})$ | $\text{Min}(14t, 200\text{mm})$ |
| p_2 | $2,4d_0$ | $\text{Min}(14t, 200\text{mm})$ | $\text{Min}(14t, 200\text{mm})$ |

Πίνακας 7.2 : Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μέσων συνδέσεως

Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιήθηκαν στον Πίνακα 4.2 φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα :



Σχήμα 7.1 : Συμβολισμοί για τις αποστάσεις μέσων σύνδεσης

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των κοχλιών μεταβάλλονται ανάλογα με την ποιότητα τους όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα :

| Ποιότητα κοχλία | 4.6 | 5.6 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|-------------------------------|-----|-----|-----|-----|------|
| f_{yb} (N/mm ²) | 240 | 300 | 480 | 640 | 900 |
| f_{ub} (N/mm ²) | 400 | 500 | 600 | 800 | 1000 |

Πίνακας 7.3 : Ποιότητες και μηχανικά χαρακτηριστικά κοχλιών

7.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Παρατίθεται ενδεικτικός έλεγχος σύνδεσης κύριας δοκού ζυγώματος διατομής IPE 300 με το υποστύλωμα διατομής HEB280 του κτιρίου με τους μεσαίους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας. Πρόκειται για ένα γωνιακό κόμβο στον οποίο η δοκός ζυγώματος συγκολλάται σε μετωπική πλάκα διαστάσεων $700mm \times 220mm \times 30mm$ ενώ η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος. Παρόμοια διαδικασία ακολουθείται σε αντίστοιχες συνδέσεις των υπόλοιπων κτιρίων. Ο συνδυασμός φορτίσεως για τον οποίο προκύπτουν τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των συνδεόμενων μελών στην περιοχή του κόμβου και με βάση τα οποία θα πραγματοποιηθεί ο έλεγχος της σύνδεσης είναι ο COMB36 :1,35G+1,50ΔT₊ .

Γεωμετρία συνδεόμενων μελών

Υποστύλωμα

$$h_c = 280mm$$

$$b_{fc} = 280mm$$

$$d_c = 196mm$$

$$t_{wc} = 10,5mm$$

$$t_{fc} = 18,0mm$$

$$A_c = 131,40cm^2$$

$$r_c = 24mm$$

$$w_{pl,y} = 1534cm^3$$

$$A_{fc} = 41,09cm^2$$

$$f_{yb} = 355MPa$$

$$f_{ub} = 510MPa$$

Κύρια δοκός

$$h_b = 300mm$$

$$b_{fb} = 150mm$$

$$d_b = 248,6mm$$

$$t_{wb} = 7,1mm$$

$$t_{fb} = 10,7mm$$

$$A_b = 53,81cm^2$$

$$r_b = 15mm$$

$$w_{pl,y} = 628,4cm^3$$

Γεωμετρία κοχλιών

Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες M24 με τα εξής χαρακτηριστικά :

$$\text{Διάμετρος : } d = 24,00\text{mm}$$

$$\text{Διάμετρος οπής : } d_o = d + a = 24,00 + 2,00 = 26,00\text{mm}$$

$$\text{Εμβαδό κοχλία : } A = 4,52\text{cm}^2$$

$$\text{Εμβαδόν σπειρώματος : } A_s = 3,53\text{cm}^2$$

Ποιότητα κοχλία : 10.9

$$f_{yb} = 900\text{MPa}$$

$$f_{ub} = 1000\text{MPa}$$

Γεωμετρία μετωπικής πλάκας

$$\text{Ύψος : } h_p = 700\text{mm}$$

$$\text{Πλάτος : } b_p = 220\text{mm}$$

$$\text{Πάχος : } t_p = 30\text{mm}$$

Ποιότητα : S355

$$f_{yb} = 355\text{MPa}$$

$$f_{ub} = 510\text{MPa}$$

$$\text{Πάχος συγκόλλησης στον κορμό : } a_w = 3,00\text{mm}$$

$$\text{Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα : } a_f = 6,00\text{mm}$$

Γεωμετρία ενίσχυσης κόμβου

$$\text{ύψος : } h = 220\text{mm}$$

$$\text{πλάτος πέλματος : } b_f = 150\text{mm}$$

$$\text{πάχος πέλματος : } t_f = 10,7\text{mm}$$

$$\text{πάχος κορμού : } t_w = 7,1\text{mm}$$

$$\text{μήκος : } l_h = 1500\text{mm}$$

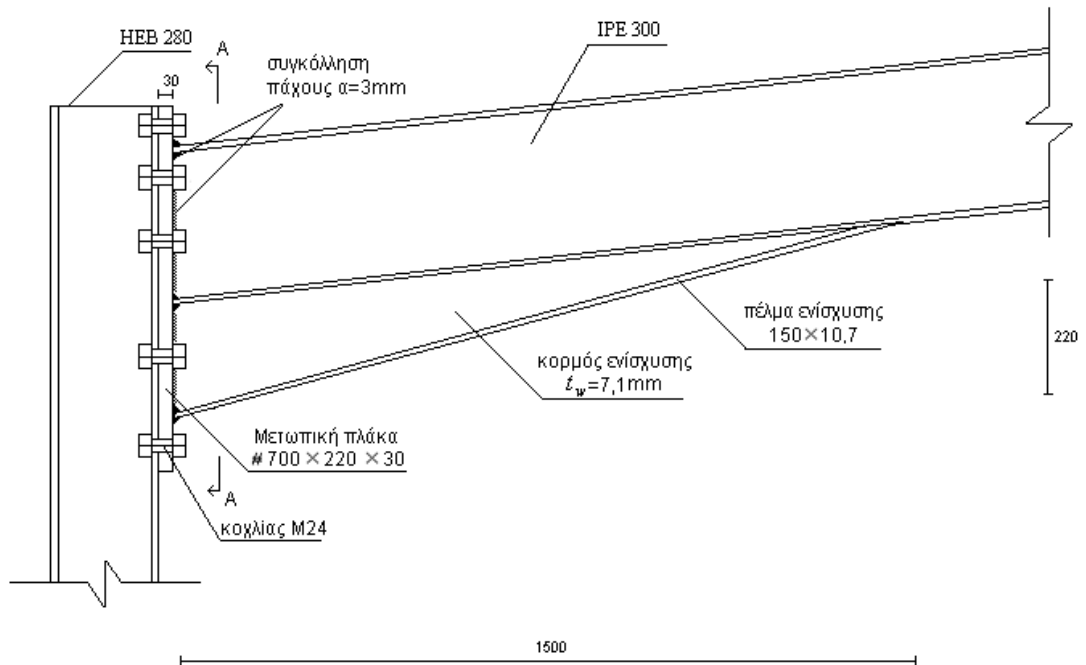
$$\text{γωνία : } \alpha_h = 14,13 \text{ deg}$$

$$f_{yb} = 355\text{MPa}$$

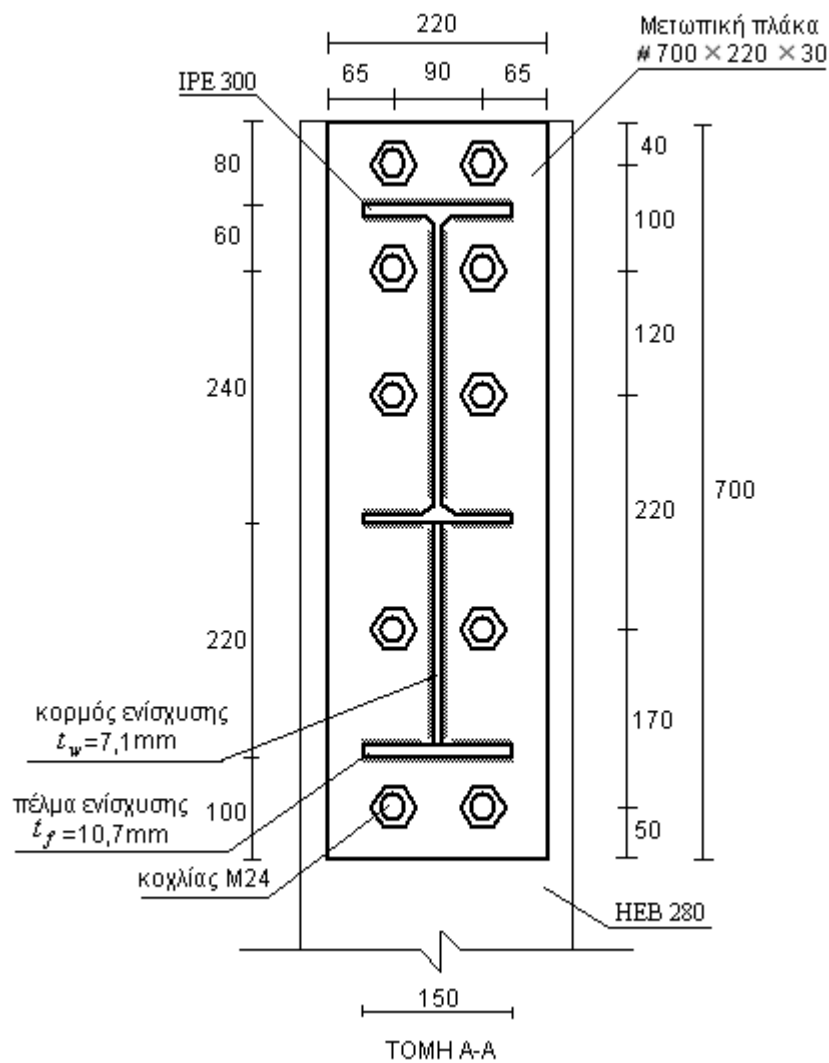
$$f_{ub} = 510\text{MPa}$$

Τοποθέτηση κοχλιών

Οι αποστάσεις των κοχλιών της σύνδεσης κόμβου παρουσιάζονται στο σχήμα 7.2



Σχήμα 7.2 Όψη σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος



Σχήμα 7.3 Λεπτομέρεια κοχλιωτής σύνδεσης κόμβου δοκού-υποστυλώματος (Διαστάσεις σε mm)

Έλεγχος ελάχιστων αποστάσεων

$$e_{1\min} = 1,2 \times d_o = 1,2 \times 26,0\text{mm} = 31,2\text{mm} < \min e_1 = 40,0\text{mm}$$

$$e_{2\min} = 1,2 \times d_o = 1,2 \times 26,0\text{mm} = 31,2\text{mm} < e_2 = 65,0\text{mm}$$

$$p_{1\min} = 2,2 \times d_o = 2,2 \times 26,0\text{mm} = 57,2\text{mm} < \min p_1 = 100,0\text{mm}$$

$$p_{2\min} = 2,4 \times d_o = 2,4 \times 26,0\text{mm} = 62,4\text{mm} < p_2 = 90,0\text{mm}$$

Έλεγχος μέγιστων αποστάσεων

$$e_{1\max} = 4 \times t + 40 = 4 \times 18,0 + 40 = 112,0\text{mm} > \max e_1 = 50,0\text{mm}$$

$$e_{2\max} = 4 \times t + 40 = 4 \times 18,0 + 40 = 112,0\text{mm} > e_2 = 65,0\text{mm}$$

$$p_{1\max} = \min(14 \times t, 200\text{mm}) = \min(14 \times 18,0\text{mm}, 200\text{mm}) = 200,0\text{mm} > \max p_1 = 220,0\text{mm}$$

$$p_{2\max} = \min(14 \times t, 200\text{mm}) = \min(14 \times 18,0\text{mm}, 200\text{mm}) = 200,0\text{mm} > p_2 = 90,0\text{mm}$$

Έλεγχοι1) Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

Η λυγρότητα του κορμού του υποστυλώματος ικανοποιεί τον περιορισμό :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{196\text{mm}}{10,5\text{mm}} = 18,67 < 69 \times \varepsilon = 69 \times 0,81 = 55,89$$

$$\text{όπου } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81$$

Άρα η αντοχή σε διάτμηση ισούται με :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \times f_{y,wc} \times A_{vc}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{0,9 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 41,09\text{cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,0} = 757,96\text{kN}$$

2) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \times \sqrt{2} \times a_p + 5 \times (t_{fc} + s) + s_p \Rightarrow$$

$$\Rightarrow b_{eff,c,wc} = 10,7\text{mm} + 2 \times \sqrt{2} \times 6,0\text{mm} + 5 \times (18,0\text{mm} + 24,0\text{mm}) + 60,0\text{mm} = 297,7\text{mm}$$

$$\text{όπου } : s_p = 2 \times t_p = 2 \times 30,0\text{mm} = 60,0\text{mm}$$

$$\beta = 1$$

$$\omega = \omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{b_{eff,c,wc} \times t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{29,77cm \times 1,05cm}{41,09cm^2} \right)^2}} = 0,755$$

$$k_{wc} = 1,0$$

Άρα η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη ισούται με :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \times k_{wc} \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,755 \times 1,0 \times 297,7mm \times 10,5mm \times 355 \frac{N}{mm^2}}{1,0} = 837,81kN$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \times d_{wc} \times f_{y,wc}}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{297,7mm \times 196mm \times 355 \frac{N}{mm^2}}{210000 \frac{N}{mm^2} \times (10,5mm)^2}} = 0,882 > 0,72$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{0,882 - 0,2}{0,882^2} = 0,877$$

Πρέπει

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \times k_{wc} \times \rho \times b_{eff,c,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,755 \times 1,0 \times 0,877 \times 297,7mm \times 10,5mm \times 355 \frac{N}{mm^2}}{1,0} = 734,76kN$$

$$\text{Άρα } F_{c,wc,Rd} = 734,76kN$$

3) Πέλημα και κορμός δοκού σε θλίψη

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,b+e}}{\gamma_{M0}} = \frac{(W_{pl,y,b} + W_{pl,e}) \times f_y}{\gamma_{M0}} = 261,20kNm$$

Άρα η αντοχή του πέλεματος και του κορμού της δοκού σε θλίψη ισούται με :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}} = \frac{25582kNcm}{52cm - 1,07cm} = 502,30kN$$

4) Πέλημα υποστυλώματος σε κάμψη

Από το σχήμα της σύνδεσης έχουμε :

$$e_1 = 40mm \text{ (κατακόρυφη απόσταση κοχλιά από το άνω άκρο της μετωπικής πλάκας)}$$

$$e = 65mm \text{ (οριζόντια απόσταση κοχλιά από το άκρο της πλάκας)}$$

$$e_{\min} = e = 65mm$$

$$p = 100mm$$

$$w = 90mm$$

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0,8 \times r_c = \frac{90mm - 10,5mm}{2} - 0,8 \times 24mm = 20,6mm$$

(οριζόντια απόσταση κοχλιά από τον κορμό του υποστυλώματος)

- Πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min(2 \times \pi \times m, \pi \times m + 2 \times e_1) = \min(2 \times \pi \times 20,6mm, \pi \times 20,6mm + 2 \times 40mm) = 129,4mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

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

$$\Rightarrow l_{eff,nc} = \min(4 \times 20,6mm + 1,25 \times 65mm; 2 \times 20,61mm + 0,625 \times 65mm + 40mm) = 121,8mm$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 121,8mm \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} = 121,8 \leq l_{eff,cp} = 129,4mm$$

$$\text{Άρα } l_{eff,1} = 121,8mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{12,18cm \times (1,8cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 350,24kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 350,24kNcm}{2,06cm} = 680,07kN$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 121,8mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{12,18cm \times (1,8cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 350,24kNcm$$

Η αντοχή του ενός κοχλία σε εφελκυσμό δίνεται ως εξής :

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \times 3,53cm^2 \times 100 \frac{kN}{cm^2}}{1,25} = 254,16kN$$

$$n = \min(e_{\min}; 1,25 \times m) = \min(65mm; 1,25 \times 20,6mm) = 25,7mm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 350,24kNcm + 2,57cm \times (2 \times 254,16kN)}{2,06cm + 2,57cm} = 433,45kN$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 254,16kN = 508,32kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min(680,07kN, 433,45kN, 508,32kN) = 433,45kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών (εσωτερική σειρά)

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2 \times \pi \times m = 2 \times \pi \times 20,6mm = 129,4mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = 4 \times m + 1,25 \times e = 4 \times 20,6mm + 1,25 \times 65mm = 163,7mm$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 163,7mm \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 129,4mm$$

$$\text{Άρα } l_{eff,1} = 129,4mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{12,94cm \times (1,8cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 372,09kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 372,09kNcm}{2,06cm} = 722,50kN$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 163,7mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{16,37cm \times (1,8cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 470,72kNcm$$

$$n = \min(e_{\min}; 1,25 \times m) = \min(65mm; 1,25 \times 20,6mm) = 25,7mm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 470,72kNcm + 2,57cm \times (2 \times 254,16kN)}{2,06cm + 2,57cm} = 485,49kN$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 254,16kN = 508,32kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(722,50kN, 485,49kN, 508,32kN) = 485,49kN$$

- Τρίτη /τέταρτη σειρά κοχλιών

Οι σειρές αυτές έχουν ακριβώς τα ίδια χαρακτηριστικά με τη δεύτερη σειρά κοχλιών. Άρα :

$$F_{T,Rd} = 485,49kN$$

- Πέμπτη σειρά κοχλιών

Η σειρά αυτή θεωρείται ότι δεν εφελκύεται επειδή βρίσκεται πολύ κοντά στο θλιβόμενο πέλμα .Πρακτικά η δύναμη που παραλαμβάνει είναι πολύ μικρή και γι'αυτό δε θα υπολογισθεί η αντοχή της.

- Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

Ενεργό μήκος (για ομάδα κοχλιών)

Ακραία-Πρώτη σειρά κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \min(\pi \times m + p; 2 \times e_1 + p) = \min(\pi \times 20,6mm + 100mm, 2 \times 40mm + 100mm) = 164,7mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min(2 \times m + 0,625e + 0,5p, e_1 + 0,5 \times p) \Rightarrow \\ \Rightarrow l_{eff,nc} = \min(2 \times 20,6mm + 0,625 \times 65mm + 0,5 \times 100mm, 40mm + 0,5 \times 100mm) = 90,0mm$$

Εσωτερική-Δεύτερη σειρά κοχλιώνΚυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2 \times p = 2 \times 100 = 200,0mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = p = 100,0mm$$

Μηχανισμός 1

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} = 90,0mm + 100,0mm = 190,0mm$$

$$< \sum l_{eff,cp} = 164,7mm + 200,0mm = 364,7mm$$

$$\text{Άρα } \sum l_{eff,1} = 190,0mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{19,0cm \times (1,8cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 546,35kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 546,35kNcm}{2,06cm} = 1060,96kN$$

Μηχανισμός 2

$$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc} = 190,0mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{19,0cm \times (1,8cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 546,35kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = 2,06 \frac{2 \times 546,35kNcm + 2,57cm \times (4 \times 254,16kN)}{2,06cm + 2,57cm} = 800,32kN$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \times 254,16kN = 1016,64kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = (1060,96kN, 800,32kN, 1016,64kN) = 800,32kN$$

- Δεύτερη και τρίτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

Εσωτερική-Δεύτερη/ τρίτη σειρά κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2 \times p = 2 \times 120 = 240,0mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = p = 120,0mm$$

Μηχανισμός 1

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} = 120,0mm + 120,0mm = 240,0mm$$

$$< \sum l_{eff,cp} = 240,0mm + 240,0mm = 480,0mm$$

$$\text{Άρα } \sum l_{eff,1} = 240,0mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{24,0cm \times (1,8cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 690,12kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 690,12kNcm}{2,06cm} = 1340,04kN$$

Μηχανισμός 2

$$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc} = 240,0mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{24,0cm \times (1,8cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 690,12kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 690,12kNcm + 2,57cm \times (4 \times 254,16kN)}{2,06cm + 2,57cm} = 862,42kN$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \times 254,16kN = 1016,64kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = (1340,04kN, 862,42kN, 1016,64kN) = 862,42kN$$

Παρόμοια διαδικασία ακολουθείται και στις υπόλοιπες ομάδες κοχλιών οι οποίες εξετάζονται και τα αποτελέσματα των υπολογισμών δίνονται παρακάτω:

- Πρώτη ,δεύτερη και τρίτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$\sum l_{eff,1} = 310,0mm$$

$$\sum l_{eff,2} = 310,0mm$$

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = 891,41kNcm$$

$$F_{T,1,Rd} = 1730,88kN$$

$$F_{T,2,Rd} = 1231,53kN$$

$$F_{T,3,Rd} = 1524,96kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = (1730,88kN, 1231,53kN, 1524,96kN) = 1231,53kN$$

- Τρίτη και τέταρτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$\sum l_{eff,1} = 440,0mm$$

$$\sum l_{eff,2} = 440,0mm$$

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = 1265,22kNcm$$

$$F_{T,1,Rd} = 2456,7kN$$

$$F_{T,2,Rd} = 1110,84kN$$

$$F_{T,3,Rd} = 1016,64kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = (2456,7kN, 1110,84kN, 1016,64kN) = 1016,64kN$$

- Δεύτερη , τρίτη και τέταρτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$\sum l_{eff,1} = 540,0mm$$

$$\sum l_{eff,2} = 540,0mm$$

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = 1552,77kNcm$$

$$F_{T,1,Rd} = 3015,09kN$$

$$F_{T,2,Rd} = 1517,21kN$$

$$F_{T,3,Rd} = 1524,96kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = (3015,09kN, 1517,21kN, 1524,96kN) = 1517,21kN$$

- Πρώτη , δεύτερη , τρίτη και τέταρτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$\sum l_{eff,1} = 630,0mm$$

$$\sum l_{eff,2} = 630,0mm$$

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = 1811,57kNcm$$

$$F_{T,1,Rd} = 3500,62kN$$

$$F_{T,2,Rd} = 1911,16kN$$

$$F_{T,3,Rd} = 2033,28kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = (3500,62kN, 1911,16kN, 2033,28kN) = 1911,16kN$$

5) Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Από το σχήμα της σύνδεσης έχουμε :

$$e = 65mm \text{ (οριζόντια απόσταση κοχλία από το άκρο της πλάκας)}$$

$$w = 90,0mm \text{ (οριζόντια απόσταση κοχλιών)}$$

$$b_p = 220mm \text{ (πλάτος μετωπικής πλάκας)}$$

- Πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά)

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού)

$$e_x = 40mm \text{ (κατακόρυφη απόσταση κοχλία από το άνω άκρο της πλάκας)}$$

$$m_x = 40mm - 0,8 \times 3mm \times \sqrt{2} = 36,6mm \text{ (κατακόρυφη απόσταση κοχλία - άνω πέλματος δοκού)}$$

$$e_{\min} = e_x = 40mm$$

$$e = e_x = 40mm$$

$$n = \min(e_x; 1,25 \times m_x) = \min(40mm; 1,25 \times 36,6mm) = 40,0mm$$

Κυκλικές μορφές αστοχίας

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

$$l_{eff,cp} = \min(2 \times \pi \times 36,6mm, \pi \times 36,6mm + 90mm, \pi \times 36,6mm + 2 \times 65mm) = 205,0mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min(4 \times m_x + 1,25 \times e_x; e + 2 \times m_x + 0,625 \times e_x; 0,5 \times b_p; 0,5 \times w + 2 \times m_x + 0,625 \times e_x) =$$

$$= \min(4 \times 36,6mm + 1,25 \times 40,0mm, 65,0mm + 2 \times 36,6mm + 0,625 \times 40,0mm, 0,5 \times 220mm,$$

$$0,5 \times 90,0mm + 2 \times 36,6mm + 0,625 \times 40,0mm) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow l_{eff,nc} = 110,0mm$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 110,0mm \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 205,0mm$$

$$\text{Άρα } l_{eff,1} = 110,0mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 798,75kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = 872,81kN$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 110,0mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 798,75kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = 473,96kN$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 508,32kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = (872,81kN, 473,96kN, 508,32kN) = 473,96kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών (πρώτη σειρά κάτω από εφελκυσμένο πέλμα δοκού)

$$e = 65mm$$

$$m = 38,1mm$$

$$m_2 = 140,0mm - 80,0mm - 10,7mm - 0,8 \times 3,0mm \times \sqrt{2} = 45,9mm$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{m}{m+e} = \frac{38,1mm}{38,1mm+65mm} = 0,369 \\ \lambda_2 &= \frac{m_2}{m_2+e} = \frac{45,9mm}{45,9mm+65mm} = 0,445 \end{aligned} \right\} a = 6,683$$

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2 \times \pi \times m = 2 \times \pi \times 38,1mm = 239,1mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = a \times m = 6,683 \times 38,1mm = 254,3mm$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 254,3mm \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 239,1mm$$

$$\text{Άρα } \underline{l_{eff,1} = 239,1mm}$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 1736,28kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = 1824,98kN$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 254,3mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 1846,72kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = 713,75kN$$

$$\text{Όπου : } n = \min(e_{\min}, 1,25 \times m) = \min(65,0mm, 1,25 \times 38,1mm) = 47,6mm$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 508,32kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(1824,98kN, 713,75kN, 508,32kN) = 508,32kN$$

Παρόμοια διαδικασία ακολουθείται και στις υπόλοιπες σειρές κοχλιών οι οποίες εξετάζονται και τα αποτελέσματα των υπολογισμών δίνονται παρακάτω:

- Τρίτη σειρά κοχλιών

$$l_{eff,1} = 233,5mm$$

$$l_{eff,2} = 233,5mm$$

$$M_{pl,1,Rd} = 1695,34kNcm$$

$$M_{pl,2,Rd} = 1695,34kNcm$$

$$F_{T,1,Rd} = 1781,94kN$$

$$F_{T,2,Rd} = 678,39kN$$

$$F_{T,3,Rd} = 508,32kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(1781,94kN, 678,39kN, 508,32kN) = 508,32kN$$

- Τέταρτη σειρά κοχλιών

$$l_{eff,1} = 239,0mm$$

$$l_{eff,2} = 239,0mm$$

$$M_{pl,1,Rd} = 1735,40kNcm$$

$$M_{pl,2,Rd} = 1735,40kNcm$$

$$F_{T,1,Rd} = 1824,05kN$$

$$F_{T,2,Rd} = 687,75kN$$

$$F_{T,3,Rd} = 508,32kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(1824,05kN, 687,75kN, 508,32kN) = 508,32kN$$

- Δεύτερη και τρίτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$\sum l_{eff,1} = 374,3mm$$

$$\sum l_{eff,2} = 374,3mm$$

$$M_{pl,1,Rd} = 2718,09kNcm$$

$$M_{pl,2,Rd} = 2718,09kNcm$$

$$F_{T,1,Rd} = 2856,94kN$$

$$F_{T,2,Rd} = 1199,68kN$$

$$F_{T,3,Rd} = 1016,64kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(2856,94kN, 1199,68kN, 1016,64kN) = 1016,64kN$$

- Τρίτη και τέταρτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$\sum l_{eff,1} = 459,0mm$$

$$\sum l_{eff,2} = 459,0mm$$

$$M_{pl,1,Rd} = 3332,9kNcm$$

$$M_{pl,2,Rd} = 3332,9kNcm$$

$$F_{T,1,Rd} = 3503,16kN$$

$$F_{T,2,Rd} = 1343,28kN$$

$$F_{T,3,Rd} = 1016,64kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(3503,16kN, 1343,28kN, 1016,64kN) = 1016,64kN$$

- Δεύτερη , τρίτη και τέταρτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$\sum l_{eff,1} = 599,8,0mm$$

$$\sum l_{eff,2} = 599,8mm$$

$$M_{pl,1,Rd} = 4355,65kNcm$$

$$M_{pl,2,Rd} = 4355,65kNcm$$

$$F_{T,1,Rd} = 4578,16kN$$

$$F_{T,2,Rd} = 1864,57kN$$

$$F_{T,3,Rd} = 1524,96kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = \min(4578,16kN, 1864,57kN, 1524,96kN) = 1524,96kN$$

6) Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

- Δεύτερη σειρά κοχλιών

$$b_{eff,t,wb} = 239,1mm$$

$$t_{wb} = 7,1mm$$

$$f_{y,wb} = 35,5 \frac{kN}{cm^2}$$

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \times t_{wb} \times f_{y,wb}}{\gamma_{M0}} = 547,89kN$$

Παρόμοια υπολογίζεται η εφελκυστική δύναμη των σειρών κοχλιών για κορμό δοκού υπό εφελκυσμό και για τις υπόλοιπες σειρές κοχλιών και τα αποτελέσματα δίνονται παρακάτω:

- Τρίτη σειρά κοχλιών

$$b_{eff,t,wb} = 233,5mm$$

$$F_{t,wb,Rd} = 534,97kN$$

- Τέταρτη σειρά κοχλιών

$$b_{eff,t,wb} = 239,0mm$$

$$F_{t,wb,Rd} = 547,62kN$$

- Δεύτερη και τρίτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$b_{eff,t,wb} = 374,3mm$$

$$F_{t,wb,Rd} = 857,71kN$$

- Τρίτη και τέταρτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$b_{eff,t,wb} = 459,0mm$$

$$F_{t,wb,Rd} = 1051,72kN$$

- Δεύτερη , τρίτη και τέταρτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$b_{eff,t,wb} = 599,8mm$$

$$F_{t,wb,Rd} = 1374,45kN$$

6) Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

- Πρώτη σειρά κοχλιών

$$b_{eff,t,wc} = 121,8mm$$

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{b_{eff,t,wc} \times t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = 0,942$$

Άρα η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη ισούται με :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \times b_{eff,t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = 427,87kN$$

- Δεύτερη/ τρίτη/ τέταρτη σειρά κοχλιών

$$b_{eff,t,wc} = 129,4mm$$

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{b_{eff,t,wc} \times t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = 0,936$$

Άρα η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη ισούται με :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \times b_{eff,t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = 451,47kN$$

- Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$b_{eff,t,wc} = 190,0mm$$

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{b_{eff,t,wc} \times t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} = 0,874$$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \times b_{eff,t,wc} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = 618,99kN$$

Με την ίδια διαδικασία υπολογίζονται και στις υπόλοιπες ομάδες κοχλιών τα παρακάτω:

- Δεύτερη και τρίτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$b_{eff,t,wc} = 240,0mm$$

$$\omega = 0,820$$

$$F_{t,wc,Rd} = 733,14kN$$

- Πρώτη ,δεύτερη και τρίτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$b_{eff,t,wc} = 310,0mm$$

$$\omega = 0,742$$

$$F_{t,wc,Rd} = 857,53kN$$

- Τρίτη και τέταρτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$b_{eff,t,wc} = 440,0mm$$

$$\omega = 0,615$$

$$F_{t,wc,Rd} = 1008,66kN$$

- Δεύτερη , τρίτη και τέταρτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$b_{eff,t,wc} = 540,0mm$$

$$\omega = 0,536$$

$$F_{t,wc,Rd} = 1079,72kN$$

- Πρώτη, δεύτερη , τρίτη και τέταρτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

$$b_{eff,t,wc} = 630,0mm$$

$$\omega = 0,478$$

$$F_{t,wc,Rd} = 1123,46kN$$

Δυνάμεις κοχλιών

- Πρώτη σειρά κοχλιών

$$F_{t1,Rd} = \frac{V_{wp,Rd}}{\beta} = 757,96kN$$

$$= F_{t1,wc,Rd} = 427,68kN$$

$$= F_{c,wc,Rd} = 734,76kN$$

$$= F_{t1,fc,Rd} = 433,45kN$$

$$= F_{t1,ep,Rd} = 473,96kN$$

$$= F_{c,fb,Rd} = 502,30kN$$

$$\min F_{t1,Rd} = 427,68kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών

$$\begin{aligned}
 F_{t2,Rd} &= \frac{V_{wp,Rd}}{\beta} - F_{t1,Rd} = \frac{757,96kN}{1,0} - 427,68kN = 330,28kN \\
 &= F_{t2,wc,Rd} = 451,47kN \\
 &= F_{c,wc,Rd} - F_{t1,Rd} = 734,76kN - 427,68kN = 307,08kN \\
 &= F_{t2,fc,Rd} = 485,49kN \\
 &= F_{t2,ep,Rd} = 508,32kN \\
 &= F_{t2,wb,Rd} = 547,89kN \\
 &= F_{c,fb,Rd} - F_{t1,Rd} = 502,30kN - 427,68kN = 74,62kN \\
 &= 1,9 \times B_{t,Rd} = 482,90kN \\
 &= F_{t(1+2),wc,Rd} - F_{t1,Rd} = 618,99kN - 427,68kN = 191,31kN \\
 &= F_{t(1+2),fc,Rd} - F_{t1,Rd} = 800,32kN - 427,68kN = 372,64kN
 \end{aligned}$$

$$\min F_{t2,Rd} = 74,62kN$$

- Τρίτη σειρά κοχλιών

$$\begin{aligned}
 F_{t3,Rd} &= \frac{V_{wp,Rd}}{\beta} - F_{t2,Rd} = 330,28kN - 191,31kN = 138,97kN \\
 &= F_{t3,wc,Rd} = 451,47kN \\
 &= F_{c,wc,Rd} - F_{t2,Rd} = 307,08kN - 191,31kN = 115,77kN \\
 &= F_{t3,fc,Rd} = 485,49kN \\
 &= F_{t3,ep,Rd} = 508,32kN \\
 &= F_{t3,wb,Rd} = 534,97kN \\
 &= F_{c,fb,Rd} - F_{t2,Rd} = 74,62kN - 74,62kN = 0,0kN \\
 &= 1,9 \times B_{t,Rd} = 482,90kN \\
 &= F_{t(2+3),wc,Rd} - F_{t2,Rd} = 733,14kN - 191,31kN = 541,83kN \\
 &= F_{t(2+3),fc,Rd} - F_{t2,Rd} = 862,42kN - 191,31kN = 671,11kN \\
 &= F_{t(2+3),ep,Rd} - F_{t2,Rd} = 1016,64kN - 191,31kN = 825,33kN \\
 &= F_{t(2+3),wb,Rd} - F_{t2,Rd} = 857,71kN - 191,31kN = 666,4kN \\
 &= F_{t(1+2+3),wc,Rd} - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd} = 857,53kN - 427,68kN - 191,31kN = 238,54kN \\
 &= F_{t(1+2+3),fc,Rd} - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd} = 1231,53kN - 427,68kN - 191,31kN = 612,54kN
 \end{aligned}$$

$$\underline{\min F_{t3,Rd} = 0,0kN}$$

- Τέταρτη σειρά κοχλιών

$$\begin{aligned}
 F_{t4,Rd} &= \frac{V_{wp,Rd}}{\beta} - F_{t3,Rd} = 138,97kN - 0,0kN = 138,97kN \\
 &= F_{t4,wc,Rd} = 451,47kN \\
 &= F_{c,wc,Rd} - F_{t3,Rd} = 115,77kN - 0,0kN = 115,77kN \\
 &= F_{t4,fc,Rd} = 485,49kN \\
 &= F_{t4,ep,Rd} = 508,32kN \\
 &= F_{t4,wb,Rd} = 547,62kN \\
 &= F_{c,fb,Rd} - F_{t3,Rd} = 0,0kN - 0,0kN = 0,0kN \\
 &= 1,9 \times B_{t,Rd} = 482,90kN \\
 &= F_{t(3+4),wc,Rd} - F_{t3,Rd} = 1008,66kN - 0,0kN = 1008,66kN \\
 &= F_{t(3+4),fc,Rd} - F_{t3,Rd} = 1016,64kN - 0,0kN = 1016,64kN \\
 &= F_{t(3+4),ep,Rd} - F_{t3,Rd} = 1016,64kN - 0,0kN = 1016,64kN \\
 &= F_{t(3+4),wb,Rd} - F_{t3,Rd} = 1051,72kN - 0,0kN = 1051,72kN \\
 &= F_{t(2+3+4),wc,Rd} - F_{t2,Rd} - F_{t3,Rd} = 1079,72kN - 74,62kN - 0,0kN = 1005,1kN \\
 &= F_{t(2+3+4),fc,Rd} - F_{t2,Rd} - F_{t3,Rd} = 1517,24kN - 74,62kN - 0,0kN = 1442,62kN \\
 &= F_{t(2+3+4),ep,Rd} - F_{t2,Rd} - F_{t3,Rd} = 1524,96kN - 74,62kN - 0,0kN = 1450,34kN \\
 &= F_{t(2+3+4),wb,Rd} - F_{t2,Rd} - F_{t3,Rd} = 1374,45kN - 74,62kN - 0,0kN = 1299,83kN \\
 \setminus \\
 &= F_{t(1+2+3+4),wc,Rd} - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd} - F_{t3,Rd} = 1123,46kN - 427,68kN - 74,62kN - 0,0kN = 621,16kN \\
 &= F_{t(1+2+3+4),fc,Rd} - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd} - F_{t3,Rd} = 1911,16kN - 427,68kN - 74,62kN - 0,0kN = 1408,86kN
 \end{aligned}$$

$$\underline{\min F_{t4,Rd} = 0,0kN}$$

Ροπή αντοχής σύνδεσης

Οι αποστάσεις των σειρών κοχλιών από το κέντρο θλίψης (μέσο πέλματος ενίσχυσης) είναι οι εξής :

$$z_1 = 100,0mm + 120,0mm + 220,0mm + 120,0mm - \frac{10,7mm}{2} = 554,7mm$$

$$z_2 = 120,0mm + 220,0mm + 120,0mm - \frac{10,7mm}{2} = 454,7mm$$

$$z_3 = 220,0mm + 120,0mm - \frac{10,7mm}{2} = 334,7mm$$

$$z_3 = 120,0mm - \frac{10,7mm}{2} = 114,7mm$$

Άρα η ροπή αντοχής του κόμβου με βάση την αντοχή της εφελκυσμένης ζώνης ισούται με :

$$M_{j,Rd} = \sum_{r=1}^4 z_r \times F_{tr,Rd} = 427,68kN \times 0,555m + 74,62kN \times 0,455m + 0,0kN \times 0,335m + 0,0kN \times 0,115m \Rightarrow M_{j,Rd} = 271,31kNm$$

$$M_{j,Rd} = 271,31kNm > M_{ed} = 186,40kNm$$

Άρα η σύνδεση αντέχει να παραλάβει την εξωτερική δρώσα ροπή κάμψης στον κόμβο.

$$\sum M_{j,Rd} = M_{j,Rd} = 271,31kNm > M_{b,Rd} = 207,24kNm$$

Η σύνδεση είναι πλήρους αντοχής, επειδή η ροπή αντοχής του κόμβου είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής της δοκού.

Τέμνουσα αντοχής σύνδεσης

Η κοχλίωση που έχει επιλεγεί είναι τύπου A και το σπείρωμα θεωρείται εντός του επιπέδου διάτμησης.

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 100 \frac{kN}{cm^2} \times 3,53cm^2}{1,25} = 169,44kN$$

Η αντοχή των κοχλιών σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται ως εξής :

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7, \frac{1,4 \times p_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \times \frac{65mm}{26mm} - 1,7, \frac{1,4 \times 90mm}{26mm} - 1,7, 2,5 \right\} = 2,5$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{40mm}{3 \times 26mm}, \frac{100mm}{3 \times 26mm} - \frac{1}{4}, \frac{1000MPa}{510MPa}, 1,0 \right\} = 0,51$$

$$d = 24mm$$

$$t = \min(30mm; 18mm) = 18mm$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,51 \times 51 \frac{kN}{cm^2} \times 2,4cm \times 1,8cm}{1,25} = 224,73kN$$

$$\text{Άρα } \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd}) = \min(169,44kN, 224,73kN) = 169,44kN$$

και για μία σειρά κοχλιών (2 κοχλίες) έχουμε :

$$F_{v,Rd} = 2 \times 169,44kN = 338,88kN$$

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

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

- Πρώτη σειρά κοχλιών

$$F_{v,sd} = 338,88kN \times \left(1 - \frac{427,68kN}{1,4 \times 508,32kN} \right) = 135,22kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών

$$F_{v,sd} = 338,88kN \times \left(1 - \frac{74,62kN}{1,4 \times 508,32kN} \right) = 303,35kN$$

- Τρίτη σειρά κοχλιών

$$F_{v,sd} = 338,88kN \times \left(1 - \frac{0,0kN}{1,4 \times 508,32kN} \right) = 338,88kN$$

- Τέταρτη σειρά κοχλιών

$$F_{v,sd} = 338,88kN \times \left(1 - \frac{0,0kN}{1,4 \times 508,32kN} \right) = 338,88kN$$

Άρα η τέμνουσα αντοχής της σύνδεσης ισούται με :

$$V_{Rd} = \sum_{r=1}^4 F_{v,sd} = 135,22kN + 303,35kN + 338,88kN + 338,88kN = 1116,33kN$$

$$\sum V_{Rd} = V_{Rd} = 1116,33kN > V_{Ed} = 54,40kN$$

Άρα η σύνδεση μπορεί να παραλάβει την εξωτερική δρώσα τέμνουσα στον κόμβο

7.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΚΟΡΥΦΑΙΟΥ ΚΟΜΒΟΥ ΠΛΑΙΣΙΟΥ

Θα ελεγχθεί η σύνδεση των δοκών ζυγώματος διατομής ΙΡΕ 300 στην περιοχή του κορφιά του υποστεγού με τους ακραίους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Η σύνδεση υλοποιείται μέσω δύο μετωπικών πλάκων, σε καθεμία εκ των οποίων συγκολλάται η διατομή κάθε δοκού ενώ οι πλάκες συνδέονται μέσω κοχλίωσης. Η διαδικασία που ακολουθείται σε όλα τα κτίρια είναι ίδια και γι' αυτό ο έλεγχος των αντίστοιχων συνδέσεων στα υπόλοιπα παραλείπεται. Ο έλεγχος γίνεται με τα εντατικά μεγέθη του συνδυασμού φορτίσεως $COMB37 \ 1,35G+1,50\Delta T_+ +0,90Q$ καθώς αυτός προέκυψε ως δυσμενέστερος.

Γεωμετρία συνδεόμενων μελών

Κύρια δοκός

$$h_b = 300mm$$

$$b_{fb} = 150mm$$

$$d_b = 248,6mm$$

$$t_{wb} = 7,1mm$$

$$t_{fb} = 10,7mm$$

$$A_b = 53,81cm^2$$

$$r_b = 15mm$$

$$w_{pl,y} = 628,4cm^3$$

Γεωμετρία κοχλιών

Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες Μ20 με τα εξής χαρακτηριστικά :

Διάμετρος : $d = 20,00mm$

Διάμετρος οπής : $d_o = d + a = 20,00 + 2,00 = 22,00mm$

Εμβαδόν σπειρώματος : $A_s = 2,45cm^2$

Ποιότητα κοχλία : 10.9

$$f_{yb} = 900MPa$$

$$f_{ub} = 1000MPa$$

Γεωμετρία μετωπικής πλάκας

$$h_p = 412mm$$

$$b_p = 150mm$$

$$t_p = 25mm$$

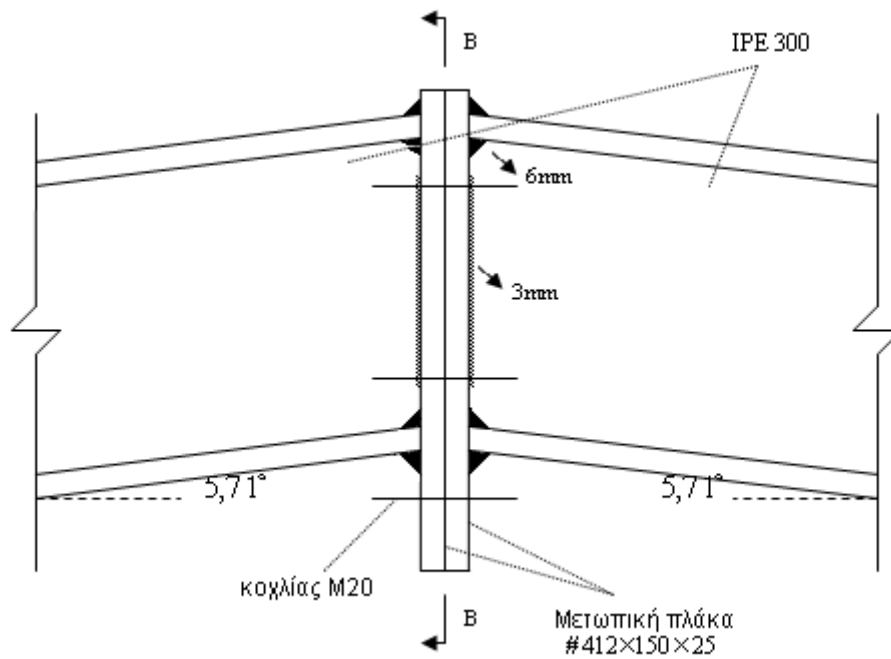
$$f_{yb} = 355MPa$$

Πάχος συγκόλλησης στον κορμό : $a_w = 3,00mm$

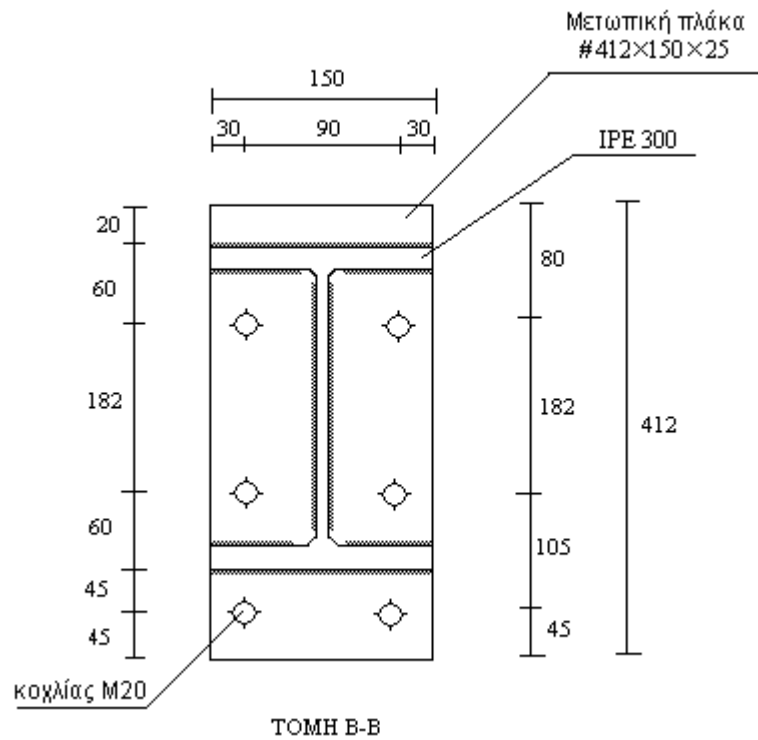
Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα : $a_f = 6,00mm$

Τοποθέτηση κοχλιών

Οι αποστάσεις των κοχλιών της σύνδεσης κόμβου παρουσιάζονται στο σχήμα 7.5



Σχήμα 7.4 : Όψη κορυφαίου κόμβου πλαισίου



Σχήμα 7.5 Λεπτομέρεια κοχλιωτής σύνδεσης κορυφαίου κόμβου πλαισίου (Διαστάσεις σε mm)

Έλεγχος ελάχιστων αποστάσεων

$$e_{1\min} = 1,2 \times d_o = 1,2 \times 22,0\text{mm} = 26,4\text{mm} < e_1 = 45,0\text{mm}$$

$$e_{2\min} = 1,2 \times d_o = 1,2 \times 22,0\text{mm} = 26,4\text{mm} < e_2 = 30,0\text{mm}$$

$$p_{1\min} = 2,2 \times d_o = 2,2 \times 22,0\text{mm} = 48,4\text{mm} < p_1 = 105,0\text{mm}$$

$$p_{2\min} = 2,4 \times d_o = 2,4 \times 22,0\text{mm} = 52,8\text{mm} < p_2 = 90,0\text{mm}$$

Έλεγχος μέγιστων αποστάσεων

$$e_{1\max} = 4 \times t + 40,0 = 4 \times 25,0\text{mm} + 40,0\text{mm} = 140,0\text{mm} > e_1 = 80,0\text{mm}$$

$$e_{2\max} = 4 \times t + 40,0 = 4 \times 25,0\text{mm} + 40,0\text{mm} = 140,0\text{mm} > e_2 = 30,0\text{mm}$$

$$p_{1\max} = \min(14 \times t, 200,0\text{mm}) = \min(14 \times 25,0\text{mm}, 200,0\text{mm}) = 200,0\text{mm} > p_1 = 182,0\text{mm}$$

$$p_{2\max} = \min(14 \times t, 200,0\text{mm}) = \min(14 \times 25,0\text{mm}, 200,0\text{mm}) = 200,0\text{mm} > p_2 = 90,0\text{mm}$$

1) Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Από το σχήμα της σύνδεσης έχουμε :

$$e = 30\text{mm} \text{ (οριζόντια απόσταση κοχλία από το άκρο της πλάκας)}$$

$$w = 90\text{mm} \text{ (οριζόντια απόσταση κοχλιών)}$$

$$b_p = 150\text{mm} \text{ (πλάτος μετωπικής πλάκας)}$$

- Πρώτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά-κάτω από το εφελκούμενο πέλημα της δοκού)

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες εκτός εφελκούμενου πέλματος δοκού)

$$e_x = 45\text{mm} \text{ (κατακόρυφη απόσταση κοχλία από το κάτω άκρο της πλάκας)}$$

$$m_x = 45,0\text{mm} - 0,8 \times 6\text{mm} \times \sqrt{2} = 38,2\text{mm} \text{ (κατακόρυφη απόσταση κοχλία -κάτω πέλματος δοκού)}$$

$$e_{\min} = e_x = 45\text{mm}$$

$$n = \min(e_{\min}, 1,25 \times m_x) = \min(45\text{mm}, 1,25 \times 38,2\text{mm}) = 45,0\text{mm}$$

Κυκλικές μορφές αστοχίας

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

$$l_{eff,cp} = \min(2 \times \pi \times 38,2mm, \pi \times 38,2mm + 90mm, \pi \times 38,2mm + 2 \times 30mm) =$$

$$= 180mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min(4 \times m_x + 1,25 \times e_x, e + 2 \times m_x + 0,625 \times e_x, 0,5 \times b_p, 0,5 \times w + 2 \times m_x + 0,625 \times e_x) =$$

$$= \min(4 \times 38,2mm + 1,25 \times 45mm, 30mm + 2 \times 38,2mm + 0,625 \times 45mm, 0,5 \times 150mm,$$

$$0,5 \times 90mm + 2 \times 38,2mm + 0,625 \times 45mm) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow l_{eff,nc} = 75mm$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 75mm \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} = 75mm \leq l_{eff,cp} = 180mm$$

$$\text{Άρα } l_{eff,1} = 75mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{7,5cm \times (2,5cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 416,0kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 416,0kNcm}{3,82cm} = 435,6kN$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 75mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{7,5cm \times (2,5cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 416,0kNcm$$

Η αντοχή του ενός κοχλίου σε εφελκυσμό δίνεται ως εξής :

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \times 2,45 \text{cm}^2 \times 100 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 176,4 \text{kN}$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 416,0 \text{kNcm} + 4,5 \text{cm} \times (2 \times 176,4 \text{kN})}{3,82 \text{cm} + 4,5 \text{cm}} = 290,8 \text{kN}$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 176,4 \text{kN} = 352,8 \text{kN}$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{T,2,Rd}; F_{T,3,Rd}) = (435,6 \text{kN}, 290,8 \text{kN}, 352,8 \text{kN}) = 290,8 \text{kN}$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών (πρώτη σειρά πάνω από εφελκυσμένο πέλμα δοκού)

$$e = 30 \text{mm}$$

$$e_{\min} = e = 30 \text{mm}$$

$$m = \frac{w - t_{wb}}{2} - 0,8 \times a_c \times \sqrt{2} = \frac{90 \text{mm} - 7,1 \text{mm}}{2} - 0,8 \times 3 \text{mm} \times \sqrt{2} = 38,1 \text{mm}$$

$$m_2 = 49 \text{mm} - 0,8 \times 6 \text{mm} \times \sqrt{2} = 42,2 \text{mm}$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{m}{m + e} = \frac{38,1 \text{mm}}{38,1 \text{mm} + 30 \text{mm}} = 0,56 \\ \lambda_2 &= \frac{m_2}{m_2 + e} = \frac{42,2 \text{mm}}{42,2 \text{mm} + 30 \text{mm}} = 0,58 \end{aligned} \right\} a = 5,33$$

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2 \times \pi \times m = 2 \times \pi \times 38,1mm = 239,4mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = a \times m = 5,33 \times 38,1mm = 203,1mm$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 203,1mm \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} = 203,1 \leq l_{eff,cp} = 239,4mm$$

$$\text{Άρα } l_{eff,1} = 203,1mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{20,31cm \times (2,5cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 1126,6kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1126,6kNcm}{3,81cm} = 1182,8kN$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 203,1mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{20,31cm \times (2,5cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 1126,6kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 1126,6kNcm + 3,0cm \times (2 \times 176,4kN)}{3,81cm + 3,0cm} = 486,3kN$$

Όπου : $n = \min(e_{\min}, 1,25 \times m) = \min(30mm, 1,25 \times 38,1mm) = 30mm$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 176,4kN = 352,8kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min(1182,8kN, 486,3kN, 352,8kN) = 352,8kN$$

- Τρίτη σειρά κοχλιών (ακραία σειρά κοχλιών κάτω από το θλιβόμενο πέλμα της δοκού)

$$e = 30mm$$

$$e_{\min} = e = 30mm$$

$$m = \frac{w - t_{wb}}{2} - 0,8 \times a_c \times \sqrt{2} = \frac{90mm - 7,1mm}{2} - 0,8 \times 3mm \times \sqrt{2} = 38,1mm$$

Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = 2 \times \pi \times m = 2 \times \pi \times 38,1mm = 239,4mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = 4 \times m + 1,25 \times e = 4 \times 38,1mm + 1,25 \times 30mm = 189,9mm$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 189,9mm \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} = 189,9 \leq l_{eff,cp} = 239,4mm$$

Άρα $l_{eff,1} = 189,9mm$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{18,99cm \times (2,5cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 1053,4kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1053,4kNcm}{3,81cm} = 1105,9kN$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 189,9mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{18,99cm \times (2,5cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 1053,4kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 1053,4kNcm + 3,0cm \times (2 \times 176,4kN)}{3,81cm + 3,0cm} = 464,8kN$$

$$\text{Όπου : } n = \min(e_{\min}, 1,25 \times m) = \min(30mm, 1,25 \times 38,1mm) = 30mm$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 176,4kN = 352,8kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min(1105,9kN, 464,8kN, 352,8kN) = 352,8kN$$

- Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

Η πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών δεν θεωρούμε ότι είναι ομάδα για τη μετωπική πλάκα.

- Δεύτερη και τρίτη σειρά κοχλιών (ομάδα κοχλιών)

Ενεργό μήκος για δεύτερη σειρά θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \pi \times m + p = \pi \times 38,1mm + 182mm = 301,7mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = 0,5 \times p + a \times m - (2 \times m + 0,625 \times e) = 0,5 \times 182mm + 5,33 \times 38,1mm - (2 \times 38,1mm + 0,625 \times 30mm) \Rightarrow$$

$$l_{eff,nc} = 199,1mm$$

Ενεργό μήκος για τρίτη σειρά θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών

Κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,cp} = \pi \times m + p = \pi \times 38,1mm + 182mm = 301,7mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = 2 \times m + 0,625 \times e + 0,5p = 2 \times 38,1mm + 0,625 \times 30mm + 0,5 \times 182mm = 186mm$$

$$l_{eff,cp} = 301,7mm + 301,7mm = 603,4mm$$

$$l_{eff,nc} = 199,1mm + 186mm = 385,1mm$$

Μηχανισμός 1

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} = 385,1mm < \sum l_{eff,cp} = 603,4mm$$

$$\text{Άρα } \sum l_{eff,1} = 385,1mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι :

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{38,51cm \times (2,5cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 2136,1kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 είναι :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 2136,1kNcm}{3,81cm} = 2242,6kN$$

Μηχανισμός 2

$$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc} = 385,1mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι :

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,2} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{38,51cm \times (2,5cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 2136,1kNcm$$

Άρα η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times M_{pl,2,Rd} + n \times \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 2136,1kNcm + 3,0cm \times (4 \times 176,4kN)}{3,81cm + 3,0cm} = 938,2kN$$

$$n = \min(e_{min}, 1,25 \times m) = \min(30mm, 1,25 \times 38,1mm) = 30mm$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι :

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \times 176,4kN = 705,6kN$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min(2242,6kN, 938,2kN, 705,6kN) = 705,6kN$$

2) Πέλημα και κορμός δοκού σε θλίψη

$$M_{c,Rd} = \frac{M_{pl,b}}{\gamma_{M0}} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628,4cm^3 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 223,08kNm$$

Άρα η αντοχή του πέλματος και του κορμού της δοκού σε θλίψη ισούται με :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}} = \frac{22308kNcm}{30cm - 1,07cm} = 771,1kN$$

Δυνάμεις κοχλιών

- Πρώτη σειρά κοχλιών

$$F_{t1,Rd} = F_{t1,ep,Rd} = 290,8kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών

$$F_{t2,Rd} = F_{t2,ep,Rd} = 352,8kN$$

$$= F_{c,fb,Rd} - F_{t1,Rd} = 771,1kN - 290,8kN = 480,3kN$$

$$F_{t2,Rd} = \min(352,8kN, 480,3kN) = 352,8kN$$

- Τρίτη σειρά κοχλιών

$$F_{t3,Rd} = F_{t3,ep,Rd} = 352,8kN$$

$$= F_{t(2+3),ep,Rd} - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd} = 705,6kN - 290,8kN - 352,8kN = 62kN$$

$$= F_{c,fb,Rd} - F_{t1,Rd} - F_{t2,Rd} = 771,1kN - 290,8kN - 352,8kN = 127,5kN$$

$$F_{t3,Rd} = \min(352,8kN, 62kN, 127,5kN) = 62kN$$

Ροπή αντοχής σύνδεσης

Οι αποστάσεις των σειρών κοχλιών από το κέντρο θλίψης (πάνω πέλμα δοκού) είναι οι εξής :

$$z_3 = 54,5mm$$

$$z_2 = 54,5mm + 182mm = 236,5mm$$

$$z_1 = 236,5mm + 105mm = 341,5mm$$

Άρα η ροπή αντοχής του κόμβου με βάση την αντοχή της εφελκόμενης ζώνης ισούται με :

$$M_{j,Rd} = \sum_{r=1}^3 z_r \times F_{tr,Rd} = 290,8kN \times 0,342m + 352,8kN \times 0,237m + 62kN \times 0,055m \Rightarrow$$

$$M_{j,Rd} = 186,5kNm > M_{ed} = 66,61kNm$$

Άρα η σύνδεση αντέχει να παραλάβει την εξωτερική δρώσα ροπή κάμψης στον κόμβο.

$$\sum M_{j,Rd} = M_{j,Rd} = 186,5kNm < M_{b,Rd} = 207,24kNm$$

Η σύνδεση είναι μερικής αντοχής, επειδή η ροπή αντοχής της σύνδεσης του κόμβου είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής της δοκού.

Τέμνουσα αντοχής σύνδεσης

Η κοχλίωση που έχει επιλεγεί είναι τύπου Α και το σπείρωμα θεωρείται εντός του επιπέδου διάτμησης.

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 100 \frac{kN}{cm^2} \times 2,45cm^2}{1,25} = 117,6kN$$

Η αντοχή των κοχλιών σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται ως εξής :

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7, \frac{1,4 \times p_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \times \frac{30mm}{22mm} - 1,7, \frac{1,4 \times 90mm}{22mm} - 1,7, 2,5 \right\} = 2,12$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{45mm}{3 \times 22mm}, \frac{105mm}{3 \times 22mm} - \frac{1}{4}, \frac{1000MPa}{510MPa}, 1,0 \right\} = 0,68$$

$$d = 20mm$$

$$t = \min(25mm, 25mm) = 25mm$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,12 \times 0,68 \times 51 \frac{kN}{cm^2} \times 2,0cm \times 2,5cm}{1,25} = 294,1kN$$

$$\text{Άρα } \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd}) = \min(117,6kN, 294,1kN) = 117,6kN$$

και για μία σειρά κοχλιών (2 κοχλίες) έχουμε :

$$F_{v,Rd} = 2 \times 117,6kN = 235,2kN$$

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

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

- Πρώτη σειρά κοχλιών

$$F_{v,sd} = 235,2kN \times \left(1 - \frac{290,8kN}{1,4 \times 352,8kN}\right) = 96,72kN$$

- Δεύτερη σειρά κοχλιών

$$F_{v,sd} = 235,2kN \times \left(1 - \frac{352,8kN}{1,4 \times 352,8kN}\right) = 67,20kN$$

- Τρίτη σειρά κοχλιών

$$F_{v,sd} = 235,2kN \times \left(1 - \frac{62kN}{1,4 \times 352,8kN}\right) = 205,68kN$$

Άρα η τέμνουσα αντοχής της σύνδεσης ισούται με :

$$V_{Rd} = \sum F_{v,sd} = 96,72kN + 67,20kN + 205,68kN = 369,6kN$$

$$\sum V_{Rd} = V_{Rd} = 369,6kN > V_{Ed} = 28,19kN$$

Άρα η σύνδεση μπορεί να παραλάβει την εξωτερική δρώσα τέμνουσα στον κόμβο.

7.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Παρατίθεται ενδεικτικά ο έλεγχος της έδρασης του υποστυλώματος διατομής ΗΕΒ340 που ανήκει στα υποστυλώματα παταριού του κτιρίου με τους ακραίους Λ έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας, καθώς στο υποστύλωμα αυτό παρουσιάζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη σε σχέση με τα υπόλοιπα υποστυλώματα του ίδιου αλλά και των υπολοίπων κτιρίων. Ο συνδιασμός με τον οποίο εμφανίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη στον πόδα του υποστυλώματος είναι ο COMB37 1,35G+1,50ΔΤ₊+0,90Q και άρα ο έλεγχος της σύνδεσης θα πραγματοποιηθεί με βάση τα εντατικά μεγέθη αυτού.

Γεωμετρία συνδεόμενων μελών

Υποστύλωμα

$$h_c = 340,0mm$$

$$b_{fc} = 300,0mm$$

$$t_{wc} = 12,0mm$$

$$t_{fc} = 21,5mm$$

Πλάκα έδρασης

$$h_p = 600,0mm$$

$$b_p = 600,0mm$$

$$t_p = 30,0mm$$

$$a_w = 12,0mm$$

$$a_f = 10,0mm$$

Υλικά

Χάλυβας

Ποιότητα : S355

Όριο διαρροής : $f_y = 355N/mm^2$

Μέτρο ελαστικότητας : $E = 210000MPa$

Σκυρόδεμα

Ποιότητα : C20/25

Μέτρο ελαστικότητας : $E_{cm} = 29000MPa$

$$\gamma_c = 1,50$$

Αγκύρια

Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν αγκύρια M24 με τα εξής χαρακτηριστικά :

Εμβαδόν σπειρώματος : $A_s = 3,53cm^2$

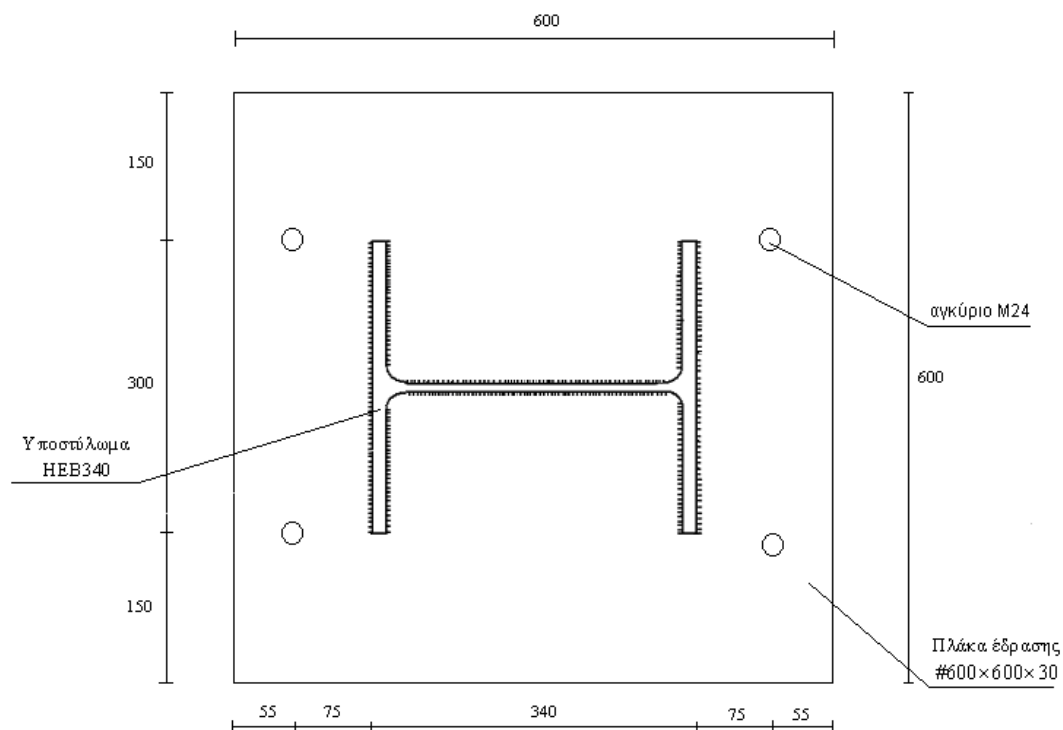
Ποιότητα αγκυρίου : 4.6

$$f_{yb} = 240MPa$$

$$f_{ub} = 400MPa$$

Αριθμός αγκυριών : 4

Γεωμετρία έδρασης υποστυλώματος



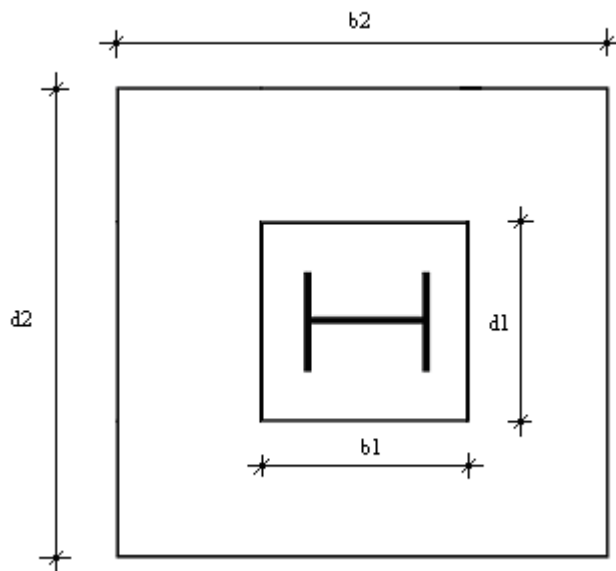
Σχήμα 7.6 : Έδραση υποστυλώματος (Διαστάσεις σε mm)

Διαστάσεις ενεργού θεμελίου

$$\max b_2 = 3 \times b_1 = 3 \times 600\text{mm} = 1800\text{mm}$$

$$\max d_2 = 3 \times d_1 = 3 \times 600\text{mm} = 1800\text{mm}$$

όπως φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 7.7: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Η επιφάνεια $A_{c1} = b_2 \times d_2$ περιέχεται όλη στην κάτω επιφάνεια της θεμελίωσης και συγχρόνως ισχύει :

$$h \geq b_2 - b_1 = 2 \times b_1 = 2 \times 600\text{mm} = 1200\text{mm}$$

$$h \geq d_2 - d_1 = 2 \times d_1 = 2 \times 600\text{mm} = 1200\text{mm}$$

Άρα $A_{co} = b_1 \times d_1 = 600\text{mm} \times 600\text{mm} = 360 \times 10^3 \text{mm}^2$

$$A_{c1} = b_2 \times d_2 = 1800\text{mm} \times 1800\text{mm} = 3240 \times 10^3 \text{mm}^2$$

Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

$$F_{Rdu} = A_{co} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1}/A_{co}} \leq 3 \times f_{cd} \times A_{co}$$

$$F_{Rdu} = 360mm \times 10^3 mm^2 \times \frac{20 \frac{N}{mm^2}}{1,5} \times \sqrt{3240 \times 10^3 mm^2 / 360 \times 10^3 mm^2} = 14400kN \leq$$

$$\leq 3 \times \frac{20 \frac{N}{mm^2}}{1,5} \times 360 \times 10^3 mm^2 = 14400kN$$

Ο συντελεστής υλικού του κόμβου, με υπόθεση αντοχής κονιάματος μεγαλύτερης του 0,2 της αντοχής του σκυροδέματος θεμελίωσης και ακόμη επειδή για το πάχος του κονιάματος των 30mm ισχύει :

$$0,2 \times \min(d_1, b_1) = 0,2 \times \min(600mm, 600mm) = 120mm > 30mm \quad (\quad = \text{πάχος} \\ \text{κονιάματος})$$

$$\text{Είναι } \beta_j = \frac{2}{3}$$

Άρα η αντοχή επαφής της έδρασης είναι :

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \times F_{Rdu}}{b_{eff} \times l_{eff}} = \frac{2}{3} \times \frac{14400 \times 10^3 N}{360 \times 10^3 mm^2} = 26,67 N / mm^2$$

Ένεργος επιφάνεια έδρασης

Το ενεργό πλάτος έδρασης c ισούται με :

$$c \leq t \times \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 30mm \times \left(\frac{355MPa}{3 \times 26,67MPa \times 1,00} \right)^{0,5} = 63,19mm < \left(\frac{600mm - 340mm}{2} \right) = 130mm$$

Ένεργό μήκος (Μεμονωμένη σειρά κοχλιών εκτός εφελκόμενου πέλματος δοκού)

$$e_x = \frac{600mm - 340mm}{2} - 75mm = 55mm$$

$$m_x = 75,0mm - 0,8 \times 10mm \times \sqrt{2} = 63,69mm$$

$$e = \frac{600mm - 300mm}{2} = 150mm$$

$$w = 300mm$$

$$b_p = 600mm$$

Κυκλικές μορφές αστοχίας

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

$$l_{eff,cp} = \min(2 \times \pi \times 63,69mm, \pi \times 63,69mm + 300mm, \pi \times 63,69mm + 2 \times 150mm) =$$

$$= 400,18mm$$

Μη κυκλικές μορφές αστοχίας

$$l_{eff,nc} = \min(4 \times m_x + 1,25 \times e_x; e + 2 \times m_x + 0,625 \times e_x; 0,5 \times b_p; 0,5 \times w + 2 \times m_x + 0,625 \times e_x) =$$

$$= \min(4 \times 63,69mm + 1,25 \times 55mm, 150mm + 2 \times 63,69mm + 0,625 \times 55mm, 0,5 \times 600mm,$$

$$0,5 \times 300mm + 2 \times 63,69mm + 0,625 \times 55mm) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow l_{eff,nc} = 300,00mm$$

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 300,00mm \text{ αλλά θα πρέπει } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 400,18mm$$

$$\text{Άρα } l_{eff,1} = 300,00mm$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 300,00mm$$

Αντοχή τμήματος της πλάκας έδρασης προς την πλευρά των εφελκυσμένων αγκυριών

Επειδή:

$$L_b = 8 \times d + t_g + t_p + t_{wa} + 0,5 \times t_n = 8 \times 24mm + 30mm + 30mm + 8mm + 0,5 \times 21,5mm = 270,75mm$$

και

$$L_b = 270,75mm > \frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{\sum l_{eff,1} \times t_f^3} = \frac{8,8 \times (63,69mm)^3 \times 353mm^2}{300mm \times (21,5mm)^3} = 269,17mm$$

είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \times \frac{\sum l_{eff,1} \times t_f^2 \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{30,0cm \times (2,15cm)^2 \times 35,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,0} = 1230,74kNcm$$

$$n = \min(e_{min}; 1,25 \times m) = \min(55mm; 1,25 \times 63,69mm) = 55mm$$

Η αντοχή του ενός κοχλίου σε εφελκυσμό δίνεται ως εξής :

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \times 3,53 \text{cm}^2 \times 40,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 101,66 \text{kN}$$

Οπότε:

Πρώτη και δεύτερη μορφή αστοχίας

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1230,74 \text{kNcm}}{6,369 \text{cm}} = 772,96 \text{kN}$$

Τρίτη μορφή αστοχίας

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 101,66 \text{kN} = 203,32 \text{kN}$$

Τελική αντοχή

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1-2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = \min(772,96 \text{kN}, 203,32 \text{kN}) = 203,32 \text{kN}$$

Χάραξη καμπύλης αλληλεπίδρασης $M_{Rd} - N_{Rd}$

Για τη χάραξη του διαγράμματος αλληλεπίδρασης υπολογίζονται τα ζεύγη τιμών $M_{Rd} - N_{Rd}$ στα εξής χαρακτηριστικά σημεία της :

Σημείο 0

Στη διατομή αναπτύσσεται μόνο καμπτική ροπή M_{Rd} . ($N_{Rd} = 0$)

Όπως προκύπτει από το σχήμα 7.8 :

$$A_{eff,0} = \frac{F_{T,Rd}}{f_{jd}} = \frac{203,32 \text{kN}}{2,667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 76,24 \text{cm}^2$$

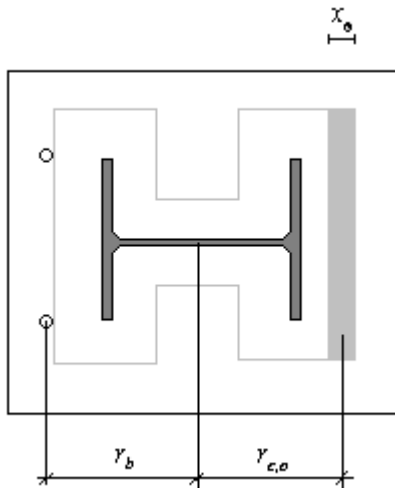
και

$$A_{eff,0} = x_0 \times (2 \times c + b_f) \Rightarrow x_0 = \frac{A_{eff,0}}{2 \times c + b_f} = \frac{76,24 \text{cm}^2}{2 \times 6,319 \text{cm} + 30 \text{cm}} = 1,79 \text{cm}$$

$$r_{c,0} = \frac{h_c}{2} + c - \frac{x_0}{2} = \frac{34 \text{cm}}{2} + 6,319 \text{cm} - \frac{1,79 \text{cm}}{2} = 22,42 \text{cm}$$

$$r_b = \frac{34\text{cm}}{2} + 7,5\text{cm} = 24,5\text{cm}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,0} &= A_{eff,0} \times f_{jd} \times r_{c,0} + F_{t,Rd} \times r_b = \\ &= 76,24\text{cm}^2 \times 2,667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 22,42\text{cm} + 203,32\text{kN} \times 24,5\text{cm} = \\ &= 95,40\text{kNm} \end{aligned}$$



Σχήμα 7.8 Έδραση υποστυλώματος στην οποία αναπτύσσεται μόνο καμπτική ροπή M_{Rd} ($N_{Rd} = 0$)

Σημείο 1

Ο ουδέτερος άξονας συμπίπτει με την εσωτερική πλευρά της ενεργού επιφάνειας έδρασης.

Όπως προκύπτει από το σχήμα 7.9 :

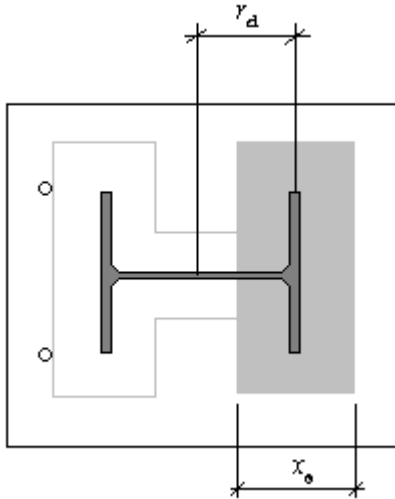
$$\begin{aligned} A_{eff,1} &= (2 \times c + b_f) \times (2 \times c + t_f) = \\ &= (2 \times 6,319\text{cm} + 30\text{cm}) \times (2 \times 6,319\text{cm} + 2,15\text{cm}) = \\ &= 630,53\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{Rd,1} &= A_{eff,1} \times f_{jd} - F_{t,Rd} = \\ &= 630,53\text{cm}^2 \times 2,667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - 203,32\text{kN} = \\ &= 1478,31\text{kN} \end{aligned}$$

$$r_{c,1} = \frac{34\text{cm}}{2} - \frac{2,15\text{cm}}{2} = 15,93\text{cm}$$

$$r_b = \frac{34cm}{2} + 7,5cm = 24,5cm$$

$$\begin{aligned} M_{Rd,1} &= A_{eff,1} \times f_{jd} \times r_{c,1} + F_{T,Rd} \times r_b = \\ &= 630,53cm^2 \times 2,667 \frac{kN}{cm^2} \times 15,53cm + 203,32kN \times 24,5cm = \\ &= 317,69kNm \end{aligned}$$



Σχήμα 7.9 : Έδραση υποστυλώματος στην οποία ο ουδέτερος άξονας συμπίπτει με την εσωτερική πλευρά της ενεργού επιφάνειας έδρασης.

Σημείο 2

Ο ουδέτερος άξονας συμπίπτει με τον ισχυρό άξονα y-y του υποστυλώματος. Όπως προκύπτει από το σχήμα 7.10 :

$$\begin{aligned} A_{eff,2} &= A_{eff,1} + (2 \times c + t_w) \times \left(\frac{h_c}{2} - t_f - c \right) = \\ &= 630,53cm^2 + (2 \times 6,319cm + 1,2cm) \times \left(\frac{34cm}{2} - 2,15cm - 6,319cm \right) = \\ &= 748,58cm^2 \\ r_{c,2} &= \frac{h_c}{2} + c - \frac{\frac{1}{2} \times (2 \times c + b_f) \times (2 \times c + t_f)^2}{A_{eff,2}} - \frac{(2 \times c + t_w) \times \left(\frac{h_c}{2} - c - t_f \right) \times \left(\frac{h_c}{4} + \frac{3}{2} \times c + \frac{t_f}{2} \right)}{A_{eff,2}} = \\ &= \frac{34cm}{2} + 6,319cm - \frac{\frac{1}{2} \times (2 \times 6,319cm + 30cm) \times (2 \times 6,319cm + 2,15cm)^2}{748,58cm^2} - \end{aligned}$$

$$\frac{(2 \times 6,319 \text{ cm} + 1,2 \text{ cm}) \times \left(\frac{34 \text{ cm}}{2} - 6,319 \text{ cm} - 2,15 \text{ cm} \right) \times \left(\frac{34 \text{ cm}}{2} + \frac{3}{2} \times 6,319 \text{ cm} + \frac{2,15 \text{ cm}}{2} \right)}{748,58 \text{ cm}^2} =$$

$$= 12,75 \text{ cm}$$

$$N_{Rd,2} = A_{eff,2} \times f_{jd} + F_{T,Rd} =$$

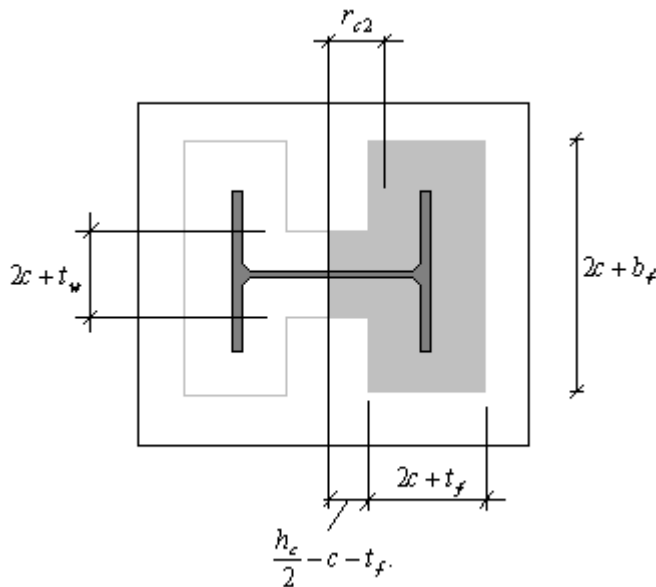
$$= 748,58 \text{ cm}^2 \times 2,667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} + 203,32 \text{ kN} =$$

$$= 2199,78 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,2} = A_{eff,2} \times f_{jd} \times r_{c,2} + F_{T,Rd} \times r_b =$$

$$= 748,58 \text{ cm}^2 \times 2,667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 12,75 \text{ cm} + 203,32 \text{ kN} \times 24,5 \text{ cm} =$$

$$= 304,36 \text{ kNm}$$



Σχήμα 7.10 : Έδραση υποστυλώματος στην οποία ο ουδέτερος άξονας συμπίπτει με τον ισχυρό άξονα y-y του υποστυλώματος.

Σημείο 3

Στη διατομή αναπτύσσεται μόνο αξονική δύναμη N_{Rd} ($M_{Rd} = 0$)

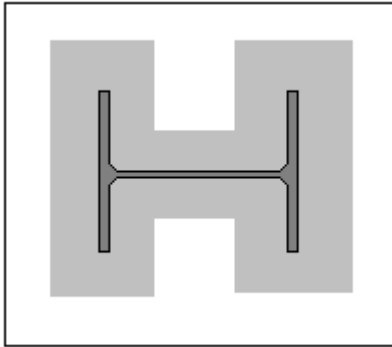
Όπως προκύπτει από το σχήμα 7.11 :

$$M_{Rd,3} = 0$$

$$N_{Rd,3} = A_{eff,3} \times f_{jd} = 2 \times A_{eff,2} \times f_{jd} =$$

$$= 2 \times 748,58 \text{ cm}^2 \times 2,667 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} =$$

$$= 3992,93kN$$



Σχήμα 7.11 : Έδραση υποστυλώματος στην οποία αναπτύσσεται μόνο αξονική δύναμη N_{Rd} ($M_{Rd} = 0$)

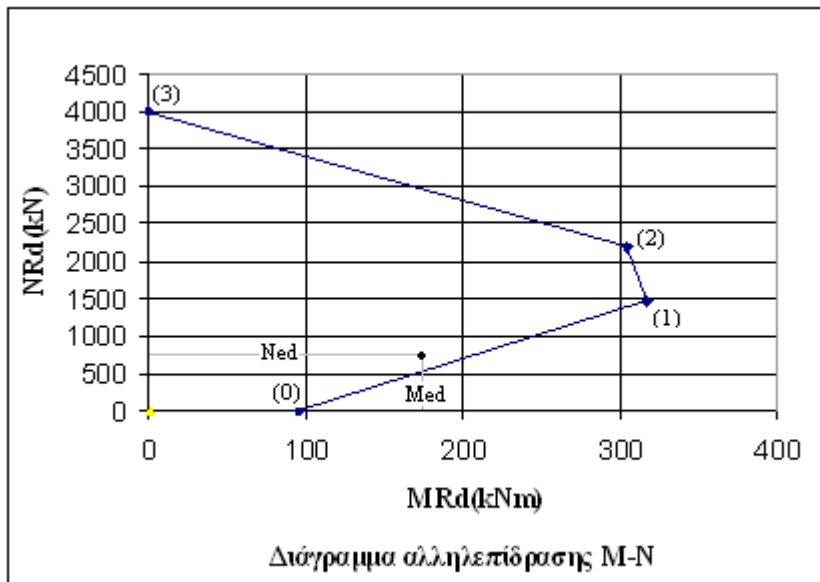
Με βάση τις τιμές των M_{Rd} και N_{Rd} που υπολογίσθηκαν χαράσσεται η καμπύλη αλληλεπίδρασης του σχήματος 7.11

Στο ίδιο σχήμα τοποθετούνται και τα δρώντα εντατικά μεγέθη

$$M_{ed} = 174,63kNm \text{ και}$$

$$N_{ed} = 767,46kN$$

τα οποία όπως φαίνεται η έδραση μπορεί να τα παραλάβει με ασφάλεια.



Σχήμα 7.12 : Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M-N

7.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΥ ΕΚΚΕΝΤΡΟΥ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ ΣΥΖΕΥΞΗΣ

Διατομή διαγωνίου HEB160

Γεωμετρία

$$h = 160mm \quad I_y = 2492,0cm^4$$

$$b = 160mm \quad I_z = 889,2cm^4$$

$$t_w = 8,0mm \quad i_y = 6,78cm$$

$$t_f = 13,0mm \quad i_z = 4,05cm$$

$$d = 104mm \quad r = 15mm$$

$$A = 54,25cm^2$$

Διατομή δοκού σύζευξης HEB160

Γεωμετρία

Οι διατομή της δοκού είναι ίδια με της διαγωνίου και άρα οι διαστάσεις είναι ίδιες με αυτές της διαγωνίου που προαναφέρθηκαν παραπάνω.

ΕΛΑΣΜΑΤΑ

Πελμάτων: Πάχος $t = 15mm$

Κορμού: Πάχος $t = 13mm$

ΚΟΧΛΙΕΣ

Κατηγορία κοχλίωσης

Τύπου A

Διαστάσεις κοχλίων:

Κοχλίες M16

Διάμετρος κορμού κοχλία: $d=16mm$

Ανοχή οπή: $a=2mm$

Διάμετρος οπή: $d_o=d+a=16mm+2mm=18mm$

Εμβαδόν σπειρώματος: $A_s = 1,57cm^2$

Υλικά

Χάλυβας

Ποιότητα: S355

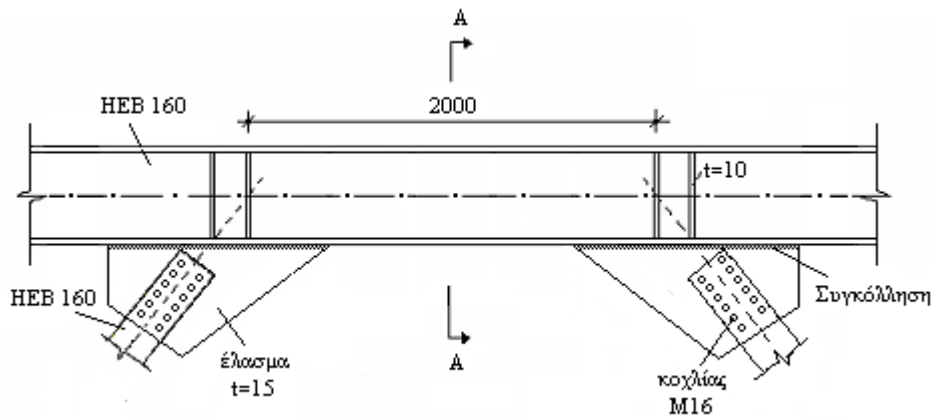
Όριο διαρροής: $f_y=355N/mm^2$

Όριο θραύσης: $f_u=510 N/mm$

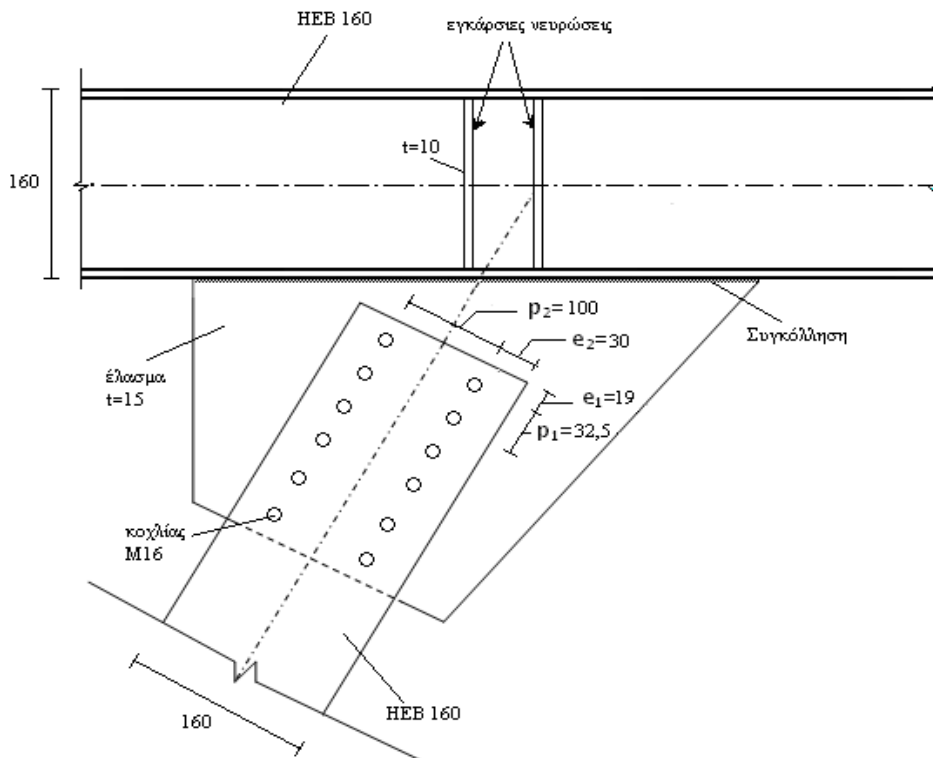
Ποιότητα κοχλία : 8.8

$$f_{yb} = 640MPa$$

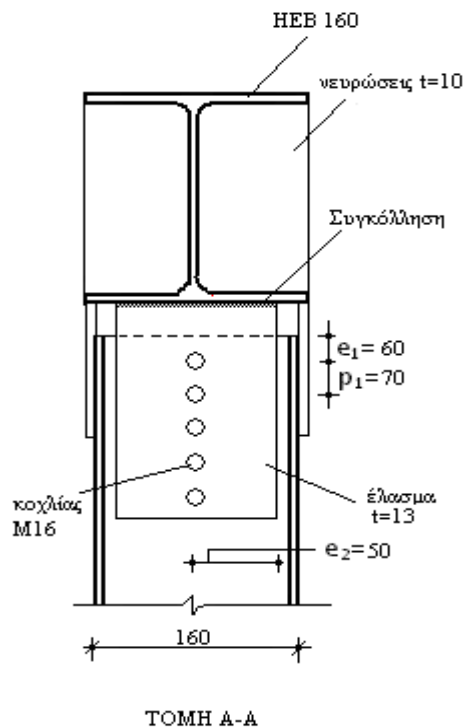
$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$



Σχήμα 7.13: Σύνδεση κατακόρυφων έκκεντρων συνδέσεων δυσκαμψίας με δοκό



Σχήμα 7.14: Σύνδεση κατακόρυφων έκκεντρων συνδέσεων δυσκαμψίας με δοκό σε όψη



Σχήμα 7.15 : Σύνδεση κατακόρυφων έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας με δοκό σε τομή

Ο ΕΑΚ2000 επιβάλλει τα εξής σχετικά με συνδέσεις στις οποίες συμμετέχουν μέλη με αυξημένη πλαστικότητα:

- Όταν οι συνδέσεις βρίσκονται σε περιοχή πλαστικών αρθρώσεων, πρέπει να έχουν επαρκή υπεραντοχή ώστε να περιορίζεται η διαρροή στα πλαστικά μέλη. Έτσι στον έλεγχο της σύνδεσης θα χρησιμοποιηθεί η ανώτερη τιμή της τάσεως διαρροής του πλαστικού μέλους.
- Για συνδέσεις συγκολλητές με εξωραφές ή συνδέσεις κοχλιωτές πρέπει να ικανοποιείται ο περιορισμός:

$$R_d \geq 1,20 \times R_{fy}$$

Όπου:

R_d : η οριακή αντοχή της σύνδεσης

R_{fy} : η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

- Σε κοχλιωτές συνδέσεις καθοριστική πρέπει να ισχύει:

$$F_{b,Rd} < F_{v,Rd}$$

Όπου:

$F_{b,Rd}$: είναι η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας οπών

$F_{v,Rd}$: είναι η αντοχή σε διάτμηση των κοχλιών

Η αντοχή της δοκού σύζευξης σε αξονική δύναμη είναι:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{54,25 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 1925,88 \text{ kN}$$

Η αντοχή σχεδιασμού των επιμέρους τμημάτων της διατομής προκύπτει ως εξής:

Πέλματα

$$A_f = 16 \text{ cm} \times 1,3 \text{ cm} = 20,8 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed,f} = N_{Ed} \times \frac{A_f}{A} = 1,20 \times N_{pl,Rd} \times \frac{A_f}{A} = 1,20 \times 1925,88 \text{ kN} \times \frac{20,8 \text{ cm}^2}{54,25 \text{ cm}^2} = 886,08 \text{ kN}$$

Κορμός

$$A_w = A - 2 \times A_f = 54,25 \text{ cm}^2 - 2 \times 20,8 \text{ cm}^2 = 12,65 \text{ cm}^2$$

$$N_{Ed,w} = N_{Ed} \times \frac{A_w}{A} = 1,20 \times N_{pl,Rd} \times \frac{A_w}{A} = 1,20 \times 1925,88 \text{ kN} \times \frac{12,65 \text{ cm}^2}{54,25 \text{ cm}^2} = 538,89 \text{ kN}$$

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = n \times \frac{a_v \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M2}} \times m$$

Όπου:

n : τα επίπεδα διάτμησης,

$a_v = 0,6$ για ποιότητα κοχλία 8.8

$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

A : το εμβαδό της διατομής του κοχλία, $A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times (1,6 \text{ cm})^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$

m : το πλήθος των κοχλιών

- Πέλματα

$$n = 1$$

$$F_{v,Rd} = 1 \times \frac{0,6 \times 80,0 \frac{kN}{cm^2} \times 2,01 cm^2}{1,25} \times m = 77,184 m (kN) > 886,08 kN \Rightarrow$$

$$\Rightarrow m = 11,48 \approx 12 \Rightarrow \underline{m = 12}$$

Τελικά προκύπτει:

$$F_{v,Rd} = 77,184 kN \times 12 = 926,208 kN > N_{Ed,f} = 886,08 kN$$

- Κορμός

$$n = 2$$

$$F_{v,Rd} = 2 \times \frac{0,6 \times 80,0 \frac{kN}{cm^2} \times 2,01 cm^2}{1,25} \times m = 154,37 m (kN) > 538,89 kN \Rightarrow$$

$$\Rightarrow m = 3,49 \approx 4 \Rightarrow \underline{m = 4}$$

Τελικά προκύπτει:

$$F_{v,Rd} = 617,48 kN > N_{Ed,w} = 538,89 kN$$

Τοπολογία κοχλιών

Πέλματα

Ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών

$$e_{1\min} = 1,2 \times d_o = 1,2 \times 18 mm = 21,6 mm$$

$$e_{2\min} = 1,2 \times d_o = 1,2 \times 18,0 mm = 21,6 mm$$

$$p_{1\min} = 2,2 \times d_o = 2,2 \times 18,0 mm = 39,6 mm$$

$$p_{2\min} = 2,4 \times d_o = 2,4 \times 18,0 mm = 43,2 mm$$

Μέγιστες αποστάσεις κοχλιών

$$e_{1\max} = 4 \times t + 40 = 4 \times 13,0\text{mm} + 40\text{mm} = 52,0\text{mm}$$

$$e_{2\max} = 4 \times t + 40 = 4 \times 13,0\text{mm} + 40\text{mm} = 52,0\text{mm}$$

$$p_{1\max} = \min(14 \times t, 200\text{mm}) = \min(14 \times 13,0\text{mm}, 200\text{mm}) = 182,0\text{mm}$$

$$p_{2\max} = \min(14 \times t, 200\text{mm}) = \min(14 \times 13,0\text{mm}, 200\text{mm}) = 182,0\text{mm}$$

Επιλέγονται:

$$e_{2\min} = 21,6\text{mm} < e_2 = 30,0\text{mm} < e_{2\max} = 52,0\text{mm}$$

$$p_{2\min} = 43,2\text{mm} < p_2 = 100,0\text{mm} < p_{2\max} = 182,0\text{mm}$$

Οι αποστάσεις e_1, p_1 θα επιλεγθούν με βάση το κριτήριο ολκιμότητας, όπου:

$$F_{v,Ed} < F_{b,Rd} < F_{v,Rd}$$

Δηλαδή πρέπει να είναι καθοριστική η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας οπών

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας είναι:

$$F_{b,Rd} = n \times \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7; \frac{1,4 \times p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \times \frac{30\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7; \frac{1,4 \times 100\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{e_1(\text{mm})}{3 \times 18\text{mm}}; \frac{(p_1)\text{mm}}{3 \times 18\text{mm}} - \frac{1}{4}; \frac{800\text{MPa}}{510\text{MPa}}; 1,0 \right\} =$$

$$= \min \left\{ \frac{e_1(\text{mm})}{54\text{mm}}; \frac{(p_1)\text{mm}}{54\text{mm}} - \frac{1}{4}; 1,57; 1,0 \right\}$$

f_u η εφελκυστική αντοχή σε θραύση του ελάσματος, δηλαδή $f_u = 510\text{MPa}$

n το πλήθος των οπών, $n = 12$

d η διάμετρος του κοχλία, $d = 16\text{mm}$

d_0 η διάμετρος της οπής, $d_0 = 18\text{mm}$

t η διάμετρος του λεπτότερου από τα συνδεόμενα ελάσματα,

$$t = \min(13mm, 15mm) = 13mm$$

$$F_{b,Rd} = n \times \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 12 \times \frac{2,50 \times a_b \times 51 \frac{kN}{cm^2} \times 1,6cm \times 1,3cm}{1,25} = 2545,92 \times a_b (kN)$$

Και επειδή με βάση τον έλεγχο ολκιμότητας έχουμε $F_{v,Ed} < F_{b,Rd} < F_{v,Rd} \Rightarrow$

$$886,08kN < 2545,92 \times a_b (kN) < 926,21kN \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 0,35 < a_b < 0,36$$

Επομένως :

$$0,35 < \frac{e_1}{54} < 0,36 \Rightarrow 18,9mm < e_1 < 19,44mm$$

$$0,35 < \frac{p_1}{54} - \frac{1}{4} < 0,36 \Rightarrow 32,4mm < p_1 < 32,9mm$$

Έτσι επιλέγονται:

$$18,9mm < e_1 = 19,0mm < 19,44mm$$

$$32,4mm < p_1 = 32,5mm < 32,9mm$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1 (mm)}{54mm}, \frac{(p_1)mm}{54mm} - \frac{1}{4}; 1,57; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{19,0mm}{54mm}, \frac{32,5mm}{54mm} - \frac{1}{4}; 1,57; 1,0 \right\} = 0,35$$

$$F_{b,Rd} = 2545,92 \times a_b (kN) = 2545,92kN \times 0,35 = 891,07kN$$

$$F_{v,Ed} = 886,08kN < F_{b,Rd} = 891,07kN < F_{v,Rd} = 926,21kN \Rightarrow$$

Άρα η σύνδεση επαρκεί έναντι διάτμησης του κοχλία και έναντι σύνθλιψης άντυγας οπών, ενώ παράλληλα ικανοποιείται το κριτήριο σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

Κορμός**Ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών**

$$e_{1\min} = 1,2 \times d_o = 1,2 \times 18\text{mm} = 21,6\text{mm}$$

$$e_{2\min} = 1,2 \times d_o = 1,2 \times 18,0\text{mm} = 21,6\text{mm}$$

$$p_{1\min} = 2,2 \times d_o = 2,2 \times 18,0\text{mm} = 39,6\text{mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις κοχλιών

$$e_{1\max} = 4 \times t + 40 = 4 \times 8,0\text{mm} + 40\text{mm} = 72,0\text{mm}$$

$$e_{2\max} = 4 \times t + 40 = 4 \times 8,0\text{mm} + 40\text{mm} = 72,0\text{mm}$$

$$p_{1\max} = \min(14 \times t, 200\text{mm}) = \min(14 \times 8,0\text{mm}, 200\text{mm}) = 112,0\text{mm}$$

Όπου :

$$t = \min(8\text{mm}, 13\text{mm}) = 8\text{mm}$$

Επιλέγεται:

$$e_{2\min} = 21,6\text{mm} < e_2 = 50,0\text{mm} < e_{2\max} = 72,0\text{mm}$$

Οι αποστάσεις e_1, p_1 θα επιλεχθούν με βάση το κριτήριο ολκιμότητας, όπου:

$$F_{v,Ed} < F_{b,Rd} < F_{v,Rd}$$

Δηλαδή πρέπει να είναι καθοριστική η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας οπών

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας είναι:

$$F_{b,Rd} = n \times \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{e_2}{d_o} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \times \frac{50\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{e_1(mm)}{3 \times 18mm}, \frac{(p_1)mm}{3 \times 18mm} - \frac{1}{4}, \frac{800MPa}{510MPa}, 1,0 \right\} =$$

$$= \min \left\{ \frac{e_1(mm)}{54mm}, \frac{(p_1)mm}{54mm} - \frac{1}{4}, 1,57; 1,0 \right\}$$

f_u η εφελκυστική αντοχή σε θραύση του ελάσματος, δηλαδή $f_u = 510MPa$

n το πλήθος των οπών, $n = 4$

d η διάμετρος του κοχλίου, $d = 16mm$

d_0 η διάμετρος της οπής, $d_0 = 18mm$

t η διάμετρος του λεπτότερου από τα συνδεόμενα ελάσματα,
 $t = \min(8mm, 2 \times 13mm) = 8mm$

$$F_{b,Rd} = n \times \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 4 \times \frac{2,5 \times a_b \times 51 \frac{kN}{cm^2} \times 1,6cm \times 0,8cm}{1,25} = 522,24 \times a_b (kN)$$

Και επειδή με βάση τον έλεγχο ολκιμότητας έχουμε $F_{v,Ed} < F_{b,Rd} < F_{v,Rd} \Rightarrow$

$$538,89kN < 522,24 \times a_b (kN) < 617,48kN \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 1,03 < a_b < 1,18$$

Επομένως :

$$1,03 < \frac{e_1}{54} < 1,18 \Rightarrow 55,6mm < e_1 < 63,7mm$$

$$1,03 < \frac{p_1}{54} - \frac{1}{4} < 1,18 \Rightarrow 69,1mm < p_1 < 77,2mm$$

Έτσι επιλέγονται:

$$55,6mm < e_1 = 60,0mm < 63,7mm$$

$$69,1mm < p_1 = 70,0mm < 77,2mm$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1(mm)}{54mm}, \frac{(p_1)mm}{54mm} - \frac{1}{4}, 1,57; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{60mm}{54mm}, \frac{70mm}{54mm} - \frac{1}{4}, 1,57; 1,0 \right\} = 1,00$$

$$F_{b,Rd} = 522,24 \times a_b (kN) = 522,24kN \times 1,00 = 522,24kN$$

$$F_{v,Ed} = 538,89kN > F_{b,Rd} = 522,24kN$$

Άρα η σύνδεση δεν επαρκεί έναντι σύνθλιψης άντυγας οπών και άρα οι κοχλίες πρέπει να αυξηθούν κατά έναν. Έτσι προκύπτουν τα εξής:

Για $m = 5$

$$F_{v,Rd} = 2 \times \frac{0,6 \times 80,0 \frac{kN}{cm^2} \times 2,01 cm^2}{1,25} \times 5 = 771,84 kN > N_{Ed,w} = 538,89 kN$$

Για $n = 5$

$$F_{b,Rd} = n \times \frac{k_1 \times a_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{M2}} = 5 \times \frac{2,5 \times a_b \times 51 \frac{kN}{cm^2} \times 1,6 cm \times 0,8 cm}{1,25} = 652,8 \times a_b (kN)$$

Και επειδή με βάση τον έλεγχο ολκιμότητας έχουμε $F_{v,Ed} < F_{b,Rd} < F_{v,Rd} \Rightarrow$

$$538,89 kN < 652,8 \times a_b (kN) < 771,84 kN \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 0,83 < a_b < 1,18$$

Επομένως :

$$0,83 < \frac{e_1}{54} < 1,18 \Rightarrow 44,8 mm < e_1 < 63,7 mm$$

$$0,83 < \frac{p_1}{54} - \frac{1}{4} < 1,18 \Rightarrow 58,3 mm < p_1 < 77,2 mm$$

Έτσι επιλέγονται:

$$44,8 mm < e_1 = 60,0 mm < 63,7 mm$$

$$58,3 mm < p_1 = 70,0 mm < 77,2 mm$$

$$a_b = \min \left\{ \frac{e_1 (mm)}{54 mm}; \frac{(p_1) mm}{54 mm} - \frac{1}{4}; 1,57; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{60 mm}{54 mm}; \frac{70 mm}{54 mm} - \frac{1}{4}; 1,57; 1,0 \right\} = 1,00$$

$$F_{b,Rd} = 652,8 \times a_b (kN) = 652,8 kN \times 1,00 = 652,8 kN$$

$$F_{v,Ed} = 538,89 kN < F_{b,Rd} = 652,8 kN < F_{v,Rd} = 771,84 kN$$

Άρα η σύνδεση επαρκεί έναντι διάτμησης του κοχλία και έναντι σύνθλιψης άντυγας οπών, ενώ παράλληλα ικανοποιείται το κριτήριο σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

Έλεγχος σε εφελκυσμόΠλαστική αντοχή διατομής πλήρους διατομής σε διαρροή

Προκύπτει από τον τύπο:

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

Όπου:

A : το εμβαδό της διατομής $A = 54,25\text{cm}^2$

$$f_y = 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

Έτσι προκύπτει:

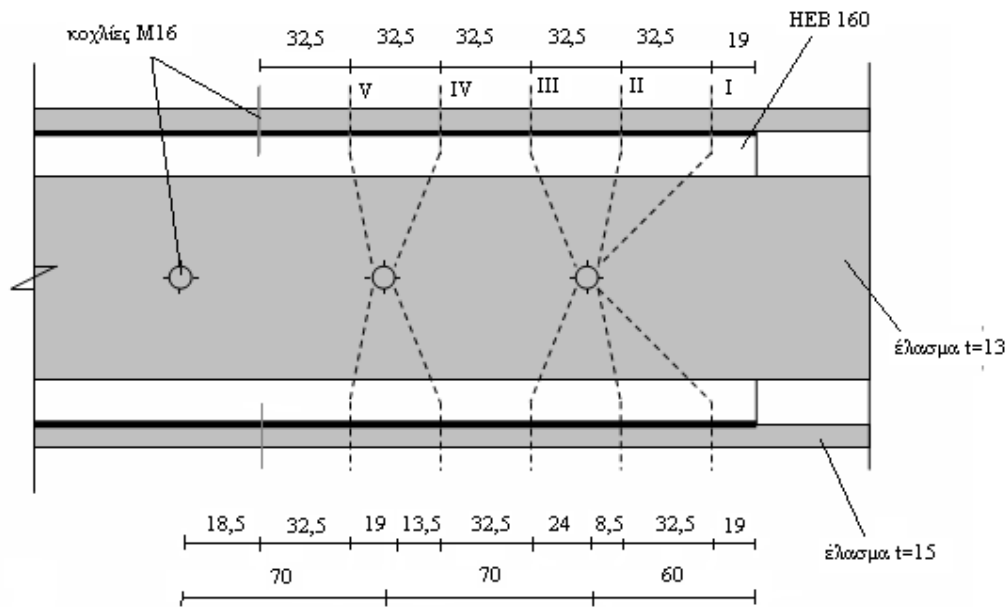
$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{54,25\text{cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 1925,88\text{kN} > N_{Ed} = 123,53\text{kN}$$

Όπου N_{Ed} είναι η μέγιστη εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεως και για τα δύο είδη υποστέγων.

Αντοχή της απομειωμένης διατομής σε θραύση

Γραμμές_θραύσης

Στο σχήμα 7.16 παρουσιάζονται οι πιθανές διατομές αστοχίας λόγω θραύσης του χάλυβα στις θέσεις στις οποίες υπάρχουν οπές κοχλιών. Οι διατομές αυτές είναι οι διατομές που προκύπτουν από την τομή της διαγωνίου με τις εικονιζόμενες διακεκομμένες γραμμές I-V στο σχήμα .



Σχήμα 7.16 : Πιθανές διατομές αστοχίας λόγω θραύσης του χάλυβα

Εύρεση απομειωμένης διατομής A_{net}

$$A_{net} = A - n \times t \times d_0 - \left(\frac{s^2}{4 \times p} \right) \times t$$

Όπου

A : το εμβαδό της διατομής της διαγωνίου $A = 54,25cm^2$

n : ο αριθμός των οπών κοχλιών ,δηλαδή

$$n = 4 \text{ για τα πέλματα και } n = 1 \text{ για τον κορμό}$$

t : πάχος διατεμνόμενου ελάσματος διατομής,δηλαδή

$$t_f = 1,3cm \quad t_w = 8,0cm$$

d_0 : εμβαδό οπής κοχλία, $d_0 = 1,8cm$

s : οριζόντια απόσταση κοχλιών

$$p : \text{κατακόρυφη απόσταση κοχλιών}, p = \frac{d}{2} = \frac{10,4\text{cm}}{2} = 5,2\text{cm}$$

Έτσι έχουμε :

Για τις διατομές I-V όλα τα δεδομένα είναι ίδια εκτός από την οριζόντια απόσταση s και άρα κρισιμότερη είναι η διατομή II καθώς έχει το μικρότερο s και άρα η απομειωμένη διατομή A_{net} είναι μικρότερη σε αυτήν την περίπτωση. Έτσι προκύπτει η αντοχή σε εφελκυσμό της απομειωμένης διατομής έναντι θραύσης;

$$N_{u,Rd} = \frac{0,90 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Όπου :

$$s = 0,85\text{cm}$$

$$A_{net} = 54,25\text{cm}^2 - 4 \times 1,3\text{cm} \times 1,8\text{cm} - 1 \times 0,8\text{cm} \times 1,8\text{cm} + \frac{(0,85\text{cm})^2}{4 \times 5,2\text{cm}} \times 0,8\text{cm} = 43,48\text{cm}^2$$

$$f_u = 51,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,90 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \times 43,48\text{cm}^2 \times 51,0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,25} = 1596,59\text{kN} > N_{Ed} = 123,53\text{kN}$$

$$N_{u,Rd} = 1596,59\text{kN} < N_{pl,Rd} = 1925,88\text{kN}$$

δηλαδή δεν ικανοποιείται το κριτήριο ολκιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αντοχή της ολικής διατομής. Προκειμένου να ικανοποιηθεί το κριτήριο αυτό σε πλάστιμα μέλη όπου είναι υποχρεωτικό, μπορεί είτε να ενισχυθεί η διατομή στη θέση αποκατάστασης (συνήθως με συγκολλητά ελάσματα κορμού) ή να μειωθεί η πλήρης διατομή αποκόπτοντας τμήματα των πελμάτων. Στη συγκεκριμένη

περίπτωση επιλέγεται η δεύτερη λύση, μειώνοντας το πάχος των πελμάτων κατά 3 mm λίγο πριν την κοχλίωση.

$$A_T = A - 2 \times \Delta t_f \times b = 54,25 \text{ cm}^2 - 2 \times 0,3 \text{ cm} \times 16 \text{ cm} = 44,65 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{44,65 \text{ cm}^2 \times 35,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 1585,08 \text{ kN} > N_{Ed} = 123,53 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 1585,08 \text{ kN} < N_{u,Rd} = 1596,59 \text{ kN}$$

Το κριτήριο ολκιμότητας ικανοποιείται.

Ενισχύσεις δοκού σύζευξης

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 τα άκρα των δοκών σύζευξης πρέπει να ενισχύονται με αμφίπλευρες νευρώσεις καθ' όλο το ύψος του κορμού. Το πάχος των νευρώσεων αυτών πρέπει να είναι τουλάχιστο ίσο με:

$$t_{νευρ} = \max\{0,75 \times t_w, 10 \text{ mm}\} = \max(0,75 \times 8,0 \text{ mm}, 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

Επιλέγεται $t_{νευρ} = 10 \text{ mm}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

8.1 ΓΕΝΙΚΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία είχε ως στόχο τη διερεύνηση συμπεριφοράς πανομοιότυπων υποστέγων τα οποία διέφεραν ως προς το είδος και τη θέση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Για τα κτίρια αυτά επιλέχθηκαν διατομές οι οποίες ελέγχθηκαν από το πρόγραμμα με βάση την ικανοποίηση των ελέγχων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

Έτσι λοιπόν εξετάστηκαν τα είδη των συνδέσμων δυσκαμψίας: 1) Διαγώνιοι σύνδεσμοι, 2) τύπου Λ σύνδεσμοι και 3) έκκεντροι σύνδεσμοι . Για κάθε ένα από τα είδη των συνδέσμων εξετάστηκαν οι εξής δύο θέσεις εναλλακτικής τοποθέτησής τους: 1) στα ακραία φαντώματα και 2) στο 4^ο και στο 7^ο φάντωμα κατά τη διαμήκη διάσταση του κτιρίου .Επιπλέον για κάθε ένα από τα κτίρια προέκυψαν τέσσερα προσομοιώματα, σε κάθε ένα από τα οποία εφαρμόστηκε διαφορετική εκκεντρότητα μάζας $\pm e_y$ και $\pm e_x$.Επιπρόσθετα μελετήθηκε η δημιουργία ενδιάμεσου σύμμικτου μεσοπατώματος σε ένα τμήμα των κτιρίων.Παράλληλα σε άλλο τμήμα τους θα λειτουργεί γερανογέφυρα για την ανύψωση και μεταφορά φορτίων εντός του χώρου τους .

8.2 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

▪ Όσον αφορά το είδος των συνδέσμων δυσκαμψίας

Στα υπόστεγα στα οποία εφαρμόστηκαν διαγώνιοι σύνδεσμοι θεωρήθηκε η συμβολή τόσο της εφελκόμενης όσο και της θλιβόμενης διαγωνίου. Παρά το γεγονός ότι η διαστασιολόγηση βασίστηκε και στη θλιβόμενη διαγώνιο , ο τύπος των συνδέσμων αυτών εξακολουθεί να αποτελεί ένα είδος ιδιαίτερα πλάστιμου συνδέσμου καθώς έχει σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις πριν την αστοχία του και έτσι δικαιολογείται η αυξημένη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς. Στα υπόστεγα με τους τύπου Λ συνδέσμους η συμμετοχή της θλιβόμενης διαγωνίου είναι απαραίτητη .Στα υπόστεγα με τους έκκεντρος συνδέσμους δυσκαμψίας πλάστιμο μέλος είναι η δοκός σύζευξης , στην οποία αναπτύσσεται καμπτική ή διατμητική διαρροή κάτι το οποίο προσδίδει πλαστιμότητα στην κατασκευή.Οι σύνδεσμοι αυτοί παρουσιάζουν πολύ μεγαλύτερη πλαστιμότητα από τα υπόλοιπα είδη κάτι το οποίο είναι ιδιαίτερα επιθυμητό στις κατασκευές.

- Όσον αφορά τη θέση των συνδέσμων δυσκαμψίας

Στα υπόστεγα στα οποία οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται στα ακραία φαντώματα οι παραμορφώσεις λόγω θερμικών διαστολών παρεμποδίζονται και αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να προκαλείται ένταση σε αυτούς τους φορείς λόγω καταναγκασμού. Σε αντίθεση, στα υπόστεγα στα οποία οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται στα ενδιάμεσα φαντώματα κατά τη διαμήκη διάσταση των κτιρίων, 4^ο και 7^ο, οι παραμορφώσεις λόγω θερμικών διαστολών δεν παρεμποδίζονται και οι οριζόντιες δυνάμεις που προκαλούνται μεταφέρονται από την κεφαλοδοκό στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Επομένως ευνοϊκότερη είναι η δεύτερη διάταξη.

- Εκκεντρότητα μάζας

Η εκκεντρότητα μάζας εφαρμόστηκε ώστε να ληφθούν υπόψη οι στρεπτικές επιπλοήσεις κατά το σχεδιασμό, κάτι το οποίο κατέστησε πιο δυσχερή τη διαστασιολόγηση αυξάνοντας τον αριθμό των προσομοιωμάτων. Οι εκκεντρότητες μάζας κατά όροφο ήταν διαφορετικές και εφαρμόστηκαν σε διαφορετικά σημεία εξαιτίας της διαφορετικής συμπεριφοράς των διαφραγμάτων.

- Σύμμικτο μεσοπάτωμα

Η κατασκευή σύμμικτου μεσοπατώματος, το οποίο επιτυγχάνεται με διατμητική σύνδεση της πλάκας σκυροδέματος με τη σιδηροδοκό, είχε μία ξεχωριστή διαδικασία ελέγχου και διαστασιολόγησης η οποία δεν ήταν εφικτό να πραγματοποιηθεί με το πρόγραμμα. Η σύμμικτη λειτουργία έδωσε τη δυνατότητα παραλλαβής μεγάλου κινητού φορτίου με μικρότερη διατομή σιδηροδοκού, κάτι το οποίο συνεπάγεται οικονομικότητα.

- Δοκός κύλισης της γερανογέφυρας

Ιδιάζουσας σημασίας για την κατασκευή ήταν η μελέτη, η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Αυτό γιατί είναι μία από τις λίγες κατασκευές στην οποία τα μέγιστα φορτία υπολογισμού πραγματοποιούνται στο ακέραιο και μάλιστα πολύ συχνά. Επιπλέον επειδή αποτελεί καθοριστική για τη διακίνηση των φορτίων εντός του κτιρίου, η ελαττωματική λειτουργία της, η οποία συνεπάγεται καθυστέρηση των εργασιών για συντήρηση και επισκευή, έχει σοβαρές οικονομικές επιπτώσεις.

8.3 ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ

Η διαστασιοποίηση βασίστηκε στην πλήρη αξιοποίηση της αντοχής των περισσότερων μελών της κατασκευής. Δηλαδή επιλέχθηκαν διατομές για τα μέλη αυτά οι οποίες ικανοποιούσαν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας και οι οποίες παράλληλα οδηγούσαν στο μέγιστο δυνατό συντελεστή εκμετάλλευσής τους. Τα μέλη για τα οποία έγινε αυτή η διαδικασία είναι τα υποστυλώματα, η κεφαλοδοκός και οι διαγώνιοι των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας καθώς τα στοιχεία αυτά έχουν ιδιαίτερη καταπόνηση για τα φορτία που επεβλήθησαν στο υπό μελέτη κτίριο. Οι νέες διατομές είναι οι παρακάτω :

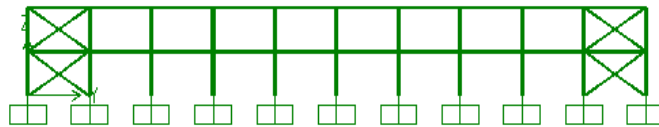
- Υποστυλώματα
Για όλους τους τύπους υποστέγων χρησιμοποιήθηκε διατομή HEB 220
- Κεφαλοδοκός
 - Υπόστεγο με ακραίους τύπου Λ συνδέσμους :HEB 120
 - Υπόλοιπα υπόστεγα :HEB 100
- Διαγώνιοι κατακόρυφων συνδέσμων
 - Διαγώνιοι σύνδεσμοι : HEB 160
 - Τύπου Λ σύνδεσμοι : HEB 180
 - Έκκεντροι σύνδεσμοι : HEB 160

8.3.1 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ

8.3.1.1 ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ

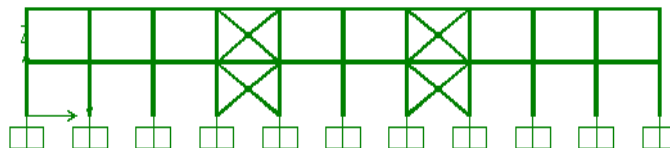
Το ίδιο βάρος του μεταλλικού σκελετού για κάθε τύπο υποστέγου με τις διατομές της εναλλακτικής διαστασιολόγησης δίνεται παρακάτω :

I. Υπόστεγο με διαγώνιους συνδέσμους σε ακραίες θέσεις



Σχήμα 8.1 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με διαγώνιους συνδέσμους σε ακραίες θέσεις
Ίδιο βάρος μεταλλικού σκελετού : 130,1 t

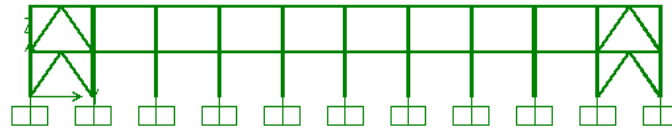
II. Υπόστεγο με διαγώνιους συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις



Σχήμα 8.2 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με διαγώνιους συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις

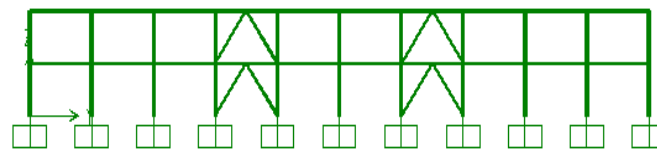
Ίδιο βάρος μεταλλικού σκελετού : 131,3 t

III. Υπόστεγο με τύπου Λ συνδέσμους σε ακραίες θέσεις



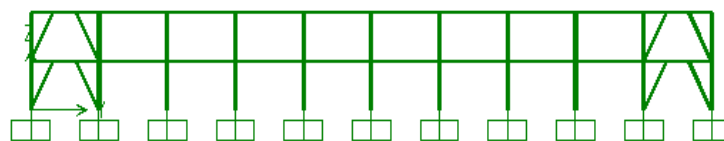
Σχήμα 8.3 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με τύπου Λ συνδέσμους σε ακραίες θέσεις
Ίδιο βάρος μεταλλικού σκελετού :129,9 t

IV. Υπόστεγο με τύπου Λ συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις



Σχήμα 8.4 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με τύπου Λ συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις
Ίδιο βάρος μεταλλικού σκελετού :130,1 t

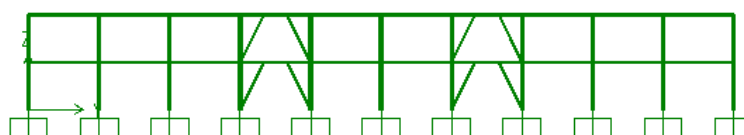
V. Υπόστεγο με έκκεντρους συνδέσμους σε ακραίες θέσεις



Σχήμα 8.5 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με έκκεντρους συνδέσμους σε ακραίες θέσεις

Ίδιο βάρος μεταλλικού σκελετού : 127,2 t

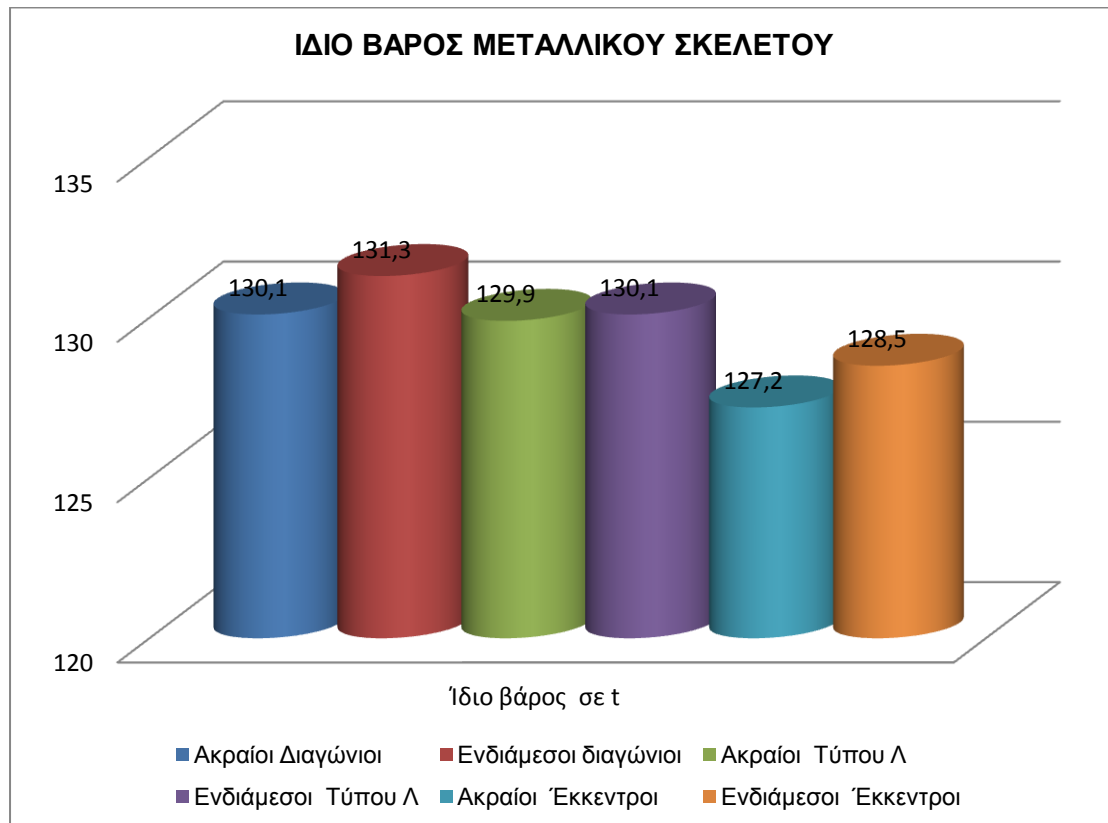
VI. Υπόστεγο με έκκεντρους συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις



Σχήμα 8.6 : Όψη επιπέδου κατά y υποστέγου με έκκεντρους συνδέσμους σε ενδιάμεσες θέσεις

Ίδιο βάρος μεταλλικού σκελετού : 128,5 t

Το ίδιο βάρος μεταλλικού σκελετού των κτιρίων παρατίθεται σε μορφή διαγράμματος στο σχήμα 8.7 .



Σχήμα 8.7: Διάγραμμα – Ίδιο βάρος μεταλλικού σκελετού υποστέγων

Σύμφωνα με το διάγραμμα τα συμπεράσματα στα οποία καταλήγουμε είναι τα εξής:

- Με κριτήριο τη θέση των συνδέσμων δυσκαμψίας και για ίδιο τύπο συνδέσμων παρατηρείται ότι η διάταξη τους στα ακραία φαντώματα οδηγεί σε μικρότερο ίδιο βάρος της μεταλλικής κατασκευής σε σχέση με τη διάταξή τους στα ενδιάμεσα φαντώματα, δηλαδή στο 4^ο και στο 7^ο. Ακριβέστερα η μείωση του ίδιου βάρους από ενδιάμεσους σε ακραίους είναι η εξής:
 - για τους διαγώνιους συνδέσμους : 0,9 %
 - για τους τύπου Λ συνδέσμους : 0,2%
 - για τους έκκεντρους συνδέσμους : 1,0 %

Οι διαφορές αυτές οφείλονται στην ύπαρξη περισσότερων οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας για τα υπόστεγα στα οποία οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι διατάσσονται σε ενδιάμεσα φαντώματα, καθώς σε αυτά επιβάλλεται η τοποθέτηση οριζόντιων συνδέσμων όχι μόνο στα ακραία φαντώματα αλλά και στα ενδιάμεσα έτσι ώστε να μεταφέρονται οι ασκούμενες οριζόντιες δυνάμεις της επιστέγασης στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας.

- Με κριτήριο τον τύπο των συνδέσμων δυσκαμψίας και για ίδια θέση διάταξής τους προκύπτει ότι μικρότερο ίδιο βάρος μεταλλικής κατασκευής παρουσιάζει ο τύπος των έκκεντρων συνδέσμων. Αναλυτικά η μείωση του ίδιου βάρους για τοποθέτηση έκκεντρων συνδέσμων στο υπόστεγο είναι η εξής:
 - Για τοποθέτηση των συνδέσμων σε ακραία φατνώματα :
 - 2,2 % σε σχέση με τους διαγώνιους συνδέσμους
 - 2,1% σε σχέση με τους τύπου Λ συνδέσμους
 - Για τοποθέτηση των συνδέσμων σε ενδιάμεσα φατνώματα :
 - 2,1% σε σχέση με τους διαγώνιους συνδέσμους
 - 1,2% σε σχέση με τους τύπου Λ συνδέσμους

Η μείωση του ίδιου βάρους για τοποθέτηση έκκεντρων συνδέσμων οφείλεται στη μεγαλύτερη πλαστιμότητα την οποία παρουσιάζουν σε σχέση με τους άλλους δύο τύπους συνδέσμων. Επίσης αναμενόταν μεγαλύτερο ίδιο βάρος για τοποθέτηση τύπου Λ συνδέσμων καθώς αυτοί διαθέτουν μικρότερη πλαστιμότητα και οδήγησαν σε μεγαλύτερες διατομές διαγωνίων και στους δύο τύπους υποστέγων ενώ στην περίπτωση του υποστέγου με ακραίους τύπου Λ συνδέσμους οδήγησαν επιπλέον και σε μεγαλύτερη διατομή κεφαλοδοκού. Ωστόσο σε μεγαλύτερο ίδιο βάρος οδήγησε η τοποθέτηση διαγώνιων συνδέσμων καθώς αυτός ο τύπος συνδέσμων έχει μεγαλύτερο μήκος διαγωνίου αλλά και γιατί η διαστασιολόγηση στη συγκεκριμένη περίπτωση βασίστηκε και στη θλιβόμενη διαγώνιο.

- Παρατηρείται ότι οι διαφορές στο ίδιο βάρος ανάμεσα σε όλους τους τύπους υποστέγων είναι μικρή και αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι εφαρμόστηκαν οι ελάχιστες διατομές, κάτι το οποίο δεν επέτρεψε να οδηγηθούμε στο μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης για τα στοιχεία που μελετήθηκαν κατά την εναλλακτική διαστασιολόγηση.
- Σε κάθε περίπτωση η χρήση διατομών οι οποίες οδηγούν σε μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης οδηγεί σε μικρότερες διατομές και επομένως σε μεγαλύτερη οικονομία.

Οι παραπάνω παρατηρήσεις μας δίνουν τη δυνατότητα για σχεδιασμό κατασκευών οι οποίες εκτός από το ότι θα διαστασιολογηθούν σύμφωνα με τις απαιτήσεις των κανονισμών για την οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, θα έχουν παράλληλα μικρό ίδιο βάρος μεταλλικού σκελετού, κάτι το οποίο θα τις καθιστά πιο οικονομικές.

8.4 ΣΥΝΟΨΗ

Παρά το γεγονός ότι η διάταξη συνδέσμων δυσκαμψίας στα ακραία φατνώματα οδηγεί στη μείωση του ίδιου βάρους της μεταλλικής κατασκευής, η διάταξη αυτή δεν είναι η ευνοϊκότερη καθώς επιβαρύνει την κατασκευή με πρόσθετη ένταση λόγω των παρεμποδιζόμενων θερμικών διαστολών. Επομένως επιλέγεται η διάταξη των συνδέσμων στα ενδιάμεσα φατνώματα 4^ο και 7^ο.

Η χρήση έκκεντρων συνδέσμων έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση του ίδιου βάρους της κατασκευής και άρα την καθιστά πιο οικονομική. Επιπλέον αυτός ο τύπος συνδέσμων προσδίδει πλαστιμότητα στην κατασκευή, κάτι το οποίο είναι ιδιαίτερα επιθυμητό στις κατασκευές που σχεδιάζονται να επαρκούν στο σεισμό.

Όσον αφορά τις απαιτήσεις λόγω χρήσης του κτιρίου η χρήση συνδέσμων έκκεντρου τύπου διευκολύνει την εύκολη πρόσβαση και προσπέλαση στο χώρο του κτιρίου, κάτι το οποίο είναι σημαντικό δεδομένου του ότι το κτίριο προορίζεται για βιομηχανική χρήση και άρα η κυκλοφορία στο χώρο αυτό θα είναι μεγάλη.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ι. Χ. Ερμόπουλου, «Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2^η έκδοση.
- Ι. Χ. Ερμόπουλου, «Στοιχεία Σχεδιασμού Μεταλλικών Κατασκευών», Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα 2000.
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005.
- Ι. Βάγια, «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2003.
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2^η έκδοση.
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2^η έκδοση.
- Ιωάννης Κ. Βάγιας, «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2001, 2^η έκδοση.
- Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, prENV 1993-1-1 : 2003
- «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός», (Ε.Α.Κ.), Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2001
- Ι.Θ.Κατσικαδέλη, «Δυναμική των Κατασκευών», Τόμος 1, Εκδόσεις Συμμετρία, 2002

- Anil K. Chopra, «Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, 3^η έκδοση, 2007