

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΠΙΤΙΟΥ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ



ΦΟΙΤΗΤΗΣ: ΛΑΖΑΡΗΣ ΑΝΔΡΕΑΣ (Α.Μ. 6971)

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ : ΤΣΙΝΟΠΟΥΛΟΣ ΣΤΕΦΑΝΟΣ

ΠΑΤΡΑ 2022

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το παρόν τεύχος αποτελεί την διπλωματική εργασία που εκπονήθηκε στο Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών της Σχολής Τεχνολογικών Εφαρμογών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου και έχει σαν θέμα τη ανάλυση της στατικής μελέτης ενός μεταλλικού σπιτιού στην περιοχή της Εγλυκάδας Πατρών.

Στόχος της διπλωματικής εργασίας είναι η κατανόηση της δομής των μεταλλικών σπιτιών αλλά και η εξάσκηση στους υπολογισμούς των φορτίων και διατομών της κατασκευής.

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Στέφανο Τσινόπουλο για την βοήθεια και τις συμβουλές του κατά τη διάρκεια της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τον πολιτικό μηχανικό κ. Νεοκλή Παπαδόπουλο αλλά και την κατασκευάστρια εταιρεία ΛΑΖΑΡΗΣ ΔΗΜΗΤΡΗΣ ΑΒΕ του μεταλλικού σπιτιού που με βοήθησαν τα μέγιστα ώστε κατανοήσω εις βάθος την στατική μελέτη.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ θα ήθελα να το εκφράσω στην οικογένεια μου η οποία δεν σταμάτησε λεπτό να πιστεύει σε εμένα και για αυτό η παρούσα πτυχιική εργασία είναι αφιερωμένη σε αυτούς.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η ανάλυση και ο υπολογισμός των επιμέρους παραμέτρων που αφορούν την στατική μελέτη μεταλλικών κατασκευών, με βάση όλα όσα ορίζουν οι Ευρωκώδικες. Πιο συγκεκριμένα επικεντρώνεται στην μελέτη ενός μεταλλικού σπιτιού καθώς η χρήση χάλυβα σε ανάλογες κατασκευές αποτελεί μια επιλογή που τα τελευταία χρόνια αρχίζει να προτιμάται έναντι της τυπικής κατασκευής από σκυρόδεμα. Με τον όρο μεταλλικό σπίτι αναφέρεται στο φέροντα οργανισμό (σκελετό) του σπιτιού σε συνδυασμό με οπλισμένο σκυρόδεμα στη θεμελίωση, στην πλάκα οροφής και στην σκάλα.

Συγκεκριμένα στο κεφάλαιο 1 παρουσιάζεται η ιστορική εξέλιξη των μεταλλικών σπιτιών, καθώς τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα στην χρήση κατασκευών από δομικό χάλυβα. Επίσης ερμηνεύονται οι ιδιότητες του δομικού χάλυβα.

Το κεφάλαιο 2 αφορά την μόρφωση ως προς τα μέλη του μεταλλικού σπιτιού και ο ρόλος του κάθε μέλους στην κατασκευή.

Στο κεφάλαιο 3 αναλύονται οι συνδέσεις των μελών μεταξύ τους όπως και οι διάφοροι τρόποι συνδέσεων τους (κοχλίες και συγκολλήσεις).

Στο κεφάλαιο 4 περιγράφεται το πλαίσιο των Ευρωκώδικων που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση της στατικής μελέτης.

Στο κεφάλαιο 5 γίνεται μια σύντομη περιγραφή στα στάδια κατασκευής

Στο κεφάλαιο 6 υπολογίζονται τα φορτία της κατασκευής

Στο κεφάλαιο 7 αναφέρεται ο ρόλος του μηχανικού στις μεταλλικές κατασκευές και αναλύεται η στατική μελέτη της οικίας

Στο κεφάλαιο 8 περιγράφονται οι βιομηχανικές διεργασίες για την διεκπεραίωση της κατασκευής, όπως και οι κατόψεις και τα σχέδια των μελών του κτηρίου.

Περιεχόμενα

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	2
Κεφάλαιο 1 ^ο ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΟΙΚΙΩΝ ΑΠΟ ΔΟΜΙΚΟ ΧΑΛΥΒΑ.....	3
1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	3
1.2 ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ	4
1.2.1 Παραγωγή χάλυβα	4
1.3 ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ	5
1.3.1 Χημική σύσταση	5
1.3.2 Μηχανική επεξεργασία - μορφοποίηση	5
1.3.3 Θερμική επεξεργασία	6
1.4 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΧΑΛΥΒΑ	6
1.4.1 Μηχανικές ιδιότητες δομικού χάλυβα.....	6
1.4.2 Ποιότητες χάλυβα	7
1.5 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ.....	8
1.6 ΤΡΟΠΟΙ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ	10
1.6.1 Πυροπροστασία	10
1.6.2 Αμμοβολή μετάλλου	12
Κεφάλαιο 2 ^ο ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΟΙΚΙΑΣ....	13
2.1 ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	13
2.2. ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ	13
2.2.1 Σκυρόδεμα.....	13
2.2.2 Οπλισμένο σκυρόδεμα	14
2.2.3 Χάλυβας οπλισμένου σκυροδέματος.....	15
2.3 ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΣΚΕΛΕΤΟΣ	16
2.3.1 Κύριοι φορείς – Πλαίσια.....	16
2.3.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	18
2.2.3 Δοκάρια παταριού – Διαδοκίδωση.....	19
2.4 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ.....	20
2.5 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ	20
2.5.1 Χαλύβδινες βάσεις.....	21
Κεφάλαιο 3 ^ο ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ	26
3.1 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	26
3.1.1 Συγκολλήσεις.....	26
3.2 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	29

3.2.1 Κοχλίες και εξαρτήματα	30
3.2.2 Ποιότητες κοχλιών	31
3.2.3 Δύναμη προέντασης.....	31
3.2.4 Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων.....	32
3.3 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΔΟΜΩΝ	34
3.3.1 Τύποι συνδέσεων	34
3.3.2 Συνδέσεις δοκού υποστυλώματος.....	35
3.3.3 Αγκυρόβιδες – Έδραση υποστυλώματος	36
3.3.4 Σύνδεση τεγίδας – κεφαλοδοκού.....	37
3.3.5 Σύνδεση αντιανεμικού συστήματος δυσκαμψίας – υποστυλώματος.....	38
Κεφάλαιο 4 ^ο ΤΟ ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΤΩΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΩΝ.....	40
4.1 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 0	40
4.1 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1	41
4.2 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 2	41
4.3 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3	42
4.3.1 Απαιτούμενοι έλεγχοι.....	43
4.4 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 4	43
Κεφάλαιο 5 ^ο ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΟΙΚΙΑΣ ΠΟΥ ΘΑ ΜΕΛΕΤΗΘΕΙ	44
5.1. Στάδια κατασκευής	44
5.2. Διαμόρφωση χώρου	44
Κεφάλαιο 6 ^ο ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΠΟΥ ΜΕΛΕΤΑΤΑΙ	48
6.1 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ Ο ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥΣ	48
6.2 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ	48
6.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	49
6.3.1 Φορτία Χιονιού	49
6.3.2 Δράσεις Ανέμου.....	51
6.3.3 Φορτία σεισμού	52
6.3.4 Συνοπτική Περιγραφή της Ακολουθουμένης Μεθόδου	53
6.4 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ – ΔΡΑΣΕΙΣ	60
6.4.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας	61
6.4.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.....	64
Κεφάλαιο 7 ^ο ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΟΥ ΜΕΛΕΤΑΤΑΙ	66
7.1 ΣΤΑΔΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΟΙΚΙΑΣ	66
7.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	68
7.2.1 Ελαστική ανάλυση	68
7.2.2 Πλαστική ανάλυση.....	68
7.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΩΝ	70

7.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΙΣΩΣΕΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	73
7.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΙΣΩΣΕΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΔΟΚΟΥ	86
Κεφάλαιο 8 ^ο ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΤΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ..	97
8.1 ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΣΧΕΔΙΑΣΗ.....	97
8.1.1 Σχέδια Συναρμολόγησης Μελών	97
8.1.3 Σχέδια Κοπής και Διάτρησης Μελών	98
8.1.4 Σχέδια Τεμαχίων και Πλακών	98
8.1.5 Λίστες Υλικών και κοχλιών	99
Κεφάλαιο 8 ^ο ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	100
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	101

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο χάλυβας σαν υλικό έχει τα τελευταία χρόνια γνωρίσει μια ιδιαίτερη άνθιση στη Ελλάδα. Η ευρεία χρήση του σε μεγάλα αρχιτεκτονικά επιτεύγματα όπως γέφυρες και στάδια, εξοικείωσαν τους πολίτες στο εν λόγω υλικό κάνοντας το προτιμότερο για δόμηση σε κτηριακά έργα τα οποία λίγα χρόνια πριν θα κατασκευάζονταν αποκλειστικά από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Τα έργα από δομικό χάλυβα απαιτούν γνώση και εξειδίκευση πέρα από την καθαρά υπολογιστική ικανότητα του μηχανικού μελετητή. Η ανέγερση των μεταλλικών κατασκευών γίνεται εφικτή με την ανάπτυξη διαφορετικών κατασκευαστικών σχεδίων

Οι σχεδιαστές μεταλλικών κατασκευών πρέπει, μεταξύ άλλων, να κατανοήσουν μια σειρά αρχιτεκτονικών πρακτικών προκειμένου να πραγματοποιήσουν μια άρτια μελέτη που ανταποκρίνεται στις ανάγκες και απαιτήσεις του πελάτη. Επίσης πρέπει να γνωρίζουν την διαθεσιμότητα της αγοράς σε υλικά, τις δυνατότητες του κατασκευαστικού τομέα επεξεργασίας μεταλλικών κατασκευών και τέλος τις εκάστοτε συνθήκες κατά τις οποίες θα ανεργεθεί η κατασκευή. Στην καθημερινή πρακτική του μελετητή δημιουργούνται ερωτήματα τύπου κοχλιωτές ή συγκολλητές συνδέσεις, χρήση πρότυπων ή συγκολλητών διατομών, συνδέσεις απλής διάτμησης ή κάμψης. Η βέλτιστη λύση επιτυγχάνεται με τον συνδυασμό αυτών των πολλαπλών παραγόντων

Το οίκημα που μελετάται σε αυτήν την διπλωματική είναι ισόγειο με απόληξη κλιμακοστασίου 93 τετραγωνικών μέτρων. Το σπίτι βρίσκεται στην Πάτρα, στην περιοχή της Εγλυκάδας (Άγιος Ανδρέας). Η θεμελίωση γίνεται με πέδιλα από σκυρόδεμα και χάλυβα οπλισμού. Ο σκελετός αποτελείται από συνδετήρια δοκάρια από δομικό χάλυβα, ενώ χρησιμοποιείται για την πλάκα οροφής σύμμικτη πλάκα. Η σύμμικτη πλάκα αποτελείται από το χαλυβδόφυλλο, την έκχυση σκυροδέματος και την τοποθέτηση οπλισμού από χάλυβα.

Η εσωτερική και η εξωτερική τοιχοποιία πραγματοποιείται από τον συνδυασμό τούβλων και σοφάδων (εσωτερικά) και θερμοπρόσοψη που αποτελείται από θερμομονωτικά υλικά και διάφορες αντιρρηγματικές στρώσεις (εξωτερικά).

Κεφάλαιο 1^ο ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΟΙΚΙΩΝ ΑΠΟ ΔΟΜΙΚΟ ΧΑΛΥΒΑ

Ο σχεδιασμός και η μελέτη μεταλλικών οικισμών αναπτύχθηκε στην Ελλάδα την τελευταία δεκαετία. Λόγω του εξαιρετικού συνδυασμού του δομικού χάλυβα με σκυρόδεμα, οι σύμμικτες κατασκευές προτιμούνται έναντι της κλασσικής εκδοχής του σπιτιού από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Εκτός όμως αυτού μειώνεται το βάρος της κατασκευής αφού με τα ίδια φορτία σχεδιασμού προκύπτουν διαφορετικές διατομές για τον χάλυβα και για το σκυρόδεμα ανάλογα. Ενδεικτικά με την χρήση δομικού χάλυβα αντί σκυροδέματος στον σκελετό της κατασκευής, το βάρος μειώνεται έως και 30% χωρίς να υπάρξουν θέματα ανθεκτικότητας της κατασκευής. Αφού μειωθεί το βάρος κατασκευής μειώνεται και το κόστος του έργου.

Ο δομικός χάλυβας παρουσιάζει τεράστιες αντοχές σε σεισμό και ανεμικές πιέσεις. Λόγω της έντονης σεισμικής δραστηριότητας στην Ελλάδα, κυρίως στην περιοχή των Επτανήσων, οι κατασκευές από δομικό χάλυβα αυξάνονται θεαματικά.

Εξαιτίας της δυνατότητας διαμόρφωσης του δομικού χάλυβα, τα μέλη της κατασκευής μπορούν να λάβουν διάφορα σχήματα. Έτσι μπορεί να δημιουργηθεί η σκεπή της οικίας. Η σκεπή μπορεί να είναι μονοκλινής (μία κλίση), δικλινής (δύο κλίσεις) ή τετρακλινής (τέσσερις κλίσεις). Η τεχνογνωσία και η εμπειρία της αρμόδιας κατασκευαστικής εταιρίας προσδίδει την ανάλογη κομψότητα στην σκεπή του σπιτιού, αφού πρόκειται για μια δύσκολη σχεδιαστικά διαδικασία. Η σχεδίαση της σκεπής απαιτεί συνδέσεις υπό κλίση μεταξύ των μελών του κτηρίου.

Συνήθως για την επικάλυψη της σκεπής χρησιμοποιείται πάνελ κεραμιδιού που μοιάζει εξωτερικά με το τυπικό κεραμίδι, όμως με μεγαλύτερη θερμομόνωση και προστασία από τις καιρικές συνθήκες.

1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Στη ιστορία των κατασκευών ως βασικά δομικά υλικά ήταν η πέτρα, το μάρμαρο, το ξύλο, το σκυρόδεμα και από τις αρχές του 19^{ου} αιώνα ο σίδηρος. Ο σίδηρος είναι προγενέστερη μορφή του χάλυβα με βελτιστοποιημένα χαρακτηριστικά.

Οι πρώτες εφαρμογές σιδήρου εντοπίζονται σε μη δομικές κατασκευές (ροζέτες, κιγκλιδώματα). Αυτή η μορφή σιδήρου ήταν κυρίως χυτοσίδηρος ο οποίος είναι ψαθυρό και εύθραυστο υλικό, αλλά με υψηλή ανθεκτικότητα σε θλίψη.

Η εφαρμογή του χάλυβα ως δομικό υλικό αρχίζει ουσιαστικά το 1779 με την γέφυρα σε μορφή τόξου Ironbridge στη Βρετανία με άνοιγμα 33 μέτρα. Άλλο ιστορικό

παράδειγμα κατασκευής από σίδηρο είναι το Crystal Palace στο Λονδίνο που κατασκευάστηκε το 1851.

Όμως η τεχνολογία της εποχής εκείνης έχει εξελιχθεί. Λόγω των τωρινών απαιτήσεων ο σίδηρος αντικαθίσταται με τον χάλυβα του οποίου οι μέθοδοι παραγωγής αναπτύσσονται από τον κλίβανο Bessemer προς την συνεχή χύτευση. Ταυτόχρονα οι ποιότητες του παραγόμενου χάλυβα ποικίλλουν από μαλακούς ανθρακούς χάλυβες σε χάλυβες με υψηλότερα μηχανικά χαρακτηριστικά.

Οι συνδέσεις των μελών πραγματοποιούνταν με έναν μεγάλο αριθμό ήλων, οι οποίοι τοποθετούνταν σε πυρακτωμένη κατάσταση σε προανοιγμένες οπές και με σφυρηλάτηση διαμορφώνονται οι κεφαλές τους. Με την ψύξη των ήλων πραγματοποιήθηκε η επιθυμητή σύσφιξη και η μόνιμη σύνδεση των ελασμάτων.

Με τον τρόπο αυτό οι κεφαλές των ήλων πλημμύρισαν την επιφάνεια των ελασμάτων. Για αυτόν τον λόγο αυτές οι συνδέσεις ήταν χρονοβόρες και δαπανηρές, ενώ περιόριζαν τις μορφές των διαφόρων έργων κυρίως σε πολύ πιο απλές κατασκευές. Με την τεχνολογική εξέλιξη του 2^{ου} παγκοσμίου πολέμου αναπτύχθηκαν οι συγκολλήσεις. Πρόκειται για μια επαναστατική μέθοδο η οποία συνδέει γρήγορα τα ελάσματα. Μετά τον πόλεμο εμφανίστηκαν στην αγορά οι κοχλίες υψηλής αντοχής οι οποίοι σε αντίθεση με τους κοινούς ήλους μπορούσαν να προενταθούν και επομένως να δημιουργήσουν συνδέσεις όχι μόνο αυξημένης αντοχής αλλά και αυξημένης δυσκαμψίας, ικανές να δέχονται και δυναμικές καταπονήσεις.

1.2 ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ

Ο δομικός χάλυβας (ασάλι) είναι ένα κράμα σιδήρου (Fe) με μικρή περιεκτικότητα άνθρακα (C) και μαγγανίου (Mn), καθώς και μικρές ποσότητες θείου (S), φωσφόρου (P), πυριτίου (Si) και οξυγόνου (O) και αποτελεί ένα από τα σπουδαιότερα βιομηχανικά υλικά. Στον κατασκευαστικό τομέα, κυριαρχούν οι μαλακοί χάλυβες, όπου η περιεκτικότητα σε άνθρακα είναι μικρότερη συγκριτικά με τους άλλους τύπους χαλύβων (0,3% κατά βάρος).

Γενικά οι χάλυβες χρησιμοποιούνται σε πολλούς τομείς όπως κατασκευή εργαλείων, γεωργικών μηχανημάτων, εξαρτήματα μηχανών και άλλα. Ωστόσο στα τεχνικά έργα απαιτούνται χάλυβες με χαμηλό ποσοστό άνθρακα έτσι ώστε ταυτόχρονα με την κατάλληλη κατεργασία να προκύπτει ένα προϊόν που συνδυάζει όσο το δυνατόν αυξημένη αντοχή, ανθεκτικότητα και σε κάθε περίπτωση αυξημένη ολκιμότητα.

1.2.1 Παραγωγή χάλυβα

Ο χάλυβας αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα δομικά υλικά. Παράγεται από ορυκτό σίδηρο, κοκ (άνθρακα) και οξυγόνο σε υψηλές θερμοκρασίες ώστε να παραχθούν μεγάλες ποσότητες ακατέργαστου σιδήρου. Ο ακατέργαστος σίδηρος πρέπει έπειτα να καθαριστεί από τον επιπλέον άνθρακα και τυχόν ακαθαρσίες.

Ανάλογα με τα επιθυμητά χαρακτηριστικά ανθεκτικότητας, ολκιμότητας συγχωνεύεται με νικέλιο, χαλκό, χρώμιο ώστε να λάβουμε το τελικό κράμα.

Από αυτή την διαδικασία προκύπτουν ράβδοι χάλυβα οι οποίοι περνούν ανάμεσα από δύο κύλινδρους που περιστρέφονται με σταθερή ταχύτητα αλλά με αντίστροφη φορά για να παραχθεί ένα συμπαγές, ορθογωνικού σχήματος υλικό με διαφορετική διατομή. Έπειτα το προϊόν αποστέλλεται σε άλλα κύλινδρους τα οποία προσδίδουν την γεωμετρία της τελικής διατομής όπως σωλήνες, κοιλοδοκοί, πλατύπελμες και υψίκορμες διατομές. Εκτός της διαμόρφωσης της τελικής γεωμετρίας του, βελτιώνονται οι ιδιότητες αντοχής και σκληρότητας του χάλυβα.

1.3 ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Γενικά οι χάλυβες που χρησιμοποιούνται στα δομικά τεχνικά έργα διακρίνονται ανάλογα με την επεξεργασία και την σύστασή τους

1.3.1 Χημική σύσταση

Οι δύο βασικές κατηγορίες δομικών χαλύβων που χρησιμοποιούνται στις μεταλλικές κατασκευές είναι οι :

- a) *Ανθρακούχοι μη κραματωμένοι χάλυβες* (χάλυβες κοινής χρήσης, χάλυβες υψηλής αντοχής)
- b) *Κραματωμένοι χάλυβες*. (ανοξειδωτοί και αντιδιαβρωτικοί χάλυβες) .Ως κραματωμένος χάλυβας ορίζεται κάθε χάλυβας ο οποίος βελτιώνεται με προσθήκη με άλλα κραματικά στοιχεία (νικέλιο, πυρίτιο, χρώμιο). Τα στοιχεία αυτά που προστίθενται ξεπερνούν το 5% της περιεκτικότητας του χάλυβα. Ο λόγος βελτίωσής τους είναι η αντοχή σε διάβρωση και σε χαμηλές θερμοκρασίες.

Στα μεταλλικά σπίτια οι μη κραματωμένοι χάλυβες αποτελούν το σκελετό του κτιρίου, ενώ οι κραματωμένοι είναι τα χαλυβδόφυλλα της σύμμικτης πλάκας και της υδρορροής, εάν υπάρχει.

1.3.2 Μηχανική επεξεργασία - μορφοποίηση

Σύμφωνα με την μηχανική επεξεργασία ο δομικός χάλυβας χωρίζεται σε

- a) *Θερμής Έλασης* : (Πλατύκορμες - υψίκορμες διατομές HEA και IPE αντίστοιχα, λάμες ρολά και σύρματα)
- b) *Ψυχρής Έλασης* : (Διατομές για τεγίδες μορφής Z,C ,ρολά και φύλλα)
- c) *Σωλήνες* : (Τετράγωνοι, ορθογώνιοι , κοίλες διατομές)

1.3.3 Θερμική επεξεργασία

Δημιουργώντας κατάλληλες θερμικές συνθήκες στον χάλυβα μπορούμε να βελτιώσουμε κάποιες από τις μηχανικές του ιδιότητες. Οι θερμικές επεξεργασίες είναι η :

1. *Ανόπτηση* : Μετά από κάθε μηχανική επεξεργασία ο χάλυβας χάνει μερικές από τις ιδιότητες του. Με αυτόν τον τρόπο επαναφέρεται η ομογένεια, και η μαλακότητα του χάλυβα, βελτιώνεται η κατεργασιμότητα, ενώ απαλλάσσεται από τυχόν εσωτερικές τάσεις.
2. *Βαφή* : Η βαφή δομικού χάλυβα γίνεται για την αύξηση της σκληρότητας. Η διαδικασία αυτή ξεκινάει με αναθέρμανση του χάλυβα κοντά στο σημείο τήξης του κατόπιν ψύχεται απότομα. Έπειτα εμβαπτίζεται συνήθως με ορυκτέλαιο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την άμεση σκληρότητα του χάλυβα αλλά και την δημιουργία ψαθυρότητας και παρουσιάζει μικρορωγματώσεις. Για να γίνει πιο όλκιμος, υποβάλλεται σε επαναφορά.
3. *Επαναφορά* : Σε ορισμένες θερμικές κατεργασίες, η ψύξη του χάλυβα γίνεται απότομα. Συνήθως αυτό δεν γίνεται θελημένα διότι δημιουργούνται εσωτερικές τάσεις, ενώ το υλικό τείνει να γίνει ψαθυρό. Εφόσον δεν μπορεί να αποφευχθεί αυτό, πραγματοποιείται η αναθέρμανση του χάλυβα και έπειτα η σταδιακή απόψυξη του στην θερμοκρασία περιβάλλοντος που επαναφέρει την ανθεκτικότητα του σε επίπεδα πριν την κατεργασία του.
4. *Εξομάλυνση* : Πρόκειται για μια μορφή λείανσης που αποσκοπεί στην μείωση του μεγέθους των κόκκων στην επιφάνεια του δομικού χάλυβα, ενώ βοηθά στην κατεργασιμότητα του προϊόντος.
5. *Επιμετάλλωση* : Πρόκειται για υλικό επίστρωσης που προστατεύει τον χάλυβα από την διάβρωση. Αυτή η διάβρωση μπορεί να οφείλεται είτε σε περιβαλλοντικούς παράγοντες (επιχρωμίωση για επαφή με θαλασσινό νερό), είτε σε εξωγενείς παράγοντες (σε ποιμνιοστάσια όπου τα μέλη του σκελετού εμβαπτίζονται με την διαδικασία γαλβανίσματος). Εκτός από αυτού είναι εξαιρετικά καλαίσθητο και για αυτό χρησιμοποιείται σε υδρορροές που δεν καλύπτονται εξωτερικά

1.4 ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΧΑΛΥΒΑ

1.4.1 Μηχανικές ιδιότητες δομικού χάλυβα

Οι βασικές μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα είναι:

- a) *Ανθεκτικότητα* : Ο χάλυβας θεωρείται ένα δομικό υλικό το οποίο αντέχει στις καταπονήσεις αλλά και στις παραμορφώσεις που ασκούνται στην κατασκευή
- b) *Σκληρότητα* : Ο χάλυβας έχει την επιδεξιότητα στο να αντιτίθεται σε εισβολή ξένου σώματος που οφείλεται στην υψηλή πυκνότητά του.
- c) *Αντοχή* : Παρουσιάζει μεγάλη ανθεκτικότητα σε δυνάμεις σχεδιασμού όπως κάμψη, θλίψη, στρέψη, λυγισμό.
- d) *Ολκιμότητα* : Έχει την δυνατότητα παραλαβής πλαστικής παραμόρφωσης χωρίς να μειώνεται η αντοχή του μέχρι το σημείο θραύσης.

1.4.2 Ποιότητες χάλυβα

Στον Πιν. 1.1 παρουσιάζονται οι ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

Πίνακας 1.1: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2 [1]				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3 [1]				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4 [1]				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5 [1]				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6 [1]				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Σύμφωνα με το Ευρωκώδικα 3 ([9]), οι χάλυβες οι οποίοι χρησιμοποιούνται κατά τον σχεδιασμό δομικών έργων θα πρέπει να διαθέτουν μια ελάχιστη ολκιμότητα, η οποία εξασφαλίζεται μέσω της ικανοποίησης των παρακάτω περιορισμών :

- i. Πρέπει να ισχύει : $f_u/f_y \geq 1.15$
- ii. Η οριακή παραμόρφωση ε_u πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση προς 15%
- iii. Πρέπει να ισχύει $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$

Όπου f_y όριο διαρροής

f_u αντοχή θραύσης (εφελκυστική αντοχή)

ε_y παραμόρφωση διαρροής ($= f_y/E$)

ε_u οριακή παραμόρφωση (που αντιστοιχεί στην f_u)

1.5 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Στην Ελλάδα και σε όλη τη υδρόγειο, η ανέγερση μεταλλικών κατασκευών έχει εδραιωθεί ως το κορυφαίο είδος κατασκευών που δημιουργήθηκε τις τελευταίες δεκαετίες με μεγάλους ρυθμούς ανάπτυξης. Ξεχώρισε γρήγορα με εξαιρετικές μηχανικές ιδιότητες και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή πολυώροφων κτιρίων και μεγάλων ανοιγμάτων. Εκτός από την ταχύτητα κατασκευής του, η άψογη συμπεριφορά σε διάφορες φορτίσεις αλλά και η αντοχή του με την πάροδο του χρόνου, γίνεται αυτόματα η καταλληλότερη επιλογή. Όμως τα πλεονεκτήματα των κτηριακών φορέων από χάλυβα είναι πολύ περισσότερα, όπως:

- Μείωση του βάρους κατασκευής
- Δυνατότητα επέκτασης και τροποποίησης υφιστάμενων κατασκευών. Λόγω της ποικιλομορφίας των διατομών και των διαφόρων τύπων σύνδεσης των μελών μεταξύ τους, η τροποποίηση μεταλλικών κατασκευών δεν είναι χρονοβόρα
- Δυνατότητα επίτευξης μεγάλων ανοιγμάτων. Για την ζεύξη μεγάλων ανοιγμάτων χρησιμοποιούνται μέλη από ολόσωμη διατομή ή δικτυώματα τα οποία μικραίνουν το βάρος κατασκευής.
- Χρήση μικρότερης διατομής υποστυλωμάτων ώστε να μεγαλώσουν τον εσωτερικό χώρο του κτηρίου
- Η φέρουσα κατασκευή είναι ελαφρύτερη, έτσι ελαχιστοποιούνται τα κατακόρυφα φορτία και δημιουργείται μειωμένη ανάγκη για τη μελέτη της θεμελίωσης
- Μια πιο διαπερατή διαμόρφωση δοκού και πλακών καθιστά την εγκατάσταση ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού ευκολότερη και οδηγεί τελικά σε μικρότερο ύψος του μικτού δαπέδου.

- Μεγάλος βαθμός βιομηχανικής προκατασκευής, που επιτρέπει την προετοιμασία του υλικού ταυτόχρονα με τις εργασίες εκσκαφής και θεμελίωσης, μικρότερους χρόνους κατασκευής, ανεξαρτητοποίηση από καιρικές συνθήκες, εν ξηρώ συναρμολόγηση και άμεση πρόσβαση των συναρμολογημένων τμημάτων, καλύτερη ποιότητα και ευχερέστερο ποιοτικό έλεγχο.
- Ελαστικότητα – ολκιμότητα του χάλυβα: Δίνεται η δυνατότητα εκτεταμένης παραμόρφωσης του χάλυβα χωρίς να υπερβεί το όριο ελαστικότητας του. Εκτός αυτού ο χάλυβας διαθέτει μεγάλες μηχανικές ιδιότητες σε εφελκυσμό, κάμψη, θλίψη, διάτμηση και στρέψη. Τα φορτία σχεδιασμού της κατασκευής μπορούν να υποστηριχτούν με μικρότερες και πιο καλαίσθητες διατομές έχοντας παράλληλα κέρδος στην χωρητικότητα και στην ποσότητα του υλικού.
- Ομοιογένεια υλικού. Παραμένει αμετάβλητο με την πάροδο του χρόνου, ώστε να μας παρέχει αναλυτικές υποθέσεις και ακρίβεια δοκιμών αντοχής
- Δυνατότητα πραγματοποίησης ελαστικού και πλαστικού σχεδιασμού.
- Προοπτική αλλαγών στην διάταξη του χώρου, επεκτάσεων, παταριών.
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης της κατασκευής
- Ο διαχωρισμός των φορτίων προς στα μέλη της κατασκευής. Αυτό οφείλεται στο περίπλοκο πλαίσιο της μεταλλικής δομής. Τα φορτία του σεισμού καλύπτονται σε μεγάλο βαθμό από τα κύρια δοκάρια, την επικάλυψη και τους δευτερεύοντες δοκούς. Εκτός από τον σεισμό, ο άνεμος θεωρείται ως κύρια δράση στην κατασκευή. Ο άνεμος στην πλευρά του ισχυρού άξονα του κτηρίου παραλαμβάνεται από τους κύριους φορείς, ενώ ο άνεμος στον άλλο άξονα του κτηρίου από τους συνδέσμους δυσκαμψίας και των μηκίδων (πλευρική στήριξη). Με τον όρο ισχυρός άξονας θεωρούμε τον άξονα του κτηρίου ο οποίος είναι παράλληλος στην διάταξη των κύριων φορέων
- Γρήγορος εντοπισμός αστοχιών. Αφού πρόκειται για δομικό χάλυβα οι βλάβες γίνονται αντιληπτές αμέσως. Οι κύριες αστοχίες είναι ο πλευρικός και ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός των διατομών αλλά και το μεγάλο βέλος κάμψης.
- Αυξημένο πλήθος διαφορετικών διατομών που υπάρχουν στην αγορά
- Μεγάλο εύρος τεχνικών συνδέσεων μεταξύ των μελών μεταξύ τους.
- Προοπτική ανακύκλωσης του δομικού χάλυβα. Η οξείδωση του μετάλλου ξεκινά από την εξωτερική του επιφάνεια, αναπτύσσεται σε ένα σημείο και στη συνέχεια σταματά, πράγμα που δείχνει τον χρόνο έκθεσης του στις περιβαλλοντικές συνθήκες, αλλά είναι επίσης μια ασπίδα για την προστασία του. Τα μεταλλικά μέρη αυτά μπορούν να σταλούν σε χυτήρια ώστε να δημιουργηθούν ξανά νέα μέλη.

Εκτός από πλεονεκτήματα, ο δομικός χάλυβας έχει ορισμένα μειονεκτήματα τα οποία είναι:

- Απαιτήση βιομηχανικής εγκατάστασης για την προετοιμασία του υλικού.
- Απαιτήση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.
- Αυξημένο κόστος μελέτης.
- Ειδικός υπολογισμός συνδέσεων.
- Αυξημένο κόστος πυροπροστασίας
- Αυξημένο κόστος αντιδιαβρωτικής προστασίας.
- Αυξημένο κόστος συντήρησης (λόγω σκουριάς).

Ωστόσο, παρατηρώντας προσεκτικά τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών μπορεί να συναχθεί το συμπέρασμα ότι πολλά πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών συνδυάζονται για την ανάπτυξη τεχνολογιών και μεθόδων, προκειμένου να επιλύσουν τις διάφορες αδυναμίες τους και τον καθιστά την πιο ευρέως χρησιμοποιούμενη μέθοδο κατασκευής σήμερα και σίγουρα θα αναπτυχθεί περαιτέρω στο μέλλον.

1.6 ΤΡΟΠΟΙ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΩΝ ΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Κάποια από τα μειονεκτήματα του δομικού χάλυβα μπορούν να αντιμετωπιστούν με μεγάλη επιτυχία κάνοντας τις μεταλλικές κατασκευές ακόμη πιο ανθεκτικές. Τα κυριότερα μειονεκτήματα που μπορούν να αντιμετωπιστούν είναι η καύση του λόγω εξωτερικών παραγόντων (πυρκαγιά) και η οξειδωση.

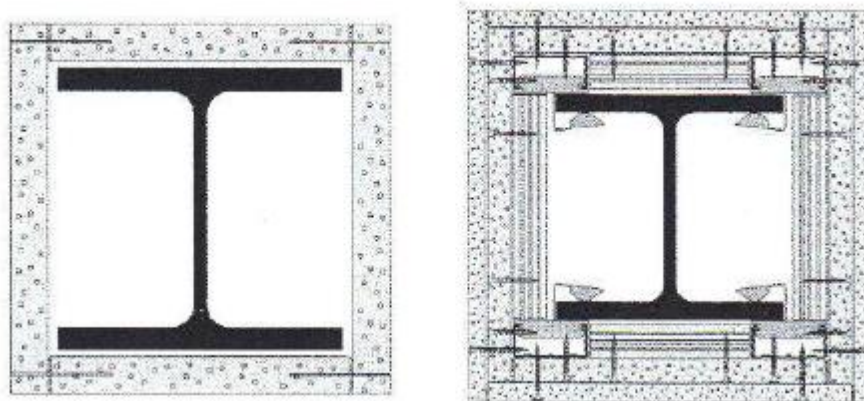
1.6.1 Πυροπροστασία

Όταν ο δομικός χάλυβας θερμανθεί στους 700°C, ένα μεγάλο μέρος της αντοχής του χάνεται ενώ σημειώνονται σημαντικές επιμηκύνσεις, οι οποίες είναι πολύ επικίνδυνες για την ασφάλεια του κτηρίου. Αυτό αναγκάζει το μεγάλο βέλος κάμψης να αναπτυχθεί γρήγορα, προκαλώντας τελικά τον φορέα να καταρρεύσει εν μέρει ή πλήρως.

Κατά συνέπεια η αντοχή έναντι πυρκαγιάς ανέρχεται σε 5 με 30 λεπτά. Για τον λόγο αυτό επιβάλλεται η προστασία του με κατάλληλα μέτρα. Για δοκούς τα μέτρα που επιβάλλονται είναι:

a) *Επικάλυψη με πυράντοχες πλάκες*

Πρόκειται για μονές ή διπλές γυψοσανίδες, ανάλογα με τον απαιτούμενο χρόνο πυραντίστασης, πλάκες από οργανικά υλικά, ή πλάκες από περλίτη ή βερμικουλίτη.



Εικόνα 1.1. Προστασία υποστυλώματος έναντι πυρκαγιάς με μονές και διπλές γυψοσανίδες (Πηγή Ερμόπουλος Ι.,2008)

b) Εγκιβωτισμός σε σκυρόδεμα

Ο εγκιβωτισμός μπορεί να είναι μερικώς ή πλήρης. Στο μερικό εγκιβωτισμό προστίθενται εντός του σκυροδέματος εγκιβωτισμού διαμήκεις ράβδοι οπλισμού, οι οποίες έτσι είναι προστατευμένες από τη πυρκαγιά. Ο οπλισμός αυτός υποκαθιστά το κάτω πέλμα της δοκού, το οποίο έχει μειωμένη αντοχή, ως απροστάτευτο. Ο πλήρης εγκιβωτισμός είναι πιο σπάνιος, με κατάλληλη επικάλυψη ανάλογα με τον απαιτούμενο χρόνο προστασίας, προστατεύεται όμως πλήρως ο χάλυβας.

c) Βαφή με πυράντοχα χρώματα

Τα διογκωμένα χρώματα έχουν χημική σύνθεση τέτοια που τους δίνει τη δυνατότητα να διογκώνονται σε υψηλή θερμοκρασία, παράγοντας ένα προστατευτικό αφρό πάχους πολύ μεγαλύτερου του αρχικά διαστρωμένου χρώματος. Το πάχος στρώσης είναι ανάλογο με το χρόνο αντοχής στην έκθεση σε θερμότητα. Για κάθε δοκό ή υποστύλωμα προβλέπεται και διαφορετικό πάχος στρώσης.

Ανάλογα με το είδος της διατομής του μέλους και την κρισιμότητα του δομικού στοιχείου για την ακεραιότητα της κατασκευής έναντι πυρκαγιάς προκύπτει το απαιτούμενο πάχος της αρχικής στρώσης πυροπροστασίας το οποίο κυμαίνεται από 400 έως 1200 μm. Ο απαιτούμενος χρόνος αντοχής σε έκθεση σε συνδυασμό με μια μέση θερμοκρασία της φωτιάς μας δίνει πόσα χιλιοστά πρέπει να επικαλυφτεί το στρώμα πάνω στα δοκάρια της κατασκευής. Για κάθε δοκό ή υποστύλωμα προβλέπεται και διαφορετικό πάχος στρώσης.

Τα αποτελέσματα μιας τυπικής μελέτης όπου ο χρόνος αντοχής της στρώσης είναι 60 λεπτά και η μέση θερμοκρασία της φωτιάς 550 °C παρουσιάζονται στον Πίν. 1.2.

Πίνακας 1.2. (α) Προβλεπόμενα πάχη πυράντοχης βαφής (Πηγή εταιρεία HENSEL), (β) Συνολική επιφάνεια βαφής και απαιτούμενα κιλά πυράντοχου χρώματος

Project: ELIN 60MIN 550CCT DIMAND TD620/2019
 Consumption: 2019-10-07
 Product: HENSOTHERM 410 KS (EN) | ETA-11/0481 | fire rating 60
 Contact: Eleni Papadaki | smaltolin s.a.



P	L	Profile	Type/Expos.	FR	C°	sqm/t	Hp/A [L/m]	sqm/lfm	Num.	Length[m]	Area[sqm]	gr./sqm	WFT μm	DFT μm	Total[kg]	
		If a letter is specified under 'L' [Legend], the corresponding notes in the legend below must be observed!														
		HE 200 A	Column/4-s-open	R60	550	26,95	212	1,14	0	0,00	768,00	1,615	1,213	873	1,240,36	
		HE 300 B	Column/4-s-open	R60	550	14,79	116	1,73	0	0,00	54,00	1,134	852	613	61,24	
		421KS CHS 194 - 12.0	Col/4-s-clos.-rd	R60	550	11,32	89	0,61	0	0,00	7,00	2,383	1,781	1,281	16,68	
		421KS SHS 160 x 160 - 6.0	Col/4-s-clos.-squ.	R60	550	21,53	169	0,62	0	0,00	44,00	4,021	3,005	2,162	176,94	
		421KS RHS 200 x 100 - 6.0	Col/4-s-clos.-squ.	R60	550	0,00	174	0,60	0	0,00	35,00	4,103	3,066	2,206	143,61	
		421KS RHS 200 x 100 - 10.0	Col/4-s-clos.-squ.	R60	550	13,32	107	0,57	0	0,00	66,00	2,818	2,106	1,515	185,98	
		L 100 x 100 - 10.0	Column/4-s-open	R60	550	25,92	208	0,39	0	0,00	98,00	1,585	1,191	857	155,37	
		Li 100 x 75 - 7.0	Column/4-s-open	R60	550	0,00	285	0,35	0	0,00	59,00	2,052	1,542	1,109	121,05	
		PL 10 mm	Column/4-s-open	R60	550	25,73	202	2,02	0	0,00	16,00	1,556	1,169	841	24,89	
		PL 20 mm	Column/4-s-open	R60	550	12,99	102	2,04	0	0,00	15,00	1,067	802	577	16,01	
		PL 15 mm	Column/4-s-open	R60	550	17,24	135	2,03	0	0,00	67,00	1,225	920	662	82,05	
Subtotal (sqm)											1,229,00	Subtotal (kg)				2,224,18

Project: ELIN 60MIN 550CCT DIMAND TD620/2019
Consumption: 2019-10-07
Product: HENSOTHERM 410 KS (EN) | ETA-11/0481 | fire rating 60
Contact: Eleni Papadaki | smaltolin s.a.



Theoretical consumption				
	Products	Area [m ²]	Set [g/m ²]	Amount [kg]
Primer:	PURE EPOXY PRIMER DFT=50µm	1229,00	150	185
Intumescent paint:	HENSOTHERM 410KS=1701kg	1229,00	see table	2225
	HENSOTHERM 421KS=523kg			
Topcoat:	SMALTALKYD 413 DFT=50µm	1229,00	140	173

The consumption does not include spraying loss with airless application.

1.6.2 Αμμοβολή μετάλλου

Το μέταλλο με την πάροδο του χρόνου υπόκειται σε οξείδωση. Για την επίτευξη μη εμφάνισης σκουριάς στην μεταλλική κατασκευή επιλέγουμε αμμοβολή και ηλεκτροστατική βαφή. Παράδειγμα ενός τέτοιου μετάλλου φαίνεται στην εικόνα 2. Ανάλογα την έκθεση σε συνθήκες περιβάλλοντος εκτιμάται η έκθεση και η σύνθεση της απαιτούμενης επιφανειακής προστασίας. Όμως πριν από την επίστρωση πρέπει να πραγματοποιηθούν εργασίες προετοιμασίας των επιφανειών οι οποίες εξαρτώνται από την αρχική τους κατάσταση.

Η σημαντικότερη μέθοδος καθαρισμού είναι η αμμοβολή. Η αμμοβολή είναι η επεξεργασία μεταλλικών επιφανειών με χρήση εκτοξευόμενου άμμου με μεγάλη πίεση με σκοπό την απομάκρυνση της σκουριάς. Αφού έχει προετοιμαστεί η επιφάνεια ο δομικός χάλυβας βάφεται με ηλεκτροστατική βαφή. Τα σωματίδια βολής μπορεί να είναι μεταλλικά ή μη μεταλλικά ή σφαιρικά ή με ακμές. Ανάλογα με το μέγεθος του αντικειμένου και τα διαθέσιμα μέσα, η αμμοβολή γίνεται με το χέρι ή αυτόματα εντός ειδικών μηχανημάτων, στα οποία απάγεται η σκόνη και ανακυκλώνεται το υλικό βολής. Ουσιαστικά, η στρώση προσκολλάται στα γειωμένα μέταλλα και τυλίγεται γύρω από το δοκάρι. Η σύσταση της εξασφαλίζει την προστασία της επιφάνειας του μετάλλου από την διάβρωση.



Εικόνα 2. Αμμοβολισμένα και βαμμένα υψίκορμα δοκάρια

Κεφάλαιο 2^ο ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΙΑΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΟΙΚΙΑΣ

2.1 ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η οικία που μελετάται στην παρούσα διπλωματική έχει πολλά διαφορετικά δομικά στοιχεία που αλληλεπιδρούν μεταξύ τους ώστε να επιτευχθεί η σταθερότητα της κατασκευής. Το ιδιαίτερο χαρακτηριστικό αυτής της κατασκευής είναι ο συνδυασμός πολλαπλών δομικών στοιχείων. Αυτά τα δομικά στοιχεία είναι α)η θεμελίωση, β)ο μεταλλικός σκελετός, γ)η τοιχοποιία και δ)η σύμμεικτη πλάκα οροφής.

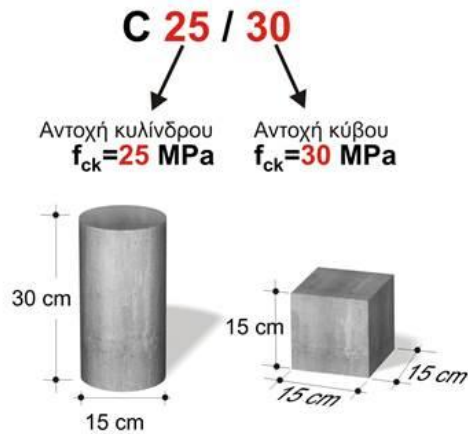
2.2. ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

2.2.1 Σκυρόδεμα

Επειδή το σκυρόδεμα έχει την ικανότητα να αντιστέκεται στις μηχανικές φθορές, είναι το πιο δημοφιλές οικοδομικό υλικό στον κόσμο αλλά είναι και οικονομικά προσιτό. Ειδικά το σκυρόδεμα, το οποίο είναι φυσικά πλούσιο σε συστατικά, έχει υψηλή αντοχή στη πάροδο του χρόνου και στις περιβαλλοντικές συνθήκες.

Αυτό το τεχνητό δομικό υλικό είναι κατασκευασμένο από αδρανή, τσιμέντο και νερό. Αξίζει να σημειωθεί ότι τόσο το τσιμέντο όσο και το νερό θεωρούνται δραστικά υλικά για το σκυρόδεμα επειδή συμμετέχουν στις χημικές αντιδράσεις που προκαλούν τη πήξη και τη σκλήρυνση του.

Λόγω της ρευστότητας του τσιμεντοπολτού το σκυρόδεμα μπορεί να λάβει διάφορα σχήματα σε καλούπια. Η ρευστότητα αυτή οφείλεται στο νερό μέσα στο σκυρόδεμα όπου μετά την απώλεια του λόγω εξάτμισης του πήζει και σκληραίνει. Μετά τη σκλήρυνση του, αποκτά υψηλή αντοχή γι 'αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε διάφορες κατασκευές. Πέρα της ανθεκτικότητας στη μηχανική φθορά το σκυρόδεμα είναι ανθεκτικό σε επιφανειακή φθορά και χημικές προσβολές, ενώ μπορεί να χρησιμοποιηθεί μέσα στο νερό και στη θάλασσα. Η εκλογή της σωστής ποιότητας σκυροδέματος επηρεάζει την διάρκεια ζωής του κτίσματος, δηλαδή το χρονικό διάστημα το οποίο κρίνεται μη οικονομικά προσιτό ώστε να αντικατασταθεί. Για αυτό τον λόγο τα κριτήρια για την επιλογή της ποιότητας σκυροδέματος είναι το περιβάλλον έκθεσης της κατασκευής και η προβλεπόμενη επένδυση του οπλισμένου σκυροδέματος. Η αντοχή του σκυροδέματος εμφανίζεται στον πίνακα 3 και στην εικόνα 3.



Εικόνα 3. Αντοχή σκυροδέματος με την αντοχή του σε κυλινδρική και κυβική διατομή (Πηγή Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο)

Πίνακας 3. Ολιπτική αντοχή σκυροδέματος (Πηγή Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο)

Κατηγορία αντοχής σε θλίψη	Ελαστική χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου $f_{ck,cyl} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	Ελαστική χαρακτηριστική αντοχή κυβικού δοκιμίου $f_{ck,cube} \text{ (N/mm}^2\text{)}$
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	20
C20/25	20	25
C25/30	25	30
C30/37	30	37
C35/45	35	45
C40/50	40	50
C45/55	45	55
C50/60	50	60

2.2.2 Οπλισμένο σκυρόδεμα

Η αντοχή του σκυροδέματος εξαρτάται από την επιλογή της σύνθεσης, της ποιότητας και της αναλογίας των συνθετικών του. Ωστόσο, το «άοπλο» σκυρόδεμα δεν μπορεί να αντέξει τα προβλεπόμενα φορτία σε καμία περίπτωση. Για αυτό το λόγο συνδυάζεται με εγκιβωτισμένο χάλυβα ώστε να δημιουργηθεί το γνωστό οπλισμένο σκυρόδεμα. Ένα παράδειγμα συνδυασμού τους φαίνεται στην εικόνα 4.

Η λειτουργία του οπλισμένου σκυροδέματος στηρίζεται στη συνεργασία των δύο επιμέρους υλικών, με βασική προϋπόθεση την εξασφάλιση ανάπτυξης δυνάμεων δεσμού συνάφειας (χάλυβα – σκυροδέματος). Ο σκοπός της παρασκευής οπλισμένου σκυροδέματος είναι η απόκτηση ενός σύνθετου υλικού με ομοιόμορφες ιδιότητες που μπορεί να αντιμετωπίσει τέτοιου είδους καταπονήσεις.

Η τάση συνάφειας που αναπτύσσεται μεταξύ των δυο υλικών αποτελεί συνάρτηση των διαφόρων παραγόντων, όπως : του επιβαλλόμενου φορτίου, της ποιότητας του σκυροδέματος, των μηχανικών ιδιοτήτων, των γεωμετρικών χαρακτηριστικών, καθώς και της κατάστασης των ράβδων οπλισμού. Επομένως, η ανθεκτικότητα του σχετίζεται με την ανάπτυξη τριβής, πρόσφυσης και αντίστασης για το σχεδιασμό χαλύβδινων ράβδων.



Εικόνα 4. Θεμελίωση από οπλισμένο σκυροδέμα

2.2.3 Χάλυβας οπλισμένου σκυροδέματος

Ο χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος αποτελείται από ένα κράμα σιδήρου, άνθρακα και λοιπών κραματικών στοιχείων, περιεκτικότητα μικρότερη από 0,05% του συνολικού μείγματος

Ο χάλυβας οπλισμού χαρακτηρίζεται ως ένα κράμα σιδήρου – άνθρακα, περιεκτικότητα του δεύτερου έως 2% και προσθήκες άλλων στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, το μεγαλύτερο μέρος του χάλυβα για οπλισμό σκυροδέματος, που παράγεται σήμερα παγκοσμίως, προέρχεται από τήξη παλαιοσιδήρου. Προκειμένου να διασφαλιστούν τα επιθυμητά χαρακτηριστικά, ακολουθεί περαιτέρω επεξεργασία. Η καθαριότητα των πρώτων υλών καθορίζει σε μεγάλο βαθμό την ποιότητα και τις μηχανικές ιδιότητες των παραγόμενων προϊόντων.

Η ραγδαία δημοτικότητα του οπλισμού σκυροδέματος ως δομικού υλικού για φέροντες κατασκευές οδήγησε στην ανάγκη καθορισμού προτύπων και προδιαγραφών που σχετίζονται με την παραγωγή, την ποιότητα, τις μηχανικές ιδιότητες και την αντοχή του χάλυβα. Σήμερα, το τρέχον πρότυπο καθορίζει συγκεκριμένες τιμές για τις μηχανικές ιδιότητες, δηλαδή την ελάχιστη επιτρεπόμενη διαρροή και τα όρια αντοχής σε εφελκυσμό, την επιμήκυνση του υλικού στη μέγιστη αντοχή και τον αποδεκτό δείκτη τραχύτητας, ο οποίος ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης αντοχής προς το όριο διαρροής του. Ο σκοπός της συμμόρφωσης στα προαναφερθέντα χαρακτηριστικά είναι να κάνει την αρχή σχεδιασμού να πληροί το πρότυπο για την αποφυγή απρόβλεπτων αστοχιών.

2.3 ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΣ ΣΚΕΛΕΤΟΣ

2.3.1 Κύριοι φορείς – Πλαίσια

Στις μεταλλικές κατασκευές χρησιμοποιούνται οι κύριοι φορείς (υποστυλώματα και ζυγώματα) όπως φαίνεται στην εικόνα 5. Με την ένωση των υποστυλωμάτων και των ζυγμάτων δημιουργούνται τα πλαίσια του κτηρίου. Στα μεταλλικά σπίτια τα πλαίσια αποτελούνται από τα υποστυλώματα και τα κύρια δοκάρια, τα οποία διατάσσονται κατά κανόνα σε ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής κατακόρυφων και οριζοντίων φορτίων.

Η βέλτιστη απόσταση μεταξύ των κύριων φορέων στην κατασκευή αποτελεί πάντα προτεραιότητα του μελετητή. Λόγω του ότι με την σωστή διάταξη τους μειώνεται ο αριθμός των υποστυλωμάτων το οποίο κάνει ελαφρύτερη την κατασκευή άρα λιγότερο δαπανηρή. Συνήθως η τιμή μιας μεταλλικής κατασκευής εξαρτάται από το βάρος. Εκτός από αυτό μειώνεται το κόστος κατεργασίας, το κόστος ανέγερσης, ενώ λόγω των μικρότερων ανοιγμάτων χρησιμοποιούνται μικρότερα σε διατομή ενδιάμεσα δοκάρια.

Στον άξονα που ενώνονται οι κύριοι φορείς εξασφαλίζονται οι κύριες φορτίσεις (σεισμός, άνεμος, χιόνι) χωρίς την επιπλέον ενίσχυση τους με επιπλέον μέλη. Αυτός ο άξονας ονομάζεται ο ισχυρός άξονας του κτιρίου. Επειδή ο άξονας αυτός μπορεί να παραλάβει μεγάλα φορτία μπορεί να διαμορφωθούν μεγάλα ανοίγματα. Αντιθέτως στον άλλο άξονα της πρόσοψης τα ανοίγματα δεν ξεπερνούν τα 6 μέτρα. Αυτός ο άξονας ονομάζεται ο αδύναμος άξονας του κτιρίου.

Τα υποστυλώματα κατασκευάζονται από πλατύπελμες διατομές όπως ΗΕΑ ή ΗΕΒ οι οποίες λόγω του ότι έχουν μεγαλύτερη ροπή αντιστάσεως στον αδύναμο άξονα (y) μπορούν να παραλάβουν μεγαλύτερα φορτία και στους δύο άξονες. Οι πλατύπελμες διατομές δείχνουν ιδανικές για μεταλλικά σπίτια και αυτό διότι με μεγαλύτερα ύψη αυξάνεται η ροπή αντιστάσεως y αλλά μειώνεται και ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός του υποστυλώματος.



Εικόνα 5. Παράδειγμα κύριου φορέα - πλαισίου

Τα ζυγώματα του μεταλλικού σπιτιού είναι κάθετα στον άξονα των υποστυλωμάτων και όχι υπό κλίση ώστε να διαμορφωθεί στην κορυφή η πλάκα οροφής. Τα ζυγώματα αυτά στην συγκεκριμένη περίπτωση ονομάζονται κεφαλοδοκοί και καταπονούνται κυρίως σε κάμψη. Οι κεφαλοδοκοί χρησιμοποιούνται και στον αδύναμο άξονα σε αυτή την περίπτωση. Οι χαλύβδινες κεφαλοδοκοί σχεδιάζονται ώστε να εξασφαλιστεί ότι η ροπή αντοχής σε κάμψη να είναι μεγαλύτερη από την μέγιστη ροπή σχεδιασμού. Μέσω των κεφαλοδοκών προσλαμβάνονται οι μόνιμες και μεταβλητές φορτίσεις, που ασκούνται στην σύμμικτη πλάκα οροφής, ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας (υποστυλώματα) και καταλήγουν στην θεμελίωση.

Οι κεφαλοδοκοί συνδέονται προς τα υποστυλώματα με απλές κοχλιωτές συνδέσεις. Οι χρησιμοποιούμενες διατομές πρέπει να οδηγούν σε στοιχεία με σχετικά μικρή λυγηρότητα και σημαντική αντοχή σε θλίψη και για αυτό χρησιμοποιούνται κοίλες τετραγωνικές διατομές, υψίκورμα διπλά ταυ ή σε περίπτωση συνδέσμου με ράβδους μεγαλύτερου μήκους, σύνθετες διατομές από δύο μέλη συνδεδεμένα μεταξύ τους με λεπίδες σύνδεσης. Η χρήση υψίκορμων διατομών όπως IPE είναι επικρατέστερη διότι αυτή η διατομή αντιδρά καλύτερα σε κάμψη από τις άλλες διατομές. Ο λόγος είναι τα απομακρυσμένα πέλματα από το κέντρο βάρους της διατομής.

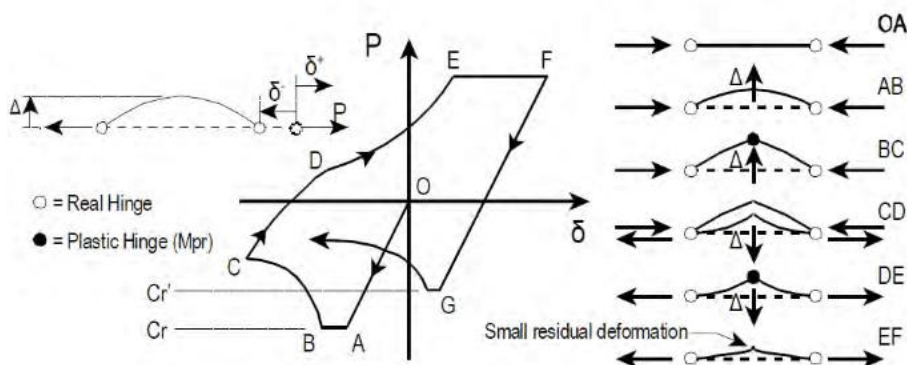
Τα μέλη του κτηρίου αυτά παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία και με αξονική, όχι μόνο με καμπτική δράση. Εκτός από την παραλαβή καμπτικών ροπών οι κεφαλοδοκοί χρησιμεύουν στην πλευρική εξασφάλιση των υποστυλωμάτων. Πλευρικά εξασφαλισμένα ονομάζονται τα χαλύβδινα μέλη της κατασκευής όπου παρεμποδίζεται η πλευρική παραμόρφωσή τους. Στα υποστυλώματα τοποθετούνται εγκάρσιοι σύνδεσμοι ώστε να μην καταπονηθούν σε λυγισμό και στρέψη λόγω των θλιπτικών δυνάμεων που υπερισχύουν στα υποστυλώματα. Εκτός από τα υποστυλώματα η πλευρική στήριξη αξιοποιείται και στα ζυγώματα. Η πλευρική εξασφάλιση των ζυγωμάτων επιτυγχάνεται με τον συνδυασμό δευτερευόντων δοκαριών που ενώνουν τα ζυγώματα μεταξύ τους.

2.3.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Κατά την διεύθυνση των κύριων φορέων έχουμε ισχυρές αντιστάσεις σε οριζόντια φορτία λόγω της δημιουργίας πλαισίου. Στην εγκάρσια διεύθυνση (αδύναμος άξονας) η παραλαβή των καμπτικών ροπών και των τεμνουσών δυνάμεων γίνεται από τα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Αυτές οι δυνάμεις δημιουργούνται κυρίως λόγω των πλευρικών ανεμοπιέσεων που ασκούνται στο κτήριο. Το δομικό σύστημα δυσκαμψίας που χρησιμοποιείται παγκοσμίως με υψηλή αντισεισμικότητα, είναι αυτό το πλαίσιο χωρίς εκκεντρότητα σε μορφή Χ. Οι μελετητές επιλέγουν την συγκεκριμένη μορφή λόγω της αυξημένης δυσκαμψίας και λιγότερο πλαστικότητας στον άξονα του.

Από εργαστηριακές δοκιμές αλλά και από πραγματικά γεγονότα η αντοχή των αντιανεμίων με κεντρικούς συνδέσμους εξαρτάται από την λυγηρότητα των ράβδων που συνθέτουν τον φορέα. Συνεπώς ο μελετητής οφείλει να αναλύσει σε μεγάλο βαθμό την λυγηρότητα των κατακόρυφων διαγωνίων συνδέσμων διότι σε περίπτωση έντονων σεισμικών δράσεων η απόκριση του φορέα μπορεί να θεωρηθεί προβληματική. Σε αυτή την περίπτωση οι αξονικές θλιπτικές δυνάμεις που αναπτύσσονται στο σύστημα τείνουν να ασκήσουν φαινόμενα λυγισμού στους αντιανεμίους συνδέσμους με αποτέλεσμα την μείωση της αντοχής, ενώ κατά την εκτόνωσή τους δεν επιστρέφουν στην αρχική ευθύγραμμη θέση τους. Η σπουδαιότητα της μελέτης της λυγηρότητας στα αντιανεμία συστήματα είναι μεγάλη για τους εξής λόγους :

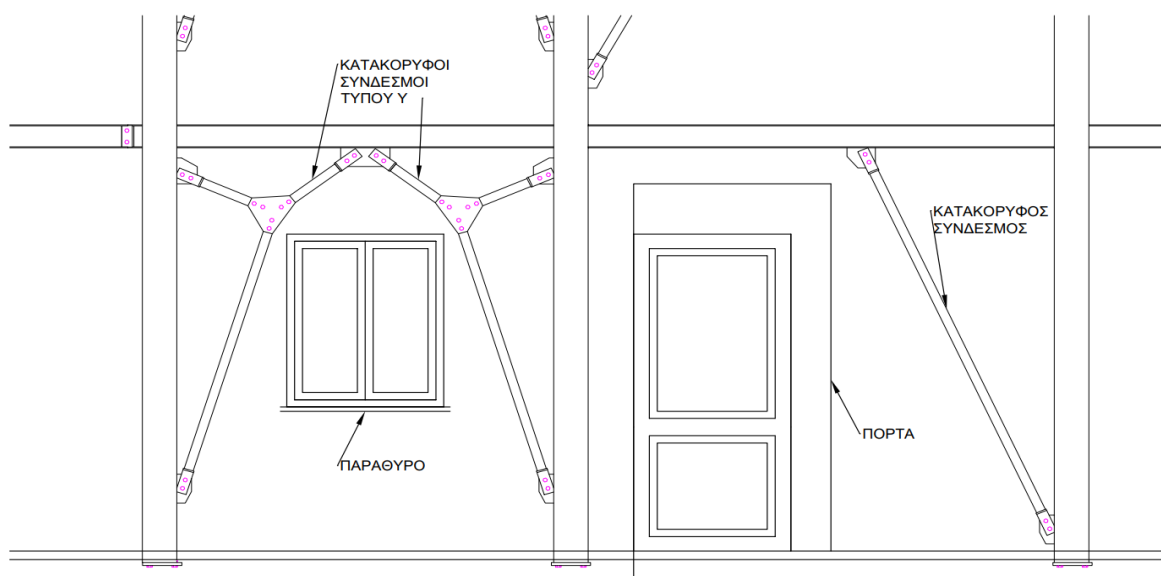
- Για μεγάλη λυγηρότητα οι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τα φορτία εφελκυσμού ωστόσο εμφανίζεται μεγάλη αστάθεια στο σύστημα και υπάρχει μείωση στην δυσκαμψία και αντοχή των ράβδων
- Για μικρή λυγηρότητα οι σύνδεσμοι απορροφούν αρκετή σεισμική ενέργεια αλλά υπάρχει αύξηση της ακαμψίας που προκαλεί αστοχίες στα δομικά στοιχεία του φορέα, δηλαδή υπάρχει ανισορροπία στην κατανομή δυνάμεων
- Για περιορισμένη λυγηρότητα οι σύνδεσμοι δεν απορροφούν αρκετή σεισμική ενέργεια και λόγω της ανελαστικής φόρτισης του μέλους, οδηγεί σε αστοχίες οι οποίες δεν μπορούν να προβλεφθούν όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1



Σχήμα 1. Ανελαστικό διάγραμμα φόρτισης παραμόρφωσης συμβατικού μεταλλικού στοιχείου με περιορισμένη λυγηρότητα (Πηγή Bruneau 2002)

Στα μεταλλικά σπίτια με μικρά ανοίγματα πιο προσιτή επιλογή είναι ο σχεδιασμός με περιορισμένη λυγηρότητα. Εκτός από την αντιμετώπιση των φορτίων σχεδιασμού τα συστήματα δυσκαμψίας προσφέρουν επιπλέον πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα. Οι καταλληλότερες διατομές που χρησιμοποιούνται για τις διαγώνιες ράβδους συνδέσμων, είναι τετράγωνες και κοίλες διατομές. Προτιμούνται οι τετράγωνοι χιαστί κοιλοδοκοί οι οποίοι κατεργάζονται πιο εύκολα.

Στον σχεδιασμό σπιτιών με χάλυβα οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνήθως μπορούν να εμποδίσουν τα ανοίγματα του σπιτιού. Κυρίως, λόγω των παράθυρων και των ανθρωποθυρίδων που καθιστούν τον σχεδιασμό τους δύσκολο. Για αυτόν τον λόγο χρησιμοποιούνται κατακόρυφοι σύνδεσμοι τύπου Λ και Υ. Με περίπου ίδια αποτελεσματικότητα με τον τύπου Χ αποτελούν μια πολύ καλή λύση σε αυτού του είδους κατασκευές. Στην εικόνα 6 φαίνεται σύνδεσμος τύπου Υ στην πρόσοψη ενός μεταλλικού σπιτιού



Εικόνα 6 Παράδειγμα κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου Υ μεταλλικού σπιτιού με τα αντίστοιχα παράθυρα

2.2.3 Δοκάρια παταριού – Διαδοκίδωση

Ο κύριος ρόλος των δοκαριών παταριού (τεγίδες) στο κτήριο είναι να μεταφέρουν τις δράσεις από τη σύμμικτη πλάκα οροφής στους κύριους φορείς και έπειτα στην θεμελίωση. Εκτός αυτού προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα των πλαισίων. Στα μεταλλικά σπίτια οι τεγίδες συμπεριφέρονται ως οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Οι αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων εξαρτώνται από την σύνθεση ,το πάχος του χαλυβδόφυλλου το χρησιμοποιούμενο τύπο διατομής των τεγίδων και το μέγεθος των δράσεων.

Στις περιοχές όπου παρατηρείται τοπική αύξηση των φορτίων, κατά τη δράση του ανέμου ή και επιφανειακές συσσώρευσης χιονιού, επιδιώκεται καταρχήν η τήρηση της γενικής διάταξης των τεγίδων και η τοπική χρησιμοποίηση τεγίδων με

μεγαλύτερο πάχος ή παχύτερα ελάσματα. Όταν δε γίνεται αυτό, οι τεγίδες διατάσσονται πυκνότερα.

Πρόκειται για στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη. Συνήθως υλοποιούνται από ελατές διατομές ΙΡΕ οι οποίες είναι ικανές να παραλάβουν μεγάλες ροπές κατά τον οριζόντιο άξονα και να εξασφαλίζουν περιορισμένο βέλος κάμψης. Η θέση των τεγίδων στην κατασκευή είναι συγκεκριμένη. Το άνω πέλμα των δοκαριών αυτών πρέπει να βρίσκεται συνευθειακά με το άνω πέλμα των κεφαλοδοκών ώστε να τοποθετηθεί το χαλυβδόφυλλο πάνω τους χωρίς πιθανά διάκενα μεταξύ τους.

Στο συγκεκριμένο κτίριο η ένωση των αντιανεμίων συνδέσμων στα υποστυλώματα βρίσκονται στην βάση της έδρασης (χαμηλά) και 10 εκατοστά κάτω από την ένωση κεφαλοδοκού – υποστυλώματος (ψηλά)

2.4 ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ

Η τοιχοποιία της οικίας οφείλει να προσφέρει στην κατασκευή διάφορα χαρακτηριστικά για την ομαλή συμβίωση των ατόμων που θα μένουν. Τα χαρακτηριστικά αυτά είναι η θερμομόνωση, η ηχομόνωση, η σταθερότητα και η στεγανοποίηση.

Στα συμβατικά σπίτια προτιμάται ο συνδυασμός τούβλων και σοφάδων. Στις μεταλλικές οικίες χρησιμοποιείται ο συνδυασμός γυψοσανίδας – πετροβάμβακα. Ο συνδυασμός αυτός προσφέρει μεγαλύτερη θερμομόνωση από τα τούβλα ενώ είναι και ελαφρύτερος.

Οι γυψοσανίδες αποτελούνται από ορθογώνια επίπεδα στοιχεία από πυρήνα γύψου επενδυμένο από τις δύο πλευρές με ειδικό χαρτί. Τα δομικά στοιχεία αυτά βιδώνονται εύκολα σε μεταλλικό σκελετό ενώ προσδίδουν θερμομόνωση και πυροπροστασία

Για μεγαλύτερη θερμομόνωση χρησιμοποιείται στρώματα πετροβάμβακα. Ο πετροβάμβακας αποτελείται από ακατέργαστα υλικά όπως διαβάσης και δολομίτης. Χρησιμοποιείται ως επιπρόσθετο υλικό για την θερμομόνωση και ηχομόνωση σκεπών και διαχωριστικών τοίχων. Επειδή είναι εύθραυστο σαν υλικό δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο του και έτσι χρησιμοποιούνται οι γυψοσανίδες.

2.5 ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΠΛΑΚΑ ΟΡΟΦΗΣ

Ως σύμμικτη πλάκα ορίζεται το σύνολο των δομικών στοιχείων που το απαρτίζουν. Τα δομικά αυτά στοιχεία αποτελούνται από οπλισμένο σκυρόδεμα, τα τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα και σε ορισμένες περιπτώσεις τοποθετούνται ήλιοι στα δοκάρια του σκελετού που συγκρατούν το σκυρόδεμα. Ο ρόλος των σύμμικτων πλακών είναι από στατικής απόψεως σημαντικός αφού μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία και τις οριζόντιες δράσεις μέσω διαφραγματικής λειτουργίας. Οι σύμμικτες πλάκες προτιμούνται για την αποδοτικότητα τους στον κατασκευαστικό τομέα, την ταχύτητα τοποθέτησης στους στην κατασκευή αλλά και ότι είναι οικονομικά προσιτές. Πριν τη σκυροδέτηση, οι χαλύβδινες βάσεις συνδέονται με το σκελετό της

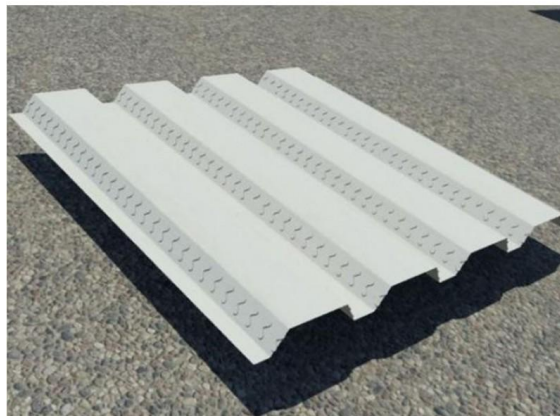
κατασκευής , ενώ λειτουργεί ως μεταλλότυπος ο οποίος παραλαμβάνει τις εφελκυστικές δυνάμεις. Αφού τοποθετηθεί το χαλυβδόφυλλο, το σκληρυμένο σκυρόδεμα συνδέεται διατμητικά. Ο οπλισμός τοποθετείται εφόσον χρειάζεται για την αποφυγή ρηγματώσεων αλλά και για επιπλέον αντοχή σε πυρκαγιά.

2.5.1 Χαλύβδινες βάσεις

Η χρήση των χαλυβδόφυλλων ξεκινά από τα μέσα του 20^{ου} αιώνα όπου χρησιμοποιήθηκαν για μεγάλες επιφάνειες ως η βέλτιστη λύση επικάλυψης έναντι του απλού σκυροδέματος. Λόγω της μεγάλης ανθεκτικότητας του τα χαλυβδόφυλλα αξιοποιήθηκαν σε βιομηχανικές εγκαταστάσεις και στέγες αεροδρομίων. Τα τελευταία χρόνια αποτελεί μια ιδανική λύση για μεταλλικά σπίτια (μονώροφα ή πολυώροφα).

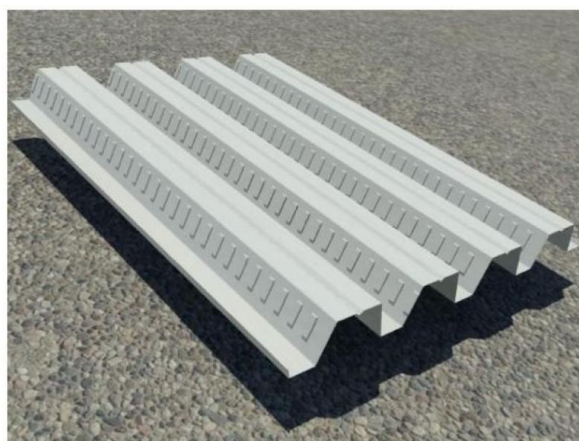
Υπάρχουν 3 γενικοί τύποι χαλύβδινων βάσεων που χρησιμοποιούνται.

- a) Χαλυβδόφυλλα μορφής υποσκαφής (Symdeck 50) όπως φαίνεται στην εικόνα 7



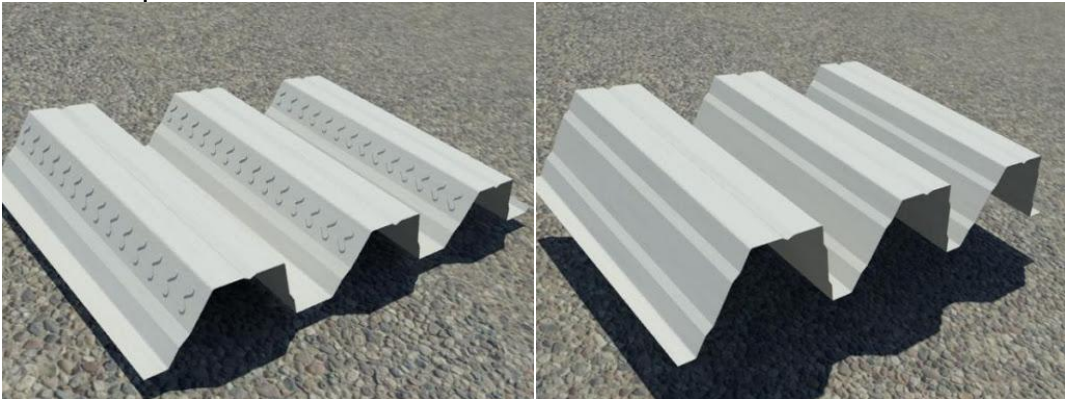
Εικόνα 7. Symdeck 50 (Πηγή εταιρεία Οικονόμου-Μοσχονά)

- b) Χαλυβδόφυλλα τραπεζοειδούς μορφής (Symdeck 73) όπως φαίνεται στην εικόνα 8



Εικόνα 8. Symdeck 73 (Πηγή εταιρεία Οικονόμου-Μοσχονά)

- c) Χαλυβδόφυλλα με βαθιά καταστρώματα (Symdeck 100 και Symdeck 150) όπως φαίνεται στην εικόνα 9 και 10



Εικόνα 9-10. Symdeck 100 (αριστερά), Symdeck 150 (δεξιά) (Πηγή εταιρεία Οικονόμου-Μοσχονά)

Η ένωση τους με τα δοκάρια παταριού γίνεται με αυτοδιάτρητες βίδες οι οποίες είναι ικανές να τρυπήσουν το πάχος του πέλματος και το χαλυβδόφυλλο μαζί. Η διαδικασία αυτή γίνεται ταυτόχρονα με την ανέγερση του κτιρίου και για αυτό τον λόγο, η τοποθέτηση τους απαιτεί εμπειρία και τεχνογνωσία από την κατασκευάστρια εταιρεία.

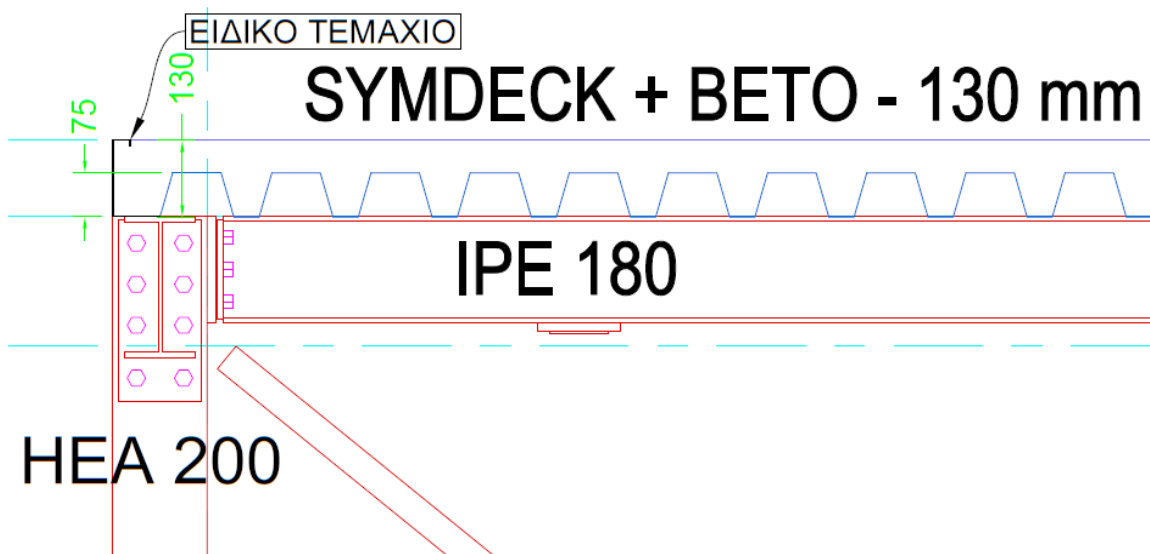
Αφότου τοποθετηθούν οι χαλύβδινες βάσεις δημιουργούνται κενά εξαιτίας ατελειών και ανομοιομορφίας στη ένωση δοκαριού – χαλυβδόφυλλου. Τα κενά αυτά πρέπει να κλείσουν ώστε να μην εκχυλιστεί το σκυρόδεμα που θα τοποθετηθεί στην επόμενη φάση κατασκευής. Χρησιμοποιούνται θερμομονωτικές και στεγανωτικές στρώσεις σε μορφή αφρού οι οποίες πρέπει να αντέχουν στις εξωτερικές και κλιματικές συνθήκες αλλά και στις θερμικές καταπονήσεις από το εσωτερικό των χώρων.

Οι αυλακώσεις στα χαλυβδόφυλλα δεν είναι ίδιες μεταξύ του άνω και του κάτω μέρος της. Το πέλμα παρουσιάζει διαφορά στο πλάτος της. Αυτό γίνεται για λόγους θερμομόνωσης αλλά για λόγους οικονομικούς ώστε να μην εγχυθεί επιπρόσθετο σκυρόδεμα το οποίο θα είναι περιττό. Το άνω πέλμα τους ενισχύεται έναντι τοπικού λυγισμού με μια συνεχόμενη αυλάκωση. Στο κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις οι οποίες προσδίδουν μεγαλύτερη επαφή μεταξύ σκυροδέματος – χαλυβδόφυλλου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ικανότητα των δομικών στοιχείων να αντέχουν σαν ενιαίο σύνολο στις διατμητικές καταπονήσεις.



Εικόνα 12. Προφίλ χαλυβδόφυλλου SYMDECK73((Πηγή Εταιρεία ARTHON)

Στο μεταλλικό σπίτι της μελέτης χρησιμοποιείται Symdeck 73. Πρόκειται για ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου το οποίο χρησιμοποιείται για ανοίγματα μεταξύ 3 και 4,5 μέτρων. Το ύψος του είναι 73 χιλιοστά και παράγεται σε διάφορα πάχη. Η ποιότητα του είναι υψηλή S320 με δυνατότητα βαφής. Παρακάτω στην εικόνα 13 φαίνεται η εφαρμογή του χαλυβδόφυλλου Symdeck με την υπόλοιπη κατασκευή.



Εικόνα 13. Συνδυασμός σύμμικτης πλάκας με το πλαίσιο του μεταλλικού σπιτιού

Κεφάλαιο 3^ο ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ

Τα επιμέρους στοιχεία της κατασκευής ενώνονται μεταξύ τους με συνδέσεις είτε συγκολλητές είτε κοχλιωτές. Η ένωση αυτών των τμημάτων δημιουργεί το σύνολο της δομής. Η επιλογή της μεθόδου σύνδεσης εξαρτάται από την συμπεριφορά της σύνδεσης στα φορτία σχεδιασμού, την διαθέσιμη τεχνολογία αλλά κυρίως στην γενική όψη της κατασκευής.

3.1 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Πρόκειται για μια από τις πιο παλιές μεθόδους σύνδεσης λόγω της αποτελεσματικότητας τους στην μεταφορά των δυνάμεων. Η υλοποίηση αυτής της σύνδεσης γίνεται με το λιώσιμο τη μεταλλικής βάσης (σύρμα) προς τα μέλη που θα συγκολληθούν και την ψύξη τους ώστε να δημιουργηθεί μια συμπαγής συγκόλληση.

Διακρίνονται σε δύο είδη:

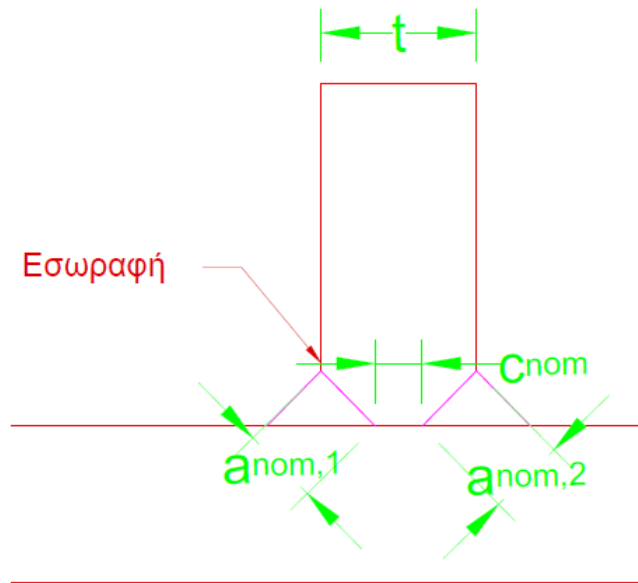
- a) Συγκολλήσεις επικάλυψης. Ανάμεσα σε δύο επιφάνειες γειτονικών πλακών πραγματοποιείται η ένωση τους χωρίς την προετοιμασία των άκρων τους. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την γρήγορη και πιο οικονομικά προσιτή λύση χωρίς την προσφορά εξειδικευμένου προσωπικού. Αντιθέτως όμως οι συνδέσεις αυτές δεν είναι κατάλληλες για την μεταφορά μεγάλου μεγέθους δυνάμεων ενώ υστερούν σε συνθήκες κόπωσης.
- b) Μετωπικές συγκολλήσεις. Υλοποιείται τοποθετώντας τα μέλη σε μια ευθεία ώστε να συγκολληθεί το κενό που δημιουργείται με το μέταλλο βάσης. Στην συγκεκριμένη περίπτωση πρέπει να γίνει μια προετοιμασία ώστε να διεισδύσει πλήρως. Αυτές οι συνδέσεις σημειώνουν μεγάλες αντοχές σε κόπωση αλλά είναι ακριβότερες λόγω της προετοιμασίας που χρειάζεται από εξειδικευμένο προσωπικό.

3.1.1 Συγκολλήσεις

Ως συγκόλληση ορίζεται η μόνιμη σύνδεση ή συνένωση, με την βοήθεια θερμότητας, δυο ή περισσότερων μεταλλικών τεμαχίων. Κατά την συγκόλληση τα υλικά θερμαίνονται στη θέση σύνδεσης με την βοήθεια πηγής θερμότητας έως ότου γίνουν ρευστά και τα μόρια τους αναμειχθούν μεταξύ τους. Μετά την στερεοποίηση του τήγματος, τα εξαρτήματα συνδέονται μεταξύ τους μόνιμα. Τα είδη συγκολλήσεων είναι η εσωραφή, με την οποία η συγκόλληση εισέρχεται στο εσωτερικό του ελάσματος, και η εξωραφή, με την οποία συγκολλείται το εξωτερικό μέρος των ελασμάτων.

Οι εσωραφές απαιτούν προετοιμασία των επιφανειών σύνδεσης για να εξασφαλιστεί η ομαλή ροή τάσεων στην σύνδεση. Η προετοιμασία αυτή απαιτεί μια μικρή διεργασία (φρεζάρισμα) ώστε να δημιουργηθεί το κατάλληλο άνοιγμα για να

εισχωρήσει η ραφή. Παράδειγμα εσωραφής φαίνεται στην εικόνα 14. Το πάχος συγκόλλησης υπολογίζεται από την εξίσωση (1)



Εικόνα 14. Εσωραφή σε σύνδεση T

$$a_{nom,1} + a_{nom,2} \geq t \quad , \quad c_{nom} \leq \min(t / 5 \text{ και } 3mm) \quad (1)$$

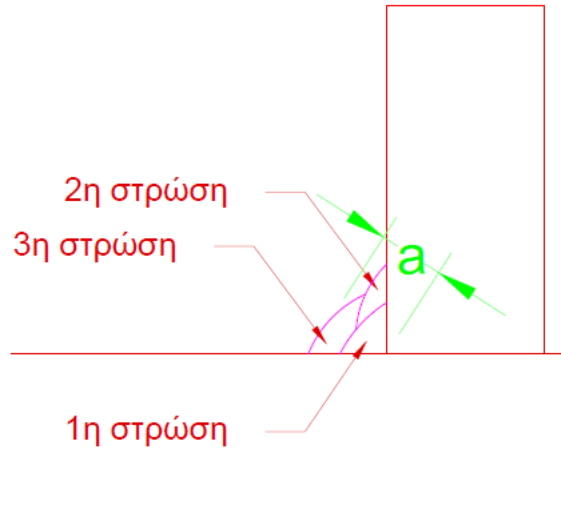
Όπου

$a_{nom,1}$: εσωτερικό πάχος εσωραφής , t : πάχος ελάσματος

$a_{nom,2}$: εξωτερικό πάχος εσωραφής

c_{nom} : απόσταση ελεύθερου τμήματος του ελάσματος ανάμεσα από τις συγκολλήσεις

Σε αντίθεση με τις εσωραφές, για τις εξωραφές δεν απαιτείται προετοιμασία στα ελάσματα που θα συγκολληθούν. Το προαπαιτούμενο πάχος συγκόλλησης δημιουργείται με την στρώση ανάμεσα στα ελάσματα. Εάν το διάκενο που πρέπει να καλύψει η συγκόλληση είναι μεγάλο ή η διαδικασία το επιβάλλει, αντί για μια ραφή πραγματοποιούνται επάλληλες ραφές ώστε να γεμίσει το διάκενο, όπως φαίνεται στη εικόνα 15



Εικόνα 15. Εξωραφή με πολλαπλές στρώσης για πάχος συγκόλλησης a

Για το μεταλλικό σπίτι της συγκεκριμένης μελέτης δεν έχει χρησιμοποιηθεί εσωραφή αλλά μόνο εξωραφή. Παράδειγματα συγκολλήσεων φαίνονται στις εικόνες 16 και 17



Εικόνα 16. Εξωραφή υποστυλώματος του μεταλλικού σπιτιού



Εικόνα 17. Εξωραφή δοκαριού IPE 200 του μεταλλικού σπιτιού

3.2 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

Στις κοχλιωτές συνδέσεις χρησιμοποιούνται κοχλίες για την ένωση δύο χαλύβδινων μελών. Είναι δημοφιλές τα τελευταία χρόνια λόγω της ελκυστικότητας τους στην εμφάνιση της κατασκευής. Αν και είναι οικονομική λύση τόσο από άποψη υλικού όσο και στο κόστος εγκατάστασης, χρειάζεται ο απαραίτητος σχεδιασμός από έμπειρο σχεδιαστή ώστε να αντέξει τα φορτία σχεδιασμού και τις καταπονήσεις. Η δύναμη μεταφέρεται από την φέρουσα πλάκα και τους κοχλίες στις οπές αυτών. Οι κοχλίες υπόκεινται σε μονή ή διπλή διάτμηση όπου είναι και ο κύριος λόγος πιθανής αστοχίας.

Το κύριο μειονέκτημα τους είναι η ολίσθηση που καταβάλλεται από τα στοιχεία της σύνδεσης. Αυτό οφείλεται στο διάκενο των κοχλιών με τις οπές. Οι βιδωτές ενώσεις επιτυγχάνουν υψηλή δυσκαμψία σε διάτμηση λόγω της αντίστασης τριβής μεταξύ των επιφανειών. Όμως όταν οι εξωτερικές δυνάμεις υπερβούν αυτή την αντίσταση, οι πλάκες αυτές ολισθαίνουν και οι βίδες υποβαστάζονται από τις άντυγες των οπών.

Στη σύγχρονη δόμηση των χαλύβδινων κατασκευών, τα επιμέρους στοιχεία διαμορφώνονται ανεξάρτητα μεταξύ τους τηρώντας ένα προδιαγεγραμμένο σύστημα ανοχών ακολουθώντας πάντοτε το μηχανολογικό σχέδιο. Στη συνέχεια μεταφέρονται στο χώρο ανέγερσης όπου συναρμολογούνται μεταξύ τους με κοχλίες ώστε να δημιουργηθεί η δομή του κτιρίου. Η ανέγερση προαπαιτεί την σωστή συναρμογή ώστε να οριστεί η ακρίβεια του κτιρίου και να μειωθεί η προέκταση που μπορεί να προέλθει από πιθανές λανθασμένες συναρμογές.

Η διάτμηση που δημιουργείται στις συνδέσεις αυτές γίνεται μέσω της τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ των κοχλιών και των ελασμάτων λόγω της δύναμης

προέντασης. Για το λόγο αυτό οι κοχλιώσεις αυτού του τύπου ονομάζονται κοχλιώσεις τριβής. Από ένα σημείο και μετά, η τριβή υπερνικάται και λαμβάνει χώρα η ολίσθηση μεταξύ των ελασμάτων.

Για την αποφυγή λαθών στα μέλη οι οπές στα ελάσματα διανοίγονται κατά 2 χιλιοστά μεγαλύτερες από την διάμετρο του κοχλία. Με εξαίρεση βέβαια την έδραση του υποστυλώματος όπου οι οπές γίνονται υπερμεγέθεις. Ο κύριος λόγος είναι για τυχόν αποκλίσεις στις αποστάσεις μεταξύ των αγκυριών.

3.2.1 Κοχλίες και εξαρτήματα

Ο κοχλίας, στην σύγχρονη μηχανολογία, είναι ένα στοιχείο το οποίο παρουσιάζεται στην υλοποίηση λυόμενων συνδέσεων. Πρόκειται για ένα ανταλλακτικό τυποποιημένο ανά μέγεθος και διάμετρο, φθινό και πολύ προσιτό σε οποιαδήποτε είδος σύνδεσης.

Το ζεύγος κοχλία - περικόχλια δεσπόζει στις περισσότερες μεταλλικές κατασκευές. Στην σύνδεση αυτή συμμετέχει ένας δακτύλιος (ροδέλα) ο οποίος βοηθάει στον έλεγχο της τριβής στο κομβόελασμα.

Οι κοχλίες λειτουργούν ως συνδετήριο στοιχείο με τη δυνατότητα λύσης και επανασύνδεσης

- i. ως μετατροπέας ροπής σε αξονική δύναμη και αντίστροφα
- ii. ως μετατροπέας περιστροφικής κίνησης σε γραμμική κίνηση και αντίστροφα
- iii. ως μέσο για δημιουργία προέντασης σε μηχανικά συστήματα για διαφόρους σκοπούς

Ο κοχλίας αποτελείται από την κεφαλή, τον κορμό και το σπείρωμα. Η συνήθης κεφαλή είναι εξαγωνική. Το σπείρωμα ακολουθεί το μετρικό σύστημα ISO και είναι δεξιόστροφο. Η περίσφιξη τους επιτυγχάνεται με τα εξαρτήματα τους, τα οποία είναι τα περικόχλια και οι δακτύλιοι. Οι δακτύλιοι παρεμβάλλονται συνήθως μεταξύ του περικοχλίου και των ελασμάτων ή και μεταξύ των ελασμάτων και της κεφαλής του κοχλία. Οι διαθέσιμοι κοχλίες και τα σχετικά εξαρτήματα είναι τυποποιημένα από τις ισχύουσες προδιαγραφές. Οι διαστάσεις δίνονται από τον πίνακα 4

Πίνακας 4. Διαστάσεις κοχλιών d (mm) (Πηγή Ερμόπουλος Ι.2008 [7])

Κοχλίες	M 12	M 16	M 20	M 22	M 24	M 27	M 30	M 36
d σπειρώματος	12	16	20	22	24	27	30	36
d κορμού, κοινοί κοχλίες	12	16	20	22	24	27	30	36
d κορμού, εφαρμοσμένοι κοχλίες	13	17	21	23	25	28	31	37
Εμβαδόν σπειρώματος A_s [cm ²]	0,843	1,57	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,17

3.2.2 Ποιότητες κοχλιών

Οι ποιότητες των κοχλιών συμβολίζονται με δύο αριθμούς, με μια τελεία μεταξύ τους. Ο πρώτος αριθμός εκφράζει το 1/100 της εφελκυστικής αντοχής σε MPa, ο δεύτερος το δεκαπλάσιο του λόγου μεταξύ ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής. Οι συνήθεις ποιότητες δίνονται από τον πίνακα 5

Πίνακας 5. Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} για κοχλίες (Πηγή Ερμόπουλος Ι ,2008[7])

Τύπος κοχλιών	Κοινοί			Υψηλής αντοχής	
Ποιότητα	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [MPa]	240	300	480	640	900
f_{ub} [MPa]	400	500	600	800	1000

Κοχλίες υψηλής αντοχής θεωρούνται οι κοχλίες 8.8 και 10.9, των οποίων και μόνον επιτρέπεται η χρήση ως προεντεταμένων κοχλιών σε συνδέσεις τριβής. Γενικότερα η βασική αρχή στις συνδέσεις με κοχλίες είναι ότι η ποιότητα του χάλυβα για κοχλίες να είναι καλύτερη από την ποιότητα χάλυβα των συνδεόμενων ελασμάτων.

Το μήκος των κοχλιών που θα χρησιμοποιηθούν καθορίζονται από το πάχος των προς σύνδεση ελασμάτων, από το μήκος του σπειρώματος του κοχλία, από τα πάχη των δακτυλίων και από μια ανοχή που προβλέπεται στις προδιαγραφές.

3.2.3 Δύναμη προέντασης

Η δύναμη προέντασης οφείλεται στην σύσφιξη του περικοχλίου στην σύνδεση του κοχλία το οποίο έχει ως αποτέλεσμα τον εφελκυσμό της. Ο εφελκυσμός αυτός προκαλεί την συμπίεση και την παραμόρφωση των υπόλοιπων στοιχείων.

Για την αποφυγή ανεπαρκούς προέντασης ο μελετητής πρέπει να εκτιμήσει τα χαρακτηριστικά διαφόρων μεθόδων περίσφιξης ώστε να διαλέξει την κατάλληλη. Ο έλεγχος σε στρέψη αποτελεί την πιο διαδεδομένη μέθοδο. Η τιμή της ροπής στρέψης αντικαθίσταται και ορίζεται ως την εφελκυστική τάση του κοχλία. Κατά την σύσφιξη η τάση αυτή ορίζεται ως το 75% του ορίου διαρροής του υλικού του κοχλία.

Η απαιτούμενη ροπή στρέψης επιβάλλεται από το ροπόκλειδο. Το ροπόκλειδο φέρει μια ένδειξη με την ροπή που απαιτείται ώστε να αποφευχθεί η ανεπαρκής προένταση. Στην σύσφιξη χρησιμοποιούνται ροδέλες και κοχλίες με μικρό βήμα για να μην λυθεί η σύνδεση.

3.2.4 Κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων

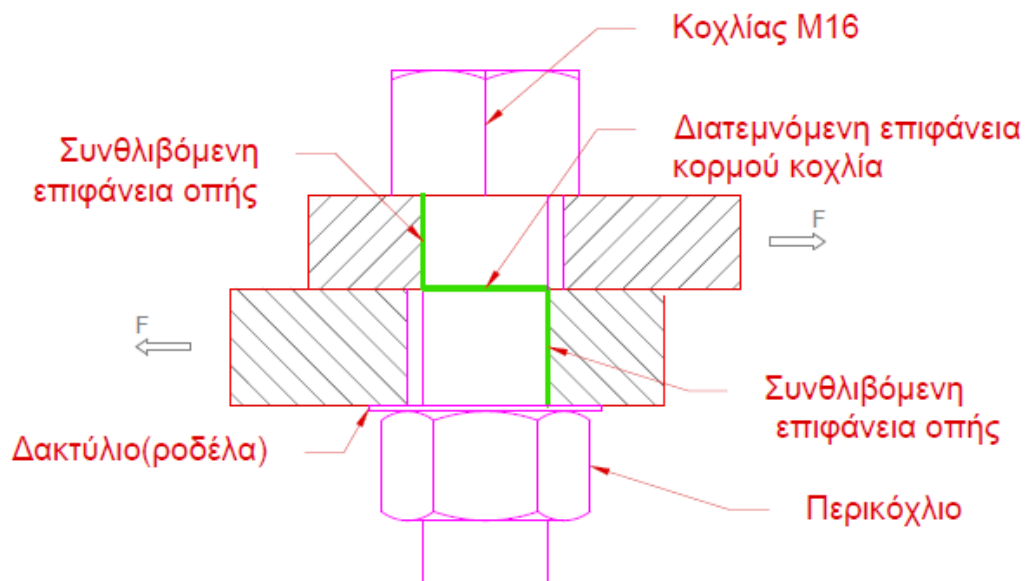
Οι συνδέσεις αυτές χωρίζονται σε κατηγορίες, ανάλογα με τη διεύθυνση τους προς τη μεταφορά της δύναμης

3.2.4.1 Συνδέσεις διάτμησης

Οι κοχλιωτές συνδέσεις που υπόκεινται σε διάτμηση διαχωρίζονται σε 3 κατηγορίες :

Κατηγορία Α (Συνδέσεις άντυγας)

Ως άντυγα ορίζεται η βαθμονομημένη επιφάνεια των οπών για τους κοχλίες. Η επαφή των κοχλιών με την άντυγα των οπών δημιουργεί την επιθυμητή μεταφορά των δυνάμεων όπως φαίνεται στην εικόνα 18. Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες ποιότητας 4.6 μέχρι και 10.9.



Εικόνα 18. Μηχανισμός λειτουργίας απλού διατεμνόμενου κοχλίας

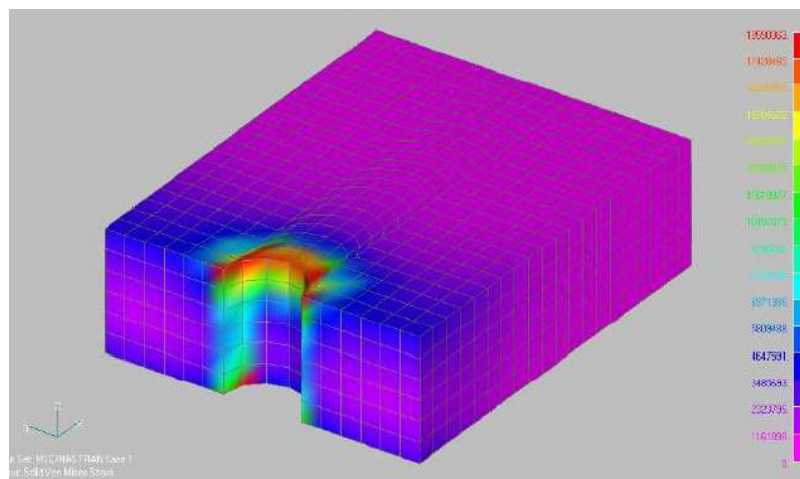
Κατηγορία Β (Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας)

Η διάτμηση που δημιουργείται στις συνδέσεις αυτές γίνεται μέσω της τριβής που αναπτύσσεται μεταξύ των κοχλιών και των ελασμάτων λόγω της δύναμης προέντασης. Για το λόγο αυτό οι κοχλιώσεις αυτού του τύπου ονομάζονται κοχλιώσεις τριβής. Από ένα σημείο και μετά, η τριβή υπερνικάται και λαμβάνει χώρα

η ολίσθηση μεταξύ των ελασμάτων. Από εκείνη τη στιγμή και μετά η κοχλίωση συμπεριφέρεται ως κοχλίωση άντυγας τύπου A. Οι διατμητικές τάσεις που δημιουργούνται μέσα στην άντυγα εμφανίζονται στην εικόνα 19. Στην κοχλίωση τριβής γίνεται διάκριση μεταξύ εκείνων στις οποίες η ολίσθηση συμβαίνει στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (κατηγορίας B) και εκείνων στις οποίες η ολίσθηση συμβαίνει στην οριακή κατάσταση αστοχίας (κατηγορίας C) . Οι κοχλιώσεις κατηγορίας B λειτουργούν ως κοχλιώσεις τριβής για τις δυνάμεις λειτουργικότητας και ως κοχλιώσεις άντυγας για τις δυνάμεις αστοχίας. Σε αυτή την κατηγορία χρησιμοποιούνται κοχλίες ποιότητας 8.8 μέχρι και 10.9

Κατηγορία C (Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας)

Οι κοχλιώσεις της κατηγορίας αυτής λειτουργούν συνεχώς ως κοχλιώσεις τριβής και δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες 8.8 ή 10.9. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.



Εικόνα 19. Σύνθλιψη άντυγας οπών (Πηγή Σχολή AEI Πολιτικών Μηχανικών Πάτρας)

3.2.4.2 Συνδέσεις εφελκυσμού

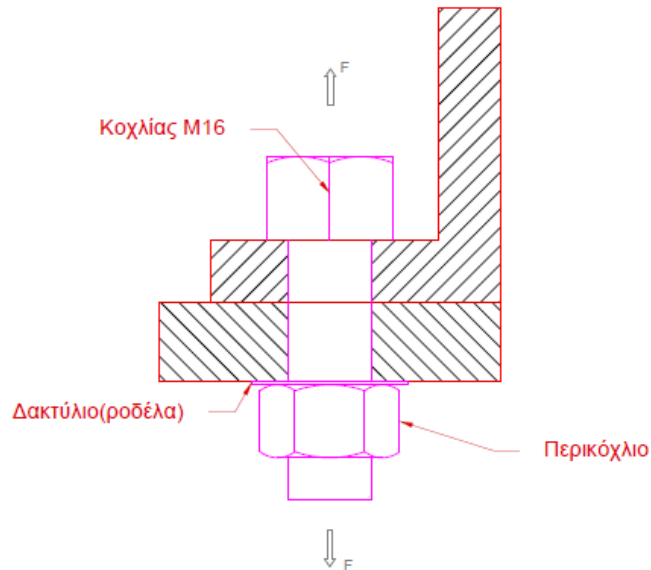
Η δύναμη μεταφέρεται δια μέσου του κορμού του κοχλία, όπως φαίνεται στην εικόνα 20. Η πιθανή αστοχία συμβαίνει στην διατομή του σπειρώματος, η οποία είναι ασθενέστερη από την πλήρη διατομή του κορμού. Υπάρχει όμως και ο κίνδυνος διάτρησης του ελάσματος, αν αυτό είναι πολύ λεπτό και δεν έχουν τοποθετηθεί δακτύλιοι, οι οποίοι διευρύνουν την επιφάνεια διάτρησης.

Κατηγορία D Χωρίς προένταση

Σε αυτή την κατηγορία δεν απαιτείται προένταση ενώ δεν συνιστάται σε συνδέσεις όπου το εφελκυστικό φορτίο μεταβάλλεται συνεχώς

Κατηγορία E Με προένταση

Στην κατηγορία E χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες 8.8 ή 10.9 με ελεγχόμενη σύσφιξη



Εικόνα 20. Μηχανισμός λειτουργίας απλού εφελκυσμένου κοχλία

3.3 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΔΟΜΩΝ

Ο σκελετός της κατασκευής αποτελείται από επιμέρους μεταλλικά μέρη τα οποία μπορούν να καλύψουν μεγάλα ανοίγματα. Τα μέλη τους συνδέονται με συγκολλήσεις και κοχλίες. Επιπροσθέτως οι συνδέσεις επιτυγχάνονται με ελάσματα και αρμοκαλύπτρες (ελάσματα στρέψης) που προσκολλούνται στα μέλη. Τα υποστυλώματα συνδέονται με τα θεμέλια με την πλάκα έδρασης και τα αγκύρια. Η σκελετοδομή αποτελείται από κεφαλοδοκούς και τεγίδες όπου και αυτά συνδέονται με κοχλίες.

3.3.1 Τύποι συνδέσεων

Οι μεταλλικές κατασκευές μελετώνται ώστε να έχουν στατική ισορροπία σε όλη την δομή του κτιρίου. Για να επιτευχθεί η στατική ισορροπία γίνεται ο σχεδιασμός

της σύνδεσης σε μια διεύθυνση, αν λάβουμε υπόψιν μόνο τις ανεμοπιέσεις. Ωστόσο σε σειсмоγενείς περιοχές κρίνεται ανάγκη να διαφοροποιηθούν αυτές οι συνδέσεις. Αυτό οδηγεί στην διαμόρφωση των συνδέσεων του κτιρίου. Στο μεταλλικό στίτι οι συνδέσεις διακρίνονται σε :

- a) Συνδέσεις δοκού με υποστύλωμα
- b) Συνδέσεις δοκού με δοκού
- c) Συνδέσεις στη βάση υποστυλωμάτων
- d) Συνδέσεις αντιανεμίωv συνδέσμων με υποστυλώματα

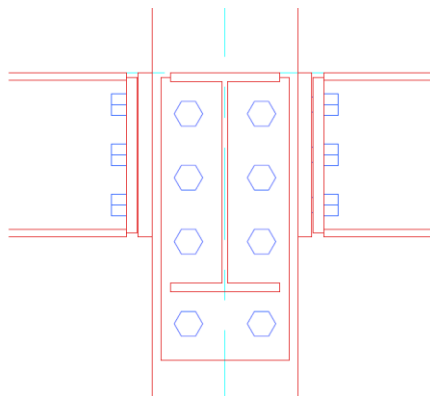
Οι γενικές απαιτήσεις για μια σύνδεση είναι ο αναγκαίος βαθμός στιβαρότητας – ευκαμψίας και η επαρκής μεταφορά εσωτερικών δυνάμεων από το ένα μέλος στο άλλο. Εκτός αυτών η προσιτή σύνδεση των ελασμάτων για θέμα αισθητικής και η επίτευξη της μεταφοράς φορτίων δεν μπορούν να θεωρηθούν δευτερεύουσες απαιτήσεις.

3.3.2 Συνδέσεις δοκού υποστυλώματος

Οι συνδέσεις (κόμβοι) του κεφαλοδοκού με το υποστύλωμα σχεδιάζονται ως αρθρωτοί ή ως άκαμπτοι, ενώ μεταφέρουν ροπή κάμψης. Αυτές οι συνδέσεις αποτελούν τις πιο ασθενείς περιοχές μεταξύ κεφαλοδοκού – υποστυλώματος. Παράδειγμα μιας τέτοιας σύνδεσης εμφανίζεται στην εικόνα 21. Οι περιοχές αυτές εντοπίζονται στο έλασμα (λαπάτσα) και τον κορμό του υποστυλώματος. Για την ενίσχυση του κορμού του υποστυλώματος συγκολλούνται ελάσματα μέσα στο κορμό που εμποδίζουν την στρέψη της διατομής και την τοπική διαρροή της σύνδεσης.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση της άκαμπτης σύνδεσης, το πλαίσιο αναλύεται με υπολογισμούς αρκετά πολύπλοκους. Όμως με τις υπολογιστικές δυνατότητες των τελευταίων χρόνων, τα περισσότερα πλαίσια σχεδιάζονται με την παραδοχή του ανώτερου και κατώτερου ορίου στρωφικής δυσκαμψίας του πραγματικού κόμβου.

Αυτό σημαίνει ότι οι άκαμπτοι κόμβοι επιβαρύνονται με σύνθετους κόμβους με συνέπεια την χρήση νευρώσεων ώστε να επιτευχθεί η κατάλληλη δυσκαμψία.



Εικόνα 21. Συνδεση δοκού – υποστυλώματος στο μεταλλικό στίτι

Αναλυτικότερα οι τύποι αστοχίας στην σύνδεση κεφαλοδοκού – υποστυλώματος αναφέρονται στον πίνακα 5

Πίνακας 5. Τύποι αστοχίας σε σύνδεση δοκού σε υποστύλωμα(Πηγή Τεχνολογικό Περιοδικό Μεταλλικές Κατασκευές Τεύχος 2020)

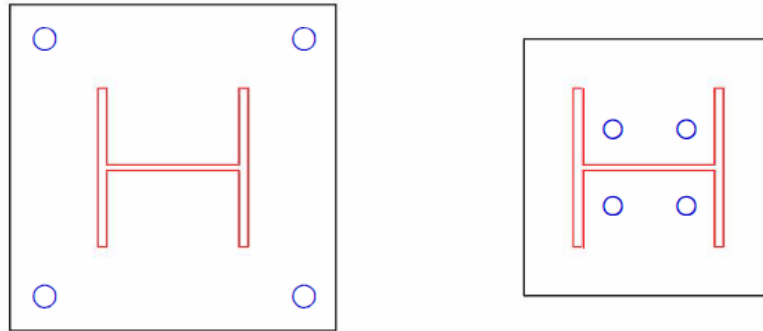
Ζώνη	Αστοχία
Εφελκυσμού	Εφελκυσμός κοχλία
	Κάμψη ακραίου ελάσματος ενίσχυσης
	Κάμψη φλάντζας υποστυλώματος
	Εφελκυσμός κορμού δοκού
	Εφελκυσμός κορμού υποστυλώματος
	Συγκόλληση ακραίου ελάσματος στην φλάντζα
	Συγκόλληση ακραίου ελάσματος στον κορμό
Οριζόντιας διάτμησης	Διάτμηση κορμού υποστυλώματος
Θλίψης	Θλίψη κορμού δοκού
	Συγκόλληση φλάντζας δοκού
	Κορμός υποστυλώματος
Κατακόρυφης διάτμησης	Συγκόλληση κορμού με ακραίο έλασμα
	Διάτμηση κοχλία
	Επιφανειακή σύνθλιψη κοχλία

3.3.3 Αγκυρόβιδες – Έδραση υποστυλώματος

Η σύνδεση του υποστυλώματος με τα θεμέλια επιτυγχάνεται με τις αγκυρόβιδες (αγκύρια) και την πλάκα έδρασης. Η πλάκα έδρασης σχεδιάζεται με παχύ έλασμα ώστε να παρέχει στιβαρότητα στην κατασκευή.

Προκειμένου να διατηρηθούν κατά τη σκυροδέτηση τα αγκύρια σε σταθερές μεταξύ τους αποστάσεις, συνδέονται με επίπεδη πλάκα (καλίμπρα) μικρού πάχους της οποίας συνήθως η τελική ανώτερη επιφάνεια συμπίπτει με την επιφάνεια του σκυροδέματος. Είναι φανερό ότι η τοποθέτηση των αγκυρίων πρέπει να γίνεται με μεγάλη ακρίβεια, με τη βοήθεια τοπογραφικών οργάνων, ώστε ανεμπόδιστα να προσαρμοστεί η ανωδομή. Αυτά τα τοπογραφικά όργανα αναλύουν την θέση της κατασκευής σε δορυφορική εμβέλεια ώστε να έχουμε μεγαλύτερη ακρίβεια τοποθέτησης. Σε μικρότερου μεγέθους κατασκευές χρησιμοποιούνται χωροβάτες για την ρύθμιση του ύψους των αγκυρόβιδων και ειδικοί σπάγκοι για την τοποθέτηση συνευθειακών αγκυρόβιδων. Για τη δυνατότητα απορρόφησης μικροσφαλμάτων, οι οπές στην πλάκα έδρασης του υποστυλώματος μπορεί να κατασκευάζονται υπερμεγέθεις.

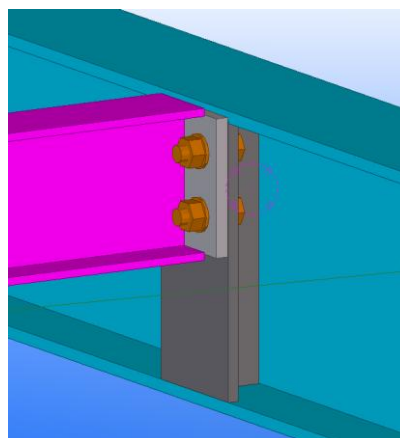
Η έδραση μπορεί να είναι είτε αρθρωτή είτε πάκτωση όπως εμφανίζεται στην εικόνα 22. Η αρθρωτή έδραση οδηγεί σε μικρότερα θεμέλια, ενώ είναι απλούστερες κατασκευαστικά. Η πάκτωση επιδιώκεται σε κτίρια όπου χρειάζεται η μείωση των παραμορφώσεων. Συνηθέστερα όμως επιδιώκεται να διαμορφώνεται με ένα σετ αγκυρίων τεσσάρων ντιζών (βίδες μακριές χωρίς κεφαλή) τοποθετημένα μεταξύ των πελμάτων του υποστυλώματος προκειμένου να εξασφαλιστεί η ελάχιστη απαιτούμενη ευστάθεια τους. Σε μια τέτοια έδραση τα αγκύρια διατάσσονται εκτός των πελμάτων της διατομής, ώστε να δημιουργηθούν οι απαραίτητοι μοχλοβραχίονες για την αντιμετώπιση των ροπών.



Εικόνα 22. Πάκτωτη έδραση (αριστερά), αρθρωτή έδραση (δεξιά)

3.3.4 Σύνδεση τεγίδας – κεφαλοδοκού

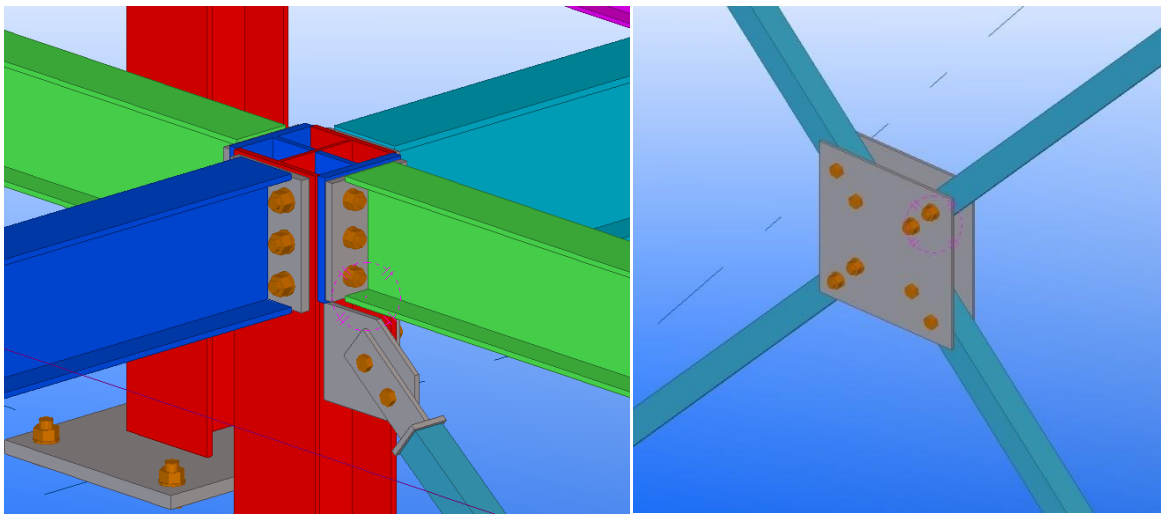
Η σύνδεση της τεγίδας με τον κεφαλοδοκό υλοποιείται με την δημιουργία μιας φτιαχτής διατομής ταυ η οποία συγκολλείται στον κορμό του κεφαλοδοκού ώστε να συνδεθεί με την τεγίδα όπως φαίνεται στην εικόνα 23. Ο λόγος που χρησιμοποιείται αυτός ο τρόπος σύνδεσης είναι για να ευθυγραμμιστεί το άνω πέλμα της τεγίδας με το άνω πέλμα του κεφαλοδοκού. Με αυτό τον τρόπο δεν δημιουργούνται κενά μεταξύ χαλυβδόφυλλου με την τεγίδα.



Εικόνα 23. Σύνδεση τεγίδας - κεφαλοδοκού με φτιαχτό ταυ

3.3.5 Σύνδεση αντιανεμικού συστήματος δυσκαμψίας – υποστυλώματος

Στην συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιείται ένα κομμάτι σιδήρου με τις κατάλληλες διατάξεις των οπών και προσκολλείται στο κορμό του υποστυλώματος όπως φαίνεται στην εικόνα 24. Οι οπές είναι υπολογισμένες από το σχεδιαστικό πρόγραμμα σε ακριβή θέση χιλιοστού ώστε να συνδεθεί με το αντιανεμίο χιαστί. Σε κάθε διάταξη του αντιανεμίου συστήματος υπάρχουν 3 κοιλοδοκοί οι οποίοι συνδέονται μεταξύ τους με δύο πλάκες σιδήρου εξωτερικά και εσωτερικά του κτηρίου όπως φαίνεται στη εικόνα 25. Αυτές οι πλάκες έχουν και αυτές οπές για να εισέλθουν οι κοχλίες.



Εικόνα 24-25. Κόμβος κτηρίου και σύνδεση αντιανεμίου – υποστυλώματος(αριστερά)
Σύνδεση κοιλοδοκών αντιανεμίων μεταξύ τους (δεξιά)

Κεφάλαιο 4^ο ΤΟ ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΤΩΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΩΝ

Πρόθεση του μελετητή κατά το σχεδιασμό ενός έργου είναι η ασφάλεια, η οικονομία, η λειτουργικότητα, η ανθεκτικότητα και η αισθητική. Το σημαντικότερο εργαλείο στα χέρια του μελετητή είναι το πλέγμα των Ευρωκωδίκων, μέσω του οποίου καλύπτονται τα περισσότερα από τα θέματα, τα οποία αναφέρονται κατά τον σχεδιασμό (μόρφωση, ανάλυση, διαστασιολόγηση) μιας κατασκευής.

Οι Ευρωκώδικες αποτελούν πλέγμα κανονισμών αναφερόμενων στο σχεδιασμό δομικών έργων ειδικότητας Πολιτικού Μηχανικού. Σαν στόχο έχουν την βελτίωση της λειτουργίας της αγοράς στις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης στην περιοχή των τεχνικών έργων, με την παράκαμψη των εμποδίων που προέρχονται από την ύπαρξη πολλών Εθνικών Κανονισμών και η ενδυνάμωση της ανταγωνιστικότητας της ευρωπαϊκής κατασκευαστικής βιομηχανίας σε χώρες εκτός της Ε.Ε. Οι Ευρωκώδικες απαρτίζονται από 10 Κύρια Ευρωπαϊκά Πρότυπα που συμπεριλαμβάνουν όλους τους τρόπους δόμησης. Τα πρότυπα είναι τα εξής :

- EN 1990 Ευρωκώδικας 0 : Βασικές αρχές σχεδιασμού
- EN 1991 Ευρωκώδικας 1 : Δράσεις στις Κατασκευές
- EN 1992 Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα
- EN 1993 Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα
- EN 1994 Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα
- EN 1995 Ευρωκώδικας 5 : Σχεδιασμός κατασκευών από ξύλο
- EN 1996 Ευρωκώδικας 6 : Σχεδιασμός κατασκευών από λιθοδομή
- EN 1997 Ευρωκώδικας 7 : Γεωτεχνικός σχεδιασμός
- EN 1998 Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών
- EN 1999 Ευρωκώδικας 9 : Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο

Καθένα από τα παραπάνω πρότυπα, απαρτίζεται από διάφορα μέρη, τα οποία καλύπτουν όλα τα επιμέρους αντικείμενα του κάθε προτύπου.

Στην παρούσα στατική μελέτη γίνεται χρήση του Ευρωκώδικα 0 για τις βασικές αρχές και τις οριακές καταστάσεις υπολογισμού, του Ευρωκώδικα 1 για τα φορτία και τις δράσεις πάνω στις κατασκευές, του Ευρωκώδικα 2 για τον σχεδιασμό από σκυρόδεμα (θεμελίωση, πλάκα οροφής), του Ευρωκώδικα 3 για το σχεδιασμό του από χάλυβα (σκελετός, αγκυρόβιδες) και του Ευρωκώδικα 4 για το σχεδιασμό από σύμμικτες κατασκευές χάλυβα – σκυροδέματος (χαλυβδόφυλλα SYMDECK)

4.1 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 0

Αποτελεί τον βασικό αρωγό στον σχεδιασμό και την επίλυση των κατασκευών αφού είναι το πρώτο εργαλείο που διαχειρίζεται ο μελετητής.

Στον Ευρωκώδικα 0 περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα των κατασκευών, με βάση τη θεωρία των οριακών καταστάσεων με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας.

Το Πρότυπο αυτό θα χρησιμοποιηθεί αμιγώς και σε συνδυασμό με τους υπόλοιπους Ευρωκωδικές, για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου.

Για την εφαρμογή του πρότυπου αυτού αλλά και των υπολοίπων Ευρωκώδικων, είναι απαραίτητο να ισχύουν οι ακόλουθες προϋποθέσεις :

- Ο μελετητής του έργου να έχει τη κατάλληλη εξειδίκευση και εμπειρία.
- Η κατασκευή να πραγματοποιείται από προσωπικό με την κατάλληλη ικανότητα και εμπειρία.
- Κατά την διάρκεια της εκτέλεσης, να γίνεται επαρκής επίβλεψη και έλεγχος ποιότητας τόσο στο εργοστάσιο όσο και στο εργοτάξιο.
- Τα υλικά της κατασκευής να είναι κατάλληλα και σύμφωνα με τα EN1990 έως EN1999 ή με άλλα σχετικά πρότυπα και προδιαγραφές
- Να γίνεται επαρκής συντήρηση της κατασκευής.
- Η χρήση της κατασκευής να είναι αυτή που προβλέπεται από τις παραδοχές σχεδιασμού

4.1 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1

Ο Ευρωκώδικας 1 παρέχει οδηγίες για τα επιβαλλόμενα φορτία (σεισμός, άνεμος, χιόνι), όπως τους κανόνες και τις απαιτήσεις για τους υπολογισμούς τους

Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και την θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή μας διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Μόνιμα Φορτία (G)
- Ίδια βάρη της κατασκευής
- Ίδιο βάρος επικάλυψης
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κ.τ.λ.)
- Κινητά Φορτία (Q)
- Δράσεις Ανέμου
- Φορτίο Χιονιού
- Σεισμικά Φορτία (έμμεσο φορτίο με επιβολή επιβεβλημένων μετατοπίσεων)

4.2 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 2

Το Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1992-1-1 (Ευρωκώδικας 2) καθορίζει τους γενικούς κανόνες για το σχεδιασμό των δομημάτων από σκυρόδεμα καθώς και τους κανόνες για το σχεδιασμό των κτηριακών έργων.

Για την συγκεκριμένη στατική μελέτη ο Ευρωκώδικας 2 παρέχει οδηγίες για την θεμελίωση του κτηρίου και για την πλάκα οροφής

4.3 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3

Ο Ευρωκώδικας 3 εφαρμόζεται στο σχεδιασμό κτηρίων και έργων από χάλυβα. Ασχολείται με τις αρχές και τις απαιτήσεις για ασφάλεια και λειτουργικότητα των κατασκευών, τις βασικές αρχές του σχεδιασμού και των ελέγχων επάρκειας τους που δίνονται στην EN 1990 – Βασικές αρχές σχεδιασμού των κατασκευών

Ο Ευρωκώδικας 3 ασχολείται μόνο με απαιτήσεις για αντοχή, λειτουργικότητα, ανθεκτικότητα και πυρασφάλεια των κατασκευών από χάλυβα, όμως δεν καλύπτει τις θερμικές και ηχητικές μονώσεις.

Αποτελείται από τα εξής τμήματα :

EN 1993 – 1 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια

EN 1993 – 2 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Γέφυρες από χάλυβα

EN 1993 – 3 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Πύργοι, ιστοί και καπνοδόχοι

EN 1993 – 4 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Σιλό, δεξαμενές και σωληνώσεις

EN 1993 – 5 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Πάσσαλοι

EN 1993 – 6 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Κατασκευές που στηρίζουν γερανογέφυρες

Το EN 1993 – 1 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια

περιλαμβάνει:

EN 1993-1-1 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια

EN 1993-1-2 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Σχεδιασμός για φωτιά

EN 1993-1-3 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Λεπτότοιχα μέλη ψυχρής έλασης και χαλυβδόφυλλα.

EN 1993-1-4 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Ανοξειδωτοι χάλυβες

EN 1993-1-5 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Μέλη από επίπεδα ελάσματα

EN 1993-1-6 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Αντοχή και ευστάθεια των κελυφωτών κατασκευών.

EN 1993-1-7 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Αντοχή και ευστάθεια επιπέδων ελασμάτων με εγκάρσια φόρτιση.

EN 1993-1-8 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Σχεδιασμός κόμβων

EN 1993-1-9 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Αντοχή των κατασκευών από χάλυβα σε κόπωση

EN 1993-1-10 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Επιλογή χάλυβα για αντοχή σε κρούση και ιδιότητες κατά το πάχος του υλικού

EN 1993-1-11 Σχεδιασμός Κατασκευών από χάλυβα: Σχεδιασμός κατασκευών με εφελκόμενα στοιχεία από χάλυβα.

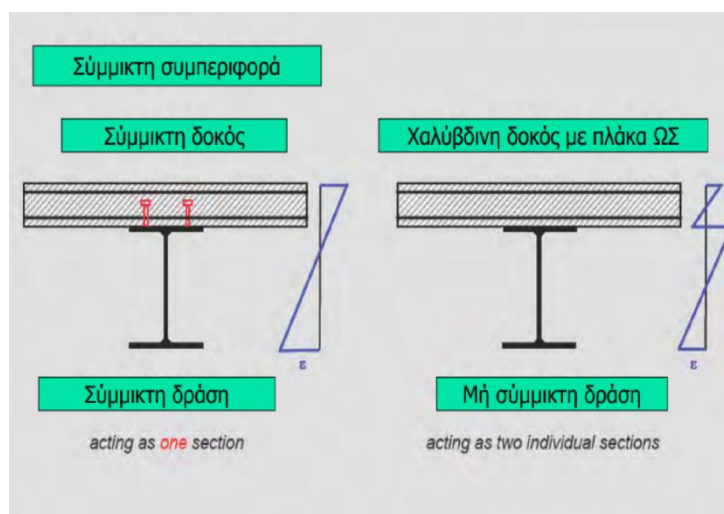
4.3.1 Απαιτούμενοι έλεγχοι

Ανάλογα με το είδος του εξεταζόμενου μέλους από δομικό χάλυβα είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των αντίστοιχων ελέγχων. Σε γενικές γραμμές ισχύει:

- Οι δοκοί και οι διαδοκίδες ελέγχονται σε τέμνουσα, κάμψη και θλίψη.
- Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε τέμνουσα, διαξονική κάμψη και θλίψη.
- Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι ελέγχονται έναντι λυγισμού και μονοαξονικού εφελκυσμού.

4.4 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 4

Ο Ευρωκώδικας 4 αποτελείται από συνδυαστικές κατασκευές χάλυβα – σκυροδέματος. Ο κύριος λόγος χρησιμοποίησης του είναι για την ανάλυση συμπεριφοράς των υλικών που συνυπάρχουν στο κτήριο. Πρόκειται για τον συνδυασμό του σκυροδέματος, των οπλισμών μέσα στο σκυρόδεμα τον δομικό χάλυβα που συγκρατεί το χαλυβδόφυλλο και το χαλυβδόφυλλο SYMDECK.



Εικόνα 26. Συμπεριφορά σύμμεκτης και μη σύμμεκτης δοκού

Κεφάλαιο 5° ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΟΙΚΙΑΣ ΠΟΥ ΘΑ ΜΕΛΕΤΗΘΕΙ

5.1. Στάδια κατασκευής

Η οικία που θα μελετηθεί είναι ισόγειο 93 τετραγωνικών μέτρων με απόληξη κλιμακοστασίου και πλάκα στην οροφή. Η πλάκα στην οροφή δημιουργείται με τον συνδυασμό χαλυβδόφυλλης λαμαρίνας και οπλισμένου σκυροδέματος.

Τα δομικά στοιχεία που χρησιμοποιούνται στην οικία που θα μελετηθεί είναι το σκυρόδεμα και ο χάλυβας κυρίως.

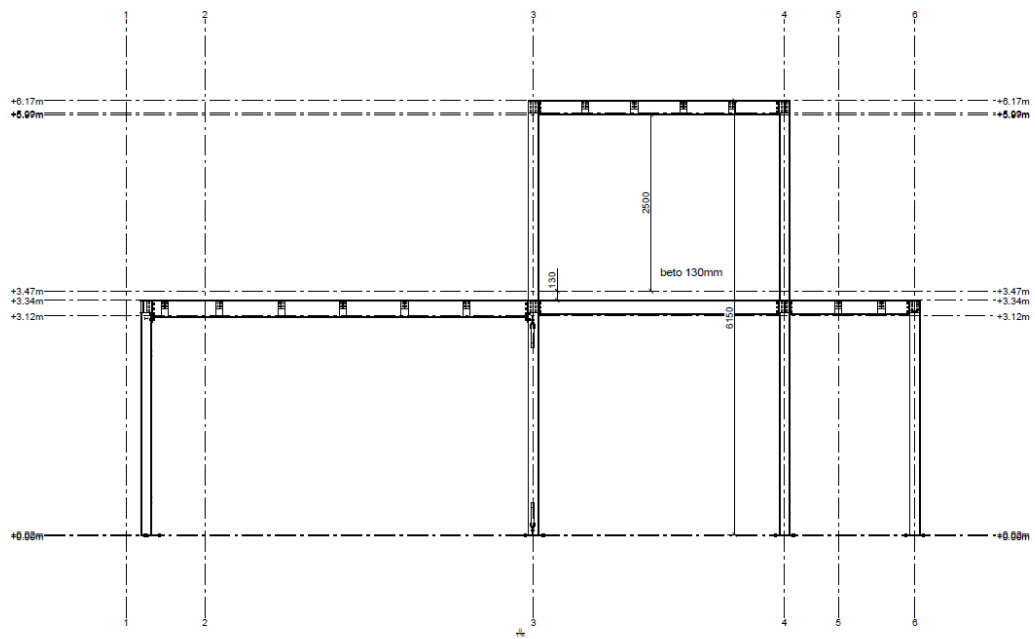
Το σκυρόδεμα χρησιμοποιείται στην θεμελίωση με τον συνδυασμό του με οπλισμό ώστε να δημιουργηθεί η βάση της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιείται σκυρόδεμα τύπου C45 και πάχος ράβδων οπλισμού από 4 έως 15 mm. Ο οπλισμός τοποθετείται κάθετα και οριζόντια στις αυλακώσεις των θεμελίων ώστε να δημιουργηθούν καλούπια για την μετέπειτα εγκατάσταση των αγκυρίων. Οι αγκυρόβιδες που χρησιμοποιούνται είναι ποιότητας 8.8 και τα περικόχλια επίσης ίδιας ποιότητας. Με την τοποθέτηση των αγκυρόβιδων εκχύνεται το σκυρόδεμα του δαπέδου.

Ο μεταλλικός σκελετός τοποθετείται πάνω στην αγκυρόβιδες και συνδέεται έτσι με την θεμελίωση. Ο μεταλλικός σκελετός αποτελείται από αμμοβολισμένο χάλυβα και στρώση από χρώματος γκρι σκούρο. Οι βίδες συναρμολόγησης που συνδέουν τα μέλη του μεταλλικού σκελετού είναι ποιότητας 8.8 οπές διαμέτρου από 14 έως 20mm.

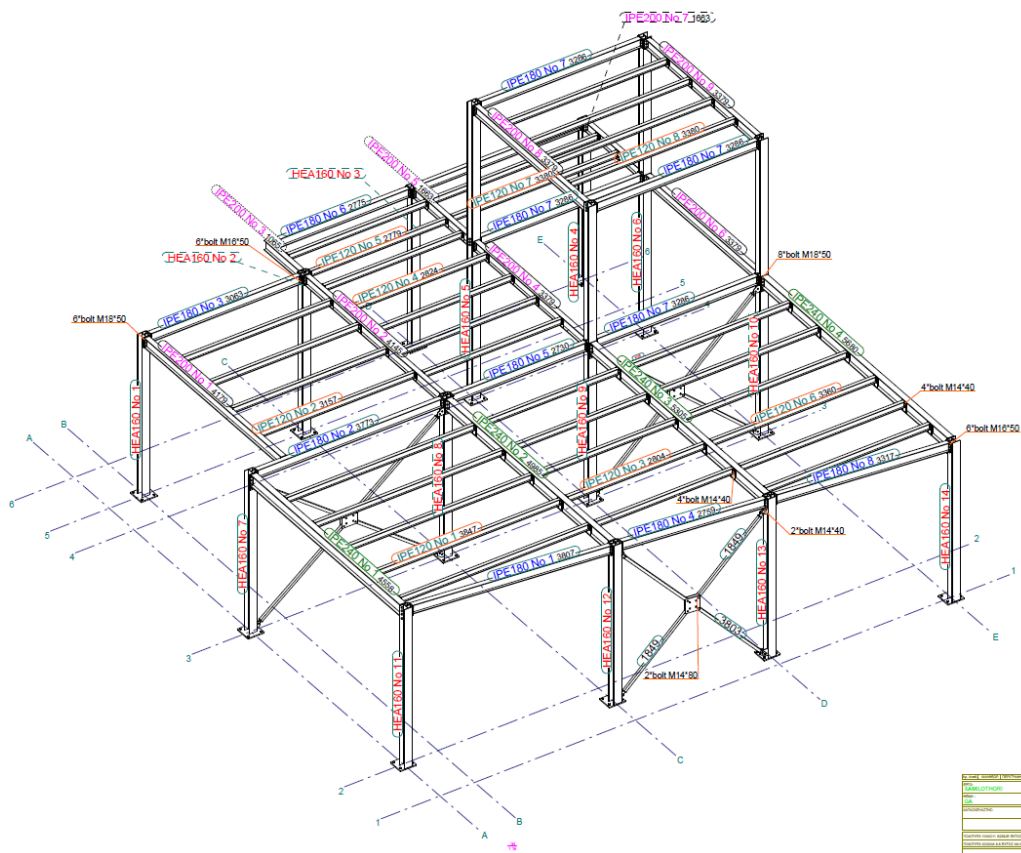
Με την εγκατάσταση του μεταλλικού σκελετού πάνω στην δοκίδες του σκελετού θα δημιουργηθεί η πλάκα οροφής. Για να γίνει αυτό υπάρχει το χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 όπως αναφέρεται στο κεφάλαιο 2. Περιμετρικά της πλάκας οροφής διαμορφώνεται από την αρμόδια εταιρεία ένα ειδικό τεμάχιο το οποίο δεν αφήνει το σκυρόδεμα να χυθεί έξω από την επιφάνεια του δαπέδου.

5.2. Διαμόρφωση χώρου

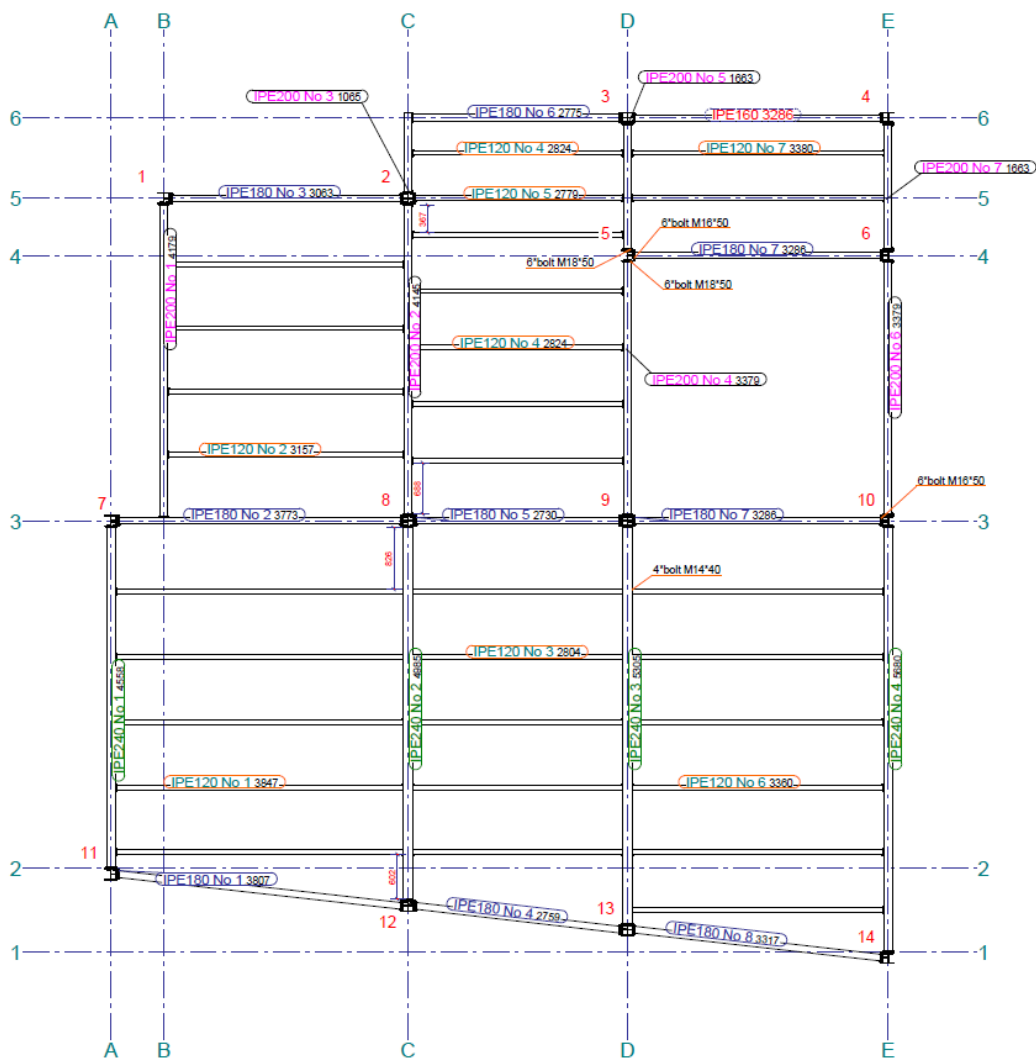
Η συγκεκριμένη κατασκευή έχει μελετηθεί για καθαρό ύψος ισόγειου 2,8 μέτρα και καθαρό ύψος κλιμακοστασίου 2,5 μέτρα. Η σκάλα που θα τοποθετηθεί στο κλιμακοστάσιο είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Παρακάτω εμφανίζονται στην εικόνα 27,28,29 και 30 τα σχέδια της κατασκευής.



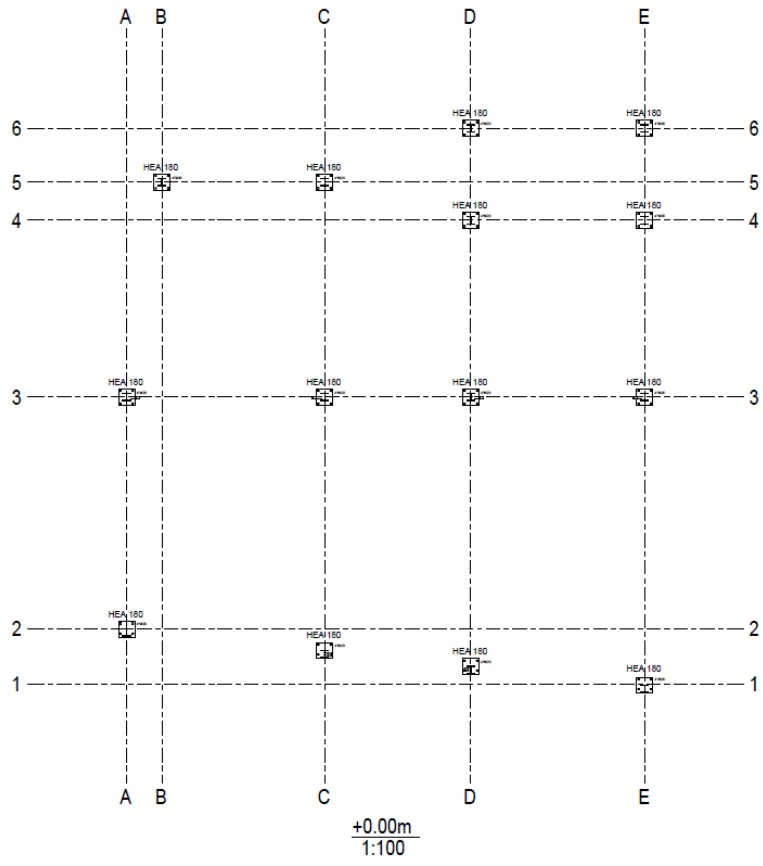
Εικόνα 27. Τομή οικίας



Εικόνα 28. Τρισδιάστατη όψη οικίας



Εικόνα 29. Κάτοψη ισογείου οικίας



Εικόνα 30. Κάτοψη αγκυρίων οικίας

Κεφάλαιο 6^ο ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΠΟΥ ΜΕΛΕΤΑΤΑΙ

6.1 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ Ο ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥΣ

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν σε αυτήν. Στον Ελλαδικό χώρο, ως προς τις δράσεις επί των κατασκευών, εφαρμόζεται ευρέως ο Ευρωκώδικας 1[8], ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα, μέσω Παραρτημάτων ή μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων, πληροφορίες ως προς τις αναπτυσσόμενες δράσεις (π.χ. χιόνι, άνεμος, κλπ.).

Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή έναντι των οριακών καταστάσεων, πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του, διακρίνονται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους πιθανούς συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες υπάρχει πιθανότητα να εκτεθεί η κατασκευή, τόσο κατά τη φάση της ανέγερσης, όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού διακρίνονται ως εξής:

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

6.2 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

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

Ίδια βάρη της κατασκευής:

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $g_c=25 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού: $g_a=78,5 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος χώματος: 18 kN/m^3

- Επικάλυψη πλακών: $1,20 \text{ kN/m}^2$
- Επικάλυψη δώματος: $2,5 \text{ kN/m}^2$
- Επικάλυψη σύμμικτη πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα: $1,2 \text{ kN/m}^2$

Ενώ ο συντελεστής ασφαλείας για τα μόνιμα φορτία $q = 1,35$

6.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

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

Ωφέλιμο φορτίο κατοικίας: 2 kN/m^2

Ωφέλιμο φορτίο κλιμακοστασίου: $3,5 \text{ kN/m}^2$

Ωφέλιμο φορτίο εξώστη : 5 kN/m^2

Φορτίο επικάλυσης σύμμικτης πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα : 5 kN/m^2

Ενώ ο συντελεστής ασφαλείας για τα κινητά φορτία $q = 1,5$

6.3.1 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1[8], που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη συνύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια, ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500 m . Έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δε λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση. Το φορτίο χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, ενώ κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, μπορεί να εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη, στην προκειμένη περίπτωση του μεταλλικού σπιτιού της πλάκας οροφής, προσδιορίζεται για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές από την εξίσωση (2)

$$S = \mu_i C_o C_t s_k \quad (2)$$

Όπου :

- μ_i : συντελεστής μορφής χιονιού
- $C_e=1$ ο συντελεστής έκθεσης, για κανονικές συνθήκες

- $C_{ti}=1$ ο θερμικός συντελεστής, για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης
- S_k : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Για την Ελλάδα ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $S_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας

Ζώνη I ($S_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

Ζώνη II ($S_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$) : Νομοί Μαγνησίας , Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λακωνίας, Σποράδες και Εύβοια

Ζώνη III ($S_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$) : Υπόλοιπη χώρα

Το εν λόγω σπίτι βρίσκεται στο νομό Αχαΐας επομένως ανήκει στην Ζώνη III με $S_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$. Η χαρακτηριστική τιμή S_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για αυτήν την τοποθεσία δίνεται από την εξίσωση (3)

$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (3)$$

Όπου :

$S_{k,0}$: είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας, σε kN/m^2

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

Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

Αφού πρόκειται για πλάκα οροφής δηλαδή δεν έχουμε κλίση στην στέγη, ο συντελεστής μορφής θα είναι $\mu_1 = 0,8$

Από τα δεδομένα έχουμε

$$\mu_1 = 0,8$$

$$C_e = 1$$

$$C_{ti} = 1$$

$$S_k = 0,8125 \text{ kN/m}^2 \text{ για το ύψος } 120 \text{ μέτρα}$$

Οπότε από την εξίσωση 2 $\Rightarrow s = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.812 = 0.65 \text{ kN/m}^2$

6.3.2 Δράσεις Ανέμου

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

Ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου γίνεται με βάση το Μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1 [8], το οποίο παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των φορτίων ανέμου επί των κτιριακών κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων και προσαρτημάτων τους, για ύψη μέχρι 200 m. Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1 [8] αφορά σε επιφάνειες οι οποίες είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο. Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον υπολογισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **Γεωγραφική θέση:** Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από κάποιες άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες ανέμου v_b αναπαριστώνται με τη μορφή ισοϋψών καμπύλων πάνω σε χάρτες. Η βασική ταχύτητα του ανέμου v_b αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα ανέμου στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μία περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς 50 ετών.
- **Φυσική θέση:** Οι ριπές ανέμου με υψηλές τιμές απαντώνται σε εκτιθέμενες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες όπως είναι τα κέντρα των πόλεων. Αυτό αποδίδεται στη τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας c_r , ο οποίος αναφέρεται στη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.
- **Τοπογραφία:** Τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή ανάγλυφου) που εκτιμά την αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi = H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου.
 - Διαστάσεις κτιρίου: Το ύψος του μελετώμενου κτιρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνουν με το ύψος πάνω από την επιφάνεια του εδάφους.

- **Μέση ταχύτητα ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική του ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτιρίου, τη τραχύτητα του εδάφους και τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.
- **Σχήμα κατασκευής:** Τα φορτία είναι αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της κατασκευής, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από αυτή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής. Ωστόσο η κατανομή είναι περίπλοκη εξαιτίας της ύπαρξης γειτονικών κατασκευών ή και φυσικών εμποδίων.
- **Κλίση στέγης:** Παράμετρος η οποία επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Αξιοσημείωτο είναι ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση, ενώ στέγες με μεγαλύτερες κλίσεις μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Διεύθυνση ανέμου:** Η διεύθυνση του ανέμου επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων. Μέσω διατιθέμενων πινάκων λαμβάνονται υπόψη οι παράμετροι, κατά πρώτο λόγο στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου και κατά δεύτερο λόγο στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι ισοδύναμες στατικές δυνάμεις θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια στην ανάλυση και προσδιορισμό της αντοχής της κατασκευής ως σύνολο.

Ο υπολογισμός για την ανεμοπίεση βασίζεται στον Ευρωκώδικα 1 όπου το συγκεκριμένο ύψος κτηρίου (3,32 m η κολώνα + 130 mm της σύμμικτης πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα) 3,45 m και ταχύτητα του ανέμου 33 m/sec.

6.3.3 Φορτία σεισμού

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

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές αυτές κινήσεις, δηλαδή οι σεισμικές δράσεις, παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ο Ευρωκώδικας 8 περιέχει τις βασικές απαιτήσεις,

τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων, και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής για κτιριακά κυρίως έργα.

Οι κύριοι στόχοι του κανονισμού είναι οι εξής:

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

6.3.3.1 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

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

- Δυναμική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο Ευρωκώδικας 8. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψιν μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού.
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης, στηρίζεται σε προσεγγιστική

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

6.3.4 Συνοπτική Περιγραφή της Ακολουθουμένης Μεθόδου

Η μέθοδος που χρησιμοποιείται για την ανάλυση της σεισμικής απόκρισης είναι η δυναμική φασματική μέθοδος αντισεισμικού υπολογισμού η οποία ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Καθορισμός - επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα της κατασκευής και την κατηγορία εδάφους
2. Εξιδανίκευση της κατασκευής και καθορισμός προσομοίωσης.
3. Προκύπτουν τέσσερις φορές από τη μετάθεση του Κέντρου Μάζας κατά την τυχηματική εκκεντρότητα (+x, +z, -x, -z).

Για κάθε έναν από τους 4 φορές γίνεται :

1. Υπολογισμός των μητρώων μάζας [M] και ακαμψίας [K].

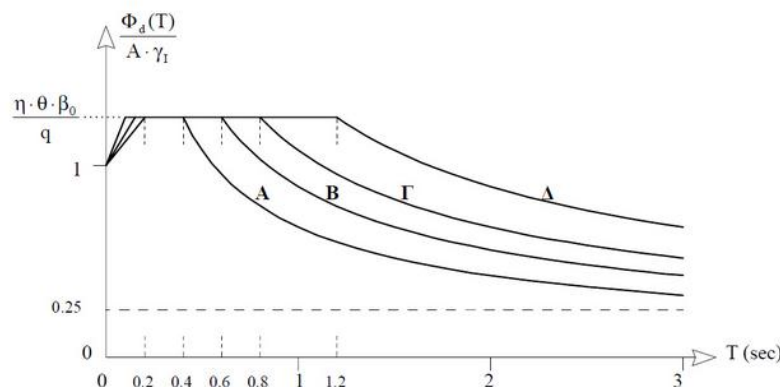
2. Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των πιο χαμηλόσυχων (υψηλότερες ιδιοπερίοδοι T)
3. Υπολογισμός της μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής:
 - a) Για κάθε ιδιοπερίοδο T ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης $R_d(T)$
 - b) Με βάση τα $R_d(T)$ υπολογισμός των ιδιομορφικών μετατοπίσεων.
 - c) Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών.
4. Υπολογισμός των μεγίστων των εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες.
 5. Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων και δυνάμεων για τις τρεις (ή τις δύο) συνιστώσες του σεισμικού κραδασμού
 6. Υπολογισμός των ταυτόχρονων (με τις μέγιστες) τιμών των εντατικών μεγεθών
 7. Γίνεται έλεγχος αν οι δύο πιο σημαντικές ιδιομορφές είναι κυρίως μεταφορικές
 8. Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών ώστε να προκύψει ανθεκτική κατασκευή σε δύο φάσεις:
 - a) Ανθεκτική κατασκευή. Υπολογισμός οπλισμών που να παραλαμβάνουν τις εφελκυστικές τάσεις σε κάθε θέση του φορέα.
 - b) Πλαστική κατασκευή, σχεδιασμός πλαστικών αρθρώσεων.

Φάσμα σχεδιασμού

Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρα ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8[10] μέσω του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού. Αυτό προκύπτει από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων δια του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων δίνεται σχηματικά από την εικόνα 31



Εικόνα 31. Φάσμα σχεδιασμού $\phi_d(T)/A\gamma_1=f(\eta\theta\beta_0/q)$ (Πηγη Ερμόπουλος 2008[5])

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από το φάσμα των οριζοντίων συνιστωσών, με πολλαπλασιασμό των τεταγμένων του επί 0,7

Τα φάσματα της Εικόνας 31 καθορίζονται από τις ακόλουθες εξισώσεις του Πίνακα 7:

Πίνακας 7. Εξισώσεις φασματικού σχεδιασμού ανάλογα την περιοχή των περιόδων (Πηγή Ερμόπουλος 2008[5])

Περιοχή Περιόδων	Εξίσωση
$0 \leq T < T_1$	$\Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} - 1\right)\right)$
$T_1 \leq T \leq T_2$	$\Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q}$
$T_2 < T$	$\Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_o}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

Όπου:

$$A = a \cdot g \quad (4)$$

- g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας
- γ_1 συντελεστής σπουδαιότητας κτηρίου
- q συντελεστής συμπεριφοράς κτηρίου
- η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\neq 5\%$
- θ συντελεστής θεμελίωσης
- T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος
- $\beta_o = 0,25$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας όπως φαίνεται στην εικόνα 32. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη)

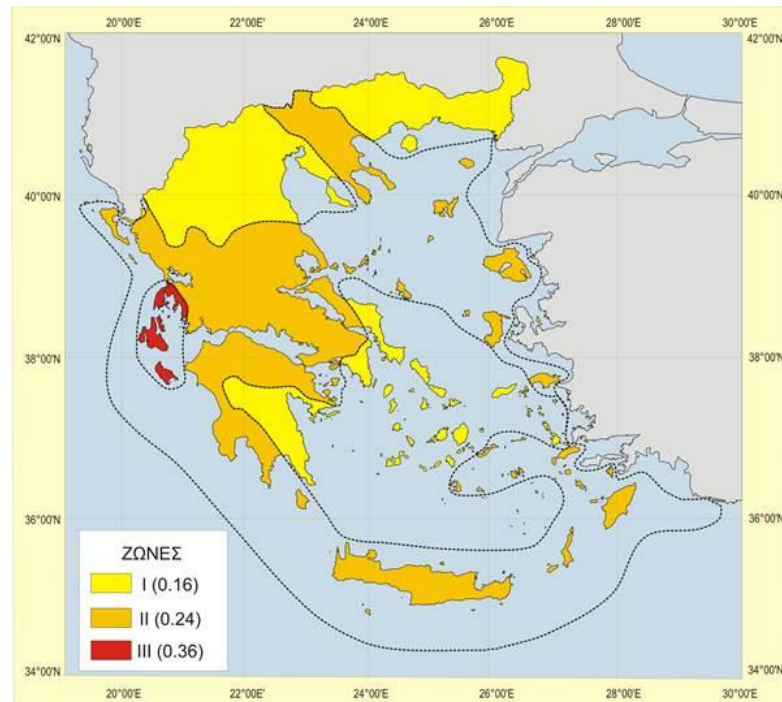
Όπου : g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας

$\alpha=0,16$ για Ζώνη I

$\alpha=0,24$ για Ζώνη II

$\alpha=0,36$ για Ζώνη III

Το κτήριο αυτό βρίσκεται στην Ζώνη II άρα από την εξίσωση 4 $\Rightarrow A=0,24 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 2.35 \text{ m/s}^2$



Εικόνα 32. Διαχωρισμός σεισμικών ζωνών στην Ελλάδα(Πηγή Ερμόπουλος 2008[5])

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 4 κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, Ε, σύμφωνα με τον πίνακα 8 του Ευρωκώδικα 8[10], ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Πίνακας 8. Κατηγορίες εδάφους (Πηγή Ευρωκώδικας 8[10])

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{1,30}$ (m/s)	N_{SP7} (κρούσεις/3 0cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70

Η κατηγορία εδάφους που αντιστοιχεί στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι Β. Άρα μπορούν να υπολογιστούν οι τιμές περιόδων από τον πίνακα 9

Πίνακας 9. Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων T_1, T_2 (sec) (Πηγή Ευρωκώδικας 8[10])

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0,10	0,15	0,20	0,20
T_2	0,40	0,60	0,80	1,20

Για κατηγορία εδάφους Β οι τιμές περιόδων T_1, T_2 είναι 0,15 και 0,6 αντίστοιχα

Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 όπως φαίνεται στον πίνακα 10

Πίνακας 10. Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας κτηρίων (Πηγή Ευρωκώδικας 8[10])

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

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_1	0,80	1,00	1,20	1,40

Ο συντελεστής σπουδαιότητας με βάση τον Πίνακα είναι $\gamma_1=1,00$

Συντελεστής θεμελίωσης θ

Ο συντελεστής θ εξαρτάται από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης, εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης όχι μόνο στη μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης από την επιφάνεια του εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση των κινδύνων διαφορικών καθιζήσεων λόγω δυναμικής διατμητικής συνίχισης χαλαρών εδαφών.

Σε εδάφη A ή B ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1,0 άρα και στο συγκεκριμένο κτήριο

Συντελεστής συμπεριφοράς κτηρίου

Ο δείκτης συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μεταλαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα, εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του.

Στο πίνακα 11 φαίνονται οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστής συμπεριφοράς σε αναλογία με το υλικό και το δομικό σύστημα. Επειδή πρόκειται για μικτό σύστημα δομικού συστήματος (οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα) $q=3,5$

Πίνακας 11. Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q (Πηγή Ευρωκώδικας 8)

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

Διορθωτικός συντελεστής η

Ο διορθωτικός συντελεστής η εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ζ είναι διάφορο του 5%. Οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης ζ (%) εξαρτώνται από το είδος της κατασκευής. Για κοχλιωτή μεταλλική κατασκευή είναι $\zeta=4\%$. Ο διορθωτικός συντελεστής υπολογίζεται από την σχέση

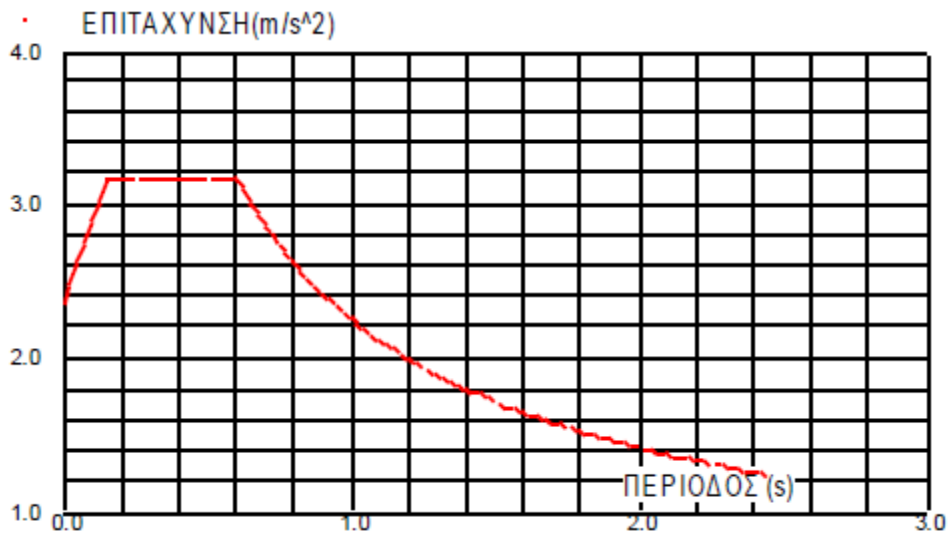
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \quad (5)$$

Από την σχέση (5) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08$$

Το αποτέλεσμα αυτό βλέπουμε ότι είναι αποδεκτό όπως φαίνεται στον πίνακα 12

Πίνακας 12. Διάγραμμα φασματικής μεθόδου για το μεταλλικό στίπι(Πηγή Τεύχος Στατικής Μελέτης[12])



ΔΕΔΟΜΕΝΑ:

ΖΩΝΗ : II

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ : S2

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ : B

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ : 2.000

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ : 1.000

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ : ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ

ΑΠΟΣΒΕΣΗ : $\zeta = 4.00 \%$

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΦΑΣΜΑΤΟΣ:

ΔΙΟΡΘΩΣΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = 1,08$

$\alpha = 0.240 \quad \gamma_1 = 1.000$

$T_1 = 0.150 \quad T_2 = 0.60$

6.4 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ – ΔΡΑΣΕΙΣ

Ο προσδιορισμός των φορτίων σχεδιασμού και οι απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας υπολογίζονται από τις οριακές καταστάσεις

Αναλυτικότερα οι επιλεγμένες καταστάσεις σχεδιασμού και οι συναφείς οριακές δράσεις είναι πολλαπλασιασμένες με ένα συντελεστή ο οποίος περιέχεται

στον EN1990. Με την μέθοδο των συντελεστών ασφαλείας προσδίδεται στην κατασκευή η ασφάλεια σε οποιαδήποτε αστοχία

Για την ικανοποίηση των παραπάνω απαιτήσεων ελέγχονται οι παρακάτω δύο οριακές καταστάσεις:

- *Οριακές καταστάσεις αστοχίας*. Ο έλεγχος γίνεται σε πιθανή κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίας. Οι αστοχίες μπορεί να υπάρξουν είτε από την απώλεια στατικής ισορροπίας είτε λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων είτε λόγω κόπωσης
- *Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας*, Πρόκειται για έλεγχο των κριτήριων λειτουργικότητας της κατασκευής οι οποίες σχετίζονται με βλάβες όπως ταλαντώσεις ή ρηγματώσεις

Σύμφωνα με τα παραπάνω η κατασκευή θα πρέπει να είναι σε θέση να ικανοποιεί τις απαιτήσεις τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Ο σχεδιασμός της κατασκευής γίνεται με την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας, ενώ για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας λαμβάνουν χώρα συγκεκριμένοι έλεγχοι που αφορούν σχετικές μετακινήσεις ορόφων και εξασφαλίζουν περιορισμένο βαθμό βλαβών.

6.4.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Ανάλογα με την περίπτωση θα ελέγχονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις αστοχίας:

- i. (EQU): Απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος. Ως κρίσιμος παράγοντας θεωρούνται οι μικρές διακυμάνσεις στην τιμή ή στη χωρική κατανομή των δράσεων που έχουν ενιαία προέλευση, ενώ δεν είναι κρίσιμη η αντοχή/ αντίσταση των υλικών.
- ii. (STR): Εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών του, όπως υποστυλωμάτων, δοκών, πεδίων θεμελίωσης, πασσάλων, τοιχωμάτων υπογείων κλπ.
- iii. (GEO): Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση το εδάφους.
- iv. (FAT): Αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή των δομικών υλικών

Οι Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας λαμβάνονται υπόψη και για τον έλεγχο ανθεκτικότητας της φέρουσας κατασκευής στη διάρκεια του χρόνου.
Έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι έλεγχοι στην Ο.Κ.Α. γίνονται τόσο σε επίπεδο διατομής, όσο και σε επίπεδο μέλους.

Σε επίπεδο διατομής γίνεται:

- Έλεγχος σε εφελκυσμό

- Έλεγχος σε διάτμηση
- Έλεγχος σε κάμψη πλευρικά εξασφαλισμένων μελών
- Συνδυασμός των παραπάνω

Σε επίπεδο μέλους γίνεται:

- Έλεγχος σε θλίψη
- Έλεγχος σε κάμψη πλευρικά μη εξασφαλισμένων μελών
- Συνδυασμός των παραπάνω

Έλεγχοι στατικής ισορροπίας και αντίστασης (αντοχής)

Εκτελούνται ξεχωριστοί έλεγχοι για τις:

- οι Οριακές Καταστάσεις (στατικής) Ισορροπίας (EQU) $E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$ με $E_{d,dst}$: η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των αποσταθεροποιητικών δράσεων.

$E_{d,stab}$: η τιμή σχεδιασμού

- Οριακές Καταστάσεις Αντίστασης (STR/GEO) $E_d \leq R_d$

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

a) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} G_{k,i} \quad (6)$$

b) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\eta \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} G_{k,i} \quad (7)$$

c) Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} G_{k,i} \quad (8)$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς 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 συντελεστές ασφαλείας γ

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων.

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

-για μόνιμες δράσεις:

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

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

-για μεταβλητές δράσεις:

$\gamma_{Q,j} = 1,50$ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή) , ενώ για καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1,0$

Ως δυσμενής επιρροή των μόνιμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών. Όταν τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων μειώνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών (ευμενής επιρροή), αύξηση των μόνιμων δράσεων με κάποιο επιμέρους συντελεστή δρα τελικά κατά της ασφαλείας. Γι' αυτό στην περίπτωση αυτή ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας είναι μονάδα, δηλαδή έχουμε τη δράση του μόνιμου φορτίου χωρίς κάποια προσαύξηση.

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων εφαρμόζονται στις χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων εφόσον χρειάζεται να ληφθούν υπόψη σπάνια ή συχνά ή οιονεί-μόνιμα γεγονότα. Χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των

διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Στον πίνακα 13 δίνονται οι τιμές των συντελεστών ψ_i ενώ στον επόμενο πίνακα δίνονται οι συντελεστές ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 σύμφωνα με το Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα [9]

Πίνακας 13. Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ για κτήρια (Πηγή Ευρωκώδικας 3[9])

Δράσεις (Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία)	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Κατηγορία Α: κατοικίες, κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Γ: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Δ: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία Ε: χώροι αποθήκευσης	1	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Η: στέγες	0	0	0

Οι τιμές του παραπάνω πίνακα είναι προτεινόμενες τιμές. Οι τιμές αυτές δεν είναι υποχρεωτικές αλλά διαφοροποιούνται από χώρα σε χώρα ανάλογα με τις συνθήκες που επικρατούν σε κάθε μία από αυτές και τις ιδιαιτερότητες που έχουν.

Επομένως για την Ελλάδα οι τιμές των συντελεστών ψ_i που δίνονται στον ΝΕΑΚ και στο Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3[9], υπερिशύουν των τιμών ψ_i του πίνακα 13.

6.4.2 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

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.

Κεφάλαιο 7^ο ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΠΟΥ ΜΕΛΕΤΑΤΑΙ

Ο ρόλος του μηχανικού στο σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών

Πριν από την έναρξη οποιοδήποτε σχεδιασμού, ο μελετητής οφείλει να αρχίσει με τον καθορισμό των στόχων και την μορφή της κατασκευής. Έπειτα μπορεί να καταλήξει στους υπολογισμούς και τα κατασκευαστικά σχέδια του κτιρίου. Ως μέλημα του έχει την ικανοποίηση των συντελεστών ασφαλείας και τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής. Ο πελάτης καθορίζει τις απαιτήσεις του και παρέχει στον μελετητή το όραμα του για την κατασκευή αλλά και το όριο του προϋπολογισμού.

Οι απαιτήσεις του πελάτη αποδίδουν χρήσιμες πληροφορίες στον μελετητή που του επιτρέπουν να οργανωθεί ώστε το αποτέλεσμα να είναι ικανοποιητικό για τον πελάτη. Συνήθως οι απαιτήσεις του πελάτη προκύπτουν από την διάταξη του χώρου, τα υψόμετρα των ορόφων, τοποθέτηση ανθρωποθυρίδων και παραθύρων αλλά και διάφορους χώρους αποθήκευσης. Τέλος ο μελετητής οφείλει να λάβει υπόψη τα πλαίσια των Ευρωκώδικων και τις νομοθεσίες ώστε να αρχίσει τον σχεδιασμό του μεταλλικού κτιρίου.

Στατική μελέτη με τη μέθοδο της Συνολικής Αντοχής

Η στατική μελέτη του κτιρίου εκτελείται παράλληλα με την μελέτη των αναγκών. Ο υπολογισμός της μεθόδου της συνολικής αντοχής γίνεται στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Σύμφωνα με την μέθοδο της συνολικής αντοχής, ισχύουν:

1. Το δόμημα αποτελείται εξολοκλήρου από σκυρόδεμα και δομικό χάλυβα
2. Η μη κατάρρευση της κατασκευής είναι η βασική απαίτηση για την ασφάλεια του οικήματος. Η μερική ρωγμάτωση και το μερικό βέλος κάμψης γίνονται αποδεκτά εφόσον επισκευαστούν άμεσα. Οι εξισώσεις της οριακής κατάστασης αστοχίας λαμβάνονται από τα φορτία λειτουργίας πολλαπλασιαζόμενα με αυξητικούς συντελεστές.
3. Για την παραπάνω εξασφάλιση τίθενται περιορισμοί στις παραμορφώσεις των συστατικών υλικών του φορέα. Εν συνέχεια οι τιμές των δράσεων του φορέα περιορίζεται
4. Ως εσωτερικά μεγέθη ορίζονται τα στατικά μεγέθη αστοχίας

7.1 ΣΤΑΔΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΟΙΚΙΑΣ

Τα στάδια που ακολουθούνται για την εκπόνηση της στατικής μελέτης είναι τα εξής:

Στάδιο 1. Σχεδίαση – διαστασιολόγηση

- Προμέτρηση διαστάσεων κτιρίου – χωροθέτηση ορίων σύμφωνα με τις απαιτήσεις
- Καθορισμός είδους και μορφολογίας του μεταλλικού σκελετού για την λήψη φορτίων σχεδιασμού

Στάδιο 2. Προσδιορισμός φορτίων (βάσει κανονισμών)

- Εκτίμηση βάρους των μεταλλικών μελών και επιλογή των διατομών
- Προσδιορισμός φορτίων όλων των κατηγοριών

Στάδιο 3. Επιλογή ποιότητας υλικών και τύπου σύνδεσης

- Δομικά στοιχεία φέροντος οργανισμού (σύμμικτη πλάκα, σκυρόδεμα, δομικός χάλυβας) και ο συνδυασμός τους
- Είδος σύνδεσης (συγκολλητή, κοχλιωτή)

Στάδιο 4. Στατική ανάλυση

- Κατά τον στατικό υπολογισμό ελέγχεται η ανίσωση $S < R$ όπου S η μέγιστη εσωτερική ένταση σχεδιασμού, R η κανονιστική αντοχή σχεδιασμού

Στάδιο 5. Λοιποί έλεγχοι ανθεκτικότητας

- Υπολογισμός δυναμικών καταπονήσεων και ταξινόμηση τους ανάλογα με το είδος και την αξιοποίηση της κατασκευής (ανεμικές φορτίσεις, ταλαντώσεις από γεραγέφυρες)
- Έλεγχος μετακινήσεων και αδρανειακών δυνάμεων σεισμικών φορτίων

Στάδιο 6. Αποπεράτωση σχεδιασμού

- Δημιουργία όψεων και τομών εφόσον έχουν καθοριστεί οι τελικές διαστάσεις
- Λεπτομέρειες συνδέσεων κόμβων και ραφών συγκόλλησης

Στάδιο 7. Μελέτη συναρμολόγησης

- Ορίζεται η μέθοδος συναρμολόγησης της κατασκευής (προτεραιότητα ανέγερσης μελών)

Στάδιο 8. Προμέτρηση υλικών

- Καθορίζονται οι ποσότητες και οι ποιότητες των δομικών υλικών, ώστε να γίνει η παραγγελία και η προμήθεια των απαραίτητων υλικών
- Γίνεται ανάλυση των φερόντων υλικών σε ελαστικό και πλαστικό σχεδιασμό ώστε να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωτικά μεγέθη.

7.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

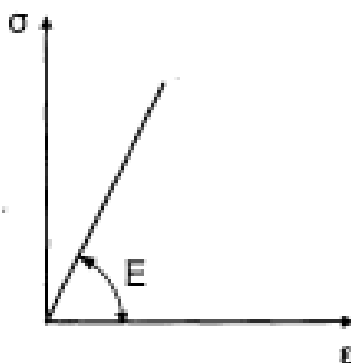
Στατικά ορισμένος ορίζεται ο φορέας που αναλύονται οι εσωτερικές δυνάμεις και οι ροπές του από τις εξισώσεις ισορροπίας, ενώ ο στατικά αόριστος φορέας αναλύεται είτε σε ελαστική είτε σε πλαστική ανάλυση.

7.2.1 Ελαστική ανάλυση

Ο υπολογισμός των εσωτερικών δυνάμεων και ροπών μιας μεταλλικής κατασκευής γίνεται από την ελαστική ανάλυση. Τα εντατικά μεγέθη και παραμορφώσεις υπολογίζονται με δύο γενικές μεθόδους προσέγγισης α) την μέθοδο δυνάμεων β) την μέθοδο μετακίνησης όπως φαίνεται στο σχήμα 2.

Η μέθοδος των δυνάμεων επιβάλλει την απελευθέρωση ορισμένων κόμβων ώστε το κτίριο να γίνει στατικό ορισμένο. Ο αριθμός των εξισώσεων είναι ίσος με τον αριθμό των άγνωστων δυνάμεων ή τον αριθμό των κόμβων που απελευθερώθηκαν.

Η μέθοδος μετακινήσεων επιβάλλει το περιορισμό μετακινήσεων στους κόμβους έτσι να προσδιοριστούν οι εσωτερικές δυνάμεις που επιβάλλονται. Εν συνέχεια οι κόμβοι μετακινούνται ξανά ώστε να μηδενιστούν οι δυνάμεις. Ως άγνωστοι σε αυτή την περίπτωση είναι οι επικόμβιες μετακινήσεις και στροφές.



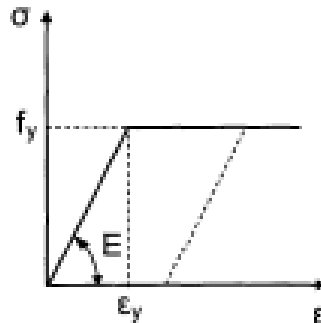
Σχήμα 2. Διάγραμμα τάσης - παραμόρφωσης (γραμμική ελαστική φόρτιση) (Πηγή Ερμόπουλος Ι, 2008[6])

7.2.2 Πλαστική ανάλυση

Ο φορέας εξετάζεται σε αντοχή πάνω από το όριο διαρροής του, στην πλαστική περιοχή. Το διάγραμμα στην πλαστική ανάλυση αναφέρεται στο σχήμα 3. Οι επιδράσεις υπολογίζονται στην μη γραμμική περιοχή εφόσον τα μέλη διαθέτουν

επαρκή στροφική ικανότητα θέσεως τους όπου δημιουργείται πλαστικότητα. Τα κριτήρια για να είναι δυνατή η πλαστική ανάλυση είναι :

- Η επαρκής ολκιμότητα του χάλυβα ώστε να μην αστοχήσει
- Η πλαστική άρθρωση που δημιουργείται πρέπει να είναι ίση με την πλαστική ροπή της διατομής και στρέφεται με σταθερή ροπή.
- Να επιτευχθεί η στροφική ικανότητα χωρίς την ανάπτυξη τοπικού λυγισμού έτσι ώστε σε περίπτωση αστοχίας να υπάρχει ανακατανομή των ροπών.
- Σε περίπτωση εγκάρσιας δύναμης που επιβάλλεται στον κορμό της διατομής μεγαλύτερης από 10% της αντοχής της σε τέμνουσα, ενισχύεται το έλος με έλασμα σε θέση $h/2$ (h πλάτος της διατομής) από την θέση της πλαστικής άρθρωσης.
- Τα κύρια φορτία να είναι στατικά ώστε να μην αστοχήσει από κοπώσεις σε αλληπάλληλα φορτία



Σχήμα 3. Διάγραμμα τάσης - παραμόρφωσης (γραμμικό ελαστικό – τελείως πλαστικό) (Πηγή Ερμόπουλος Ι, 2008[6])

Παρουσίαση προγράμματος Fespa για μεταλλικές κατασκευές

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιείται για την δημιουργία της στατικής μελέτης είναι το Fespa 10, το οποίο έχει την δυνατότητα διαστασιολόγησης με Ευρωκώδικα 3. Εκτός όμως από τον Ευρωκώδικα 3[6] χρησιμοποιεί για την μέθοδο επίλυσης την απόφαση έγκρισης του Ελληνικού Κανονισμού Οπλισμένο Σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000 ,τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό όπως και την τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας. Ο τρόπος επίλυσης γίνεται με βάση την Δυναμική Φασματική Μέθοδο με μετατόπιση μαζών.

Κατάλογος Διατομών

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για το σκελετό του μεταλλικού σπιτιού είναι:

- Υποστυλώματα : HEA 200
- Κεφαλοδοκοί - δοκάρια: IPE 160 , IPE 180, IPE 200 και IPE 240
- Τεγίδες : IPE 140
- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας (χιαστί) : SHS 50X50X3,2

Οι ιδιότητες των διατομών βρίσκονται στο πίνακα 14. Ο κατάλογος των ράβδων στην 2^η στήλη ταξινομεί τις διάφορες διατομές σε αριθμούς

Πίνακας 14. Κατάλογος διατομών οικίας και τα γεωμετρικά τους χαρακτηριστικά

Όνομα διατομής	Κατάλογος ράβδων	G(kg/m)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)
SHS50x50 x3.2	1to6	4.25	21.20	21.20
IPE 140	7to38	12.9	541.22	44.92
IPE 180	39 43to53	18.8	1316.96	100.85
IPE 160	40	15.8	869.29	68.31
IPE 200	41 42 55 57 58 60to63	22.4	1943.17	142.37
IPE 240	54 56 59 64	30.7	3891.63	283.63
HEA 200	65to82	42.3	3692.15	1335.51

7.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΩΝ

Κατηγοριοποίηση διατομής

Πριν την διενέργεια οποιουδήποτε έλεγχου, καθορίζεται από το πρόγραμμα η κατηγορία της διατομής

Εφελκυσόμενα μέλη

Τα εφελκυσόμενα μέλη ελέγχονται σε εφελκυσμό. Τα μέλη του κτηρίου που υπόκεινται κυρίως σε εφελκυσμό είναι οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Θλιβόμενα μέλη

Τα θλιβόμενα μέλη ελέγχονται σε αξονική θλίψη και σε λυγισμό. Τα μέλη του κτηρίου που υπόκεινται κυρίως σε αξονική θλίψη και λυγισμό είναι τα υποστυλώματα

Κυρίως καμπτόμενα μέλη (Δοκοί)

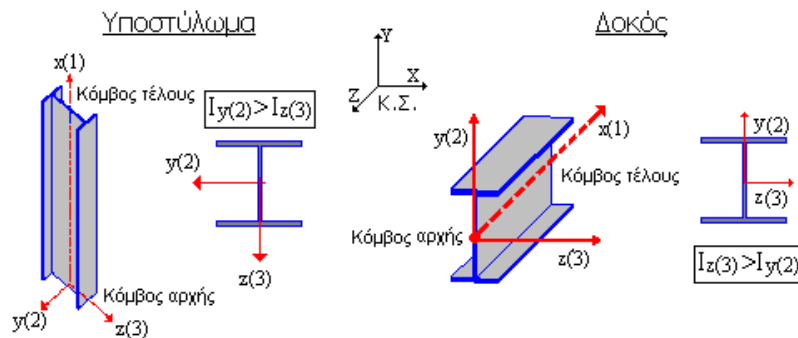
Τα μέλη που υπόκεινται σε κάμψη ελέγχονται σε εφελκυσμό, υπό αξονική θλίψη, σε λυγισμό, και σε ροπή κάμψης, μοναξονική ή διαξονική, με ταυτόχρονα παρουσία αξονικής δύναμης. Η ταυτόχρονα παρουσία της τέμνουσας δύναμης λαμβάνεται υπόψη με την μείωση της πλαστικής καμπτικής αντίστασης. Εφαρμόζονται τα κατάλληλα κριτήρια που ισχύουν για τα κυρίως καμπτόμενα μέλη, τα εφελκυσόμενα και τα θλιβόμενα μέλη. Τα μέλη του κτηρίου που υπόκεινται κυρίως σε κάμψη είναι οι κεφαλοδοκοί και οι τεγίδες

Ικανοτικός σχεδιασμός μεταλλικών στοιχείων – Αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων σε υποστηλώματα

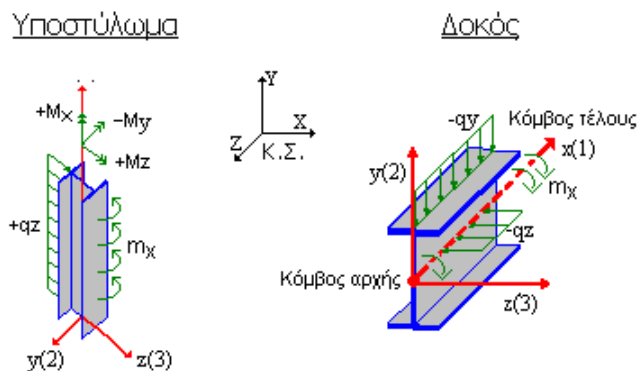
Τα δομικά μέλη ελέγχονται έτσι ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής με υπολογισμό ε κάθε πιθανή θέση ψαθυρής αστοχίας, ενώ υπολογίζονται ώστε η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο.

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας- Παραμορφώσεις

- Ο έλεγχος της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας γίνεται για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία του φορέα, καθώς και τα στοιχεία που φέρουν την επικάλυψη του φορέα. Ο υπολογισμός του κατακόρυφου βέλους κάμψης, το οποίο μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτηρίου πρέπει να είναι σύμφωνος με τα όρια τα οποία συμφωνήθηκαν μεταξύ το πελάτη, του μελετητή και της αρμόδιας αρχής.
- Τα όρια αυτά πρέπει να είναι σύμφωνα με αυτά της παραγράφου 4 του Ευρωκώδικα 3[9]. Ο έλεγχος γίνεται για όλες τις κατάλληλες φορτίσεις και τους συνδυασμούς αυτών που εισάγονται. Οι φορτίσεις που πραγματοποιούνται στα μέλη εμφανίζονται στην εικόνα 33 και 34



Εικόνα 33. Δυνάμεις που εφαρμόζονται στα υποστυλώματα και τους δοκούς(Πηγή Τεύχος Στατικής Μελέτης)



Εικόνα 34. Ροπές και φορτία σχεδιασμού που εφαρμόζονται στα υποστυλώματα και τους δοκούς (Πηγή Τεύχος Στατικής Μελέτης)

Κατηγορίες διατομών

Ο συνδυασμός των εντατικών αυτών μεγεθών αποτελεί τον κανόνα στα μέλη των πλαισίων με σημαντικές τιμές των αξονικών δυνάμεων, κυρίως στα υποστυλώματα και λιγότερο στις δοκούς. Μέρος της διατομής αναλίσκεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης και επομένως η αντοχή της σε κάμψη περιορίζεται. Η απομειωμένη αντοχή σε κάμψη μπορεί να υπολογίζεται, αναλόγως και της κατηγορίας της διατομής, με βάση τις ακόλουθες σχέσεις αλληλεπίδρασης.

Τέσσερις κατηγορίες διατομών καθορίζονται ως εξής:

- Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Ο έλεγχος των διατομών ξεκινά από την κατάταξή τους σε κατηγορίες. Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών σε τέσσερις κατηγορίες (σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3) είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως) λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία της. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

7.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΙΣΩΣΕΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

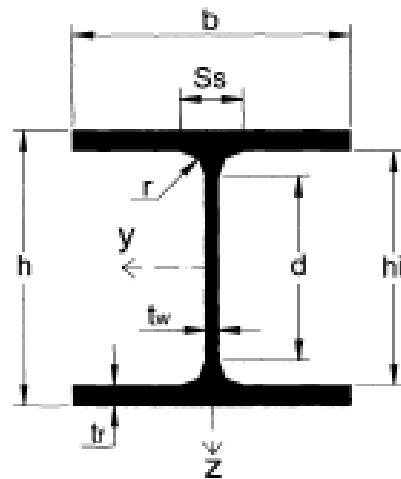
Ο έλεγχος γίνεται σε αμφίπακτο υποστύλωμα χωρίς πλευρική στήριξη (μεταθετό πλαίσιο) διατομής HEA 200 με ύψος 3,3 m. Η διατομή του υποστηλώματος φαίνεται στην εικόνα 35. Στη συγκεκριμένη μελέτη ελέγχεται η επάρκεια του υποστυλώματος με τις μεγαλύτερες δυνάμεις και ροπές σχεδιασμού μεταξύ των υποστυλωμάτων : $N_{Ed} = 43.72kN$, $M_{y,Ed} = 25.03kNm$

όπου N_{Ed} :αξονική φορτίο σχεδιασμού, $M_{y,Ed}$: καμπτική ροπή σχεδιασμού

Μελέτη σε αξονική θλίψη

Το υποστύλωμα είναι HEA 200 με τα εξής χαρακτηριστικά

$h(mm)$	190	$W_{pl,y}(cm^3)$	429,5
$b(mm)$	200	$i_y(cm)$	8,28
$t_w(mm)$	6,5	$A_{vz}(cm^2)$	18,08
$t_f(mm)$	10	$I_z(cm^4)$	1336
$r(mm)$	18	$W_{el,z}(cm^3)$	133,6
$A(cm^2)$	53,83	$W_{pl,z}(cm^3)$	203,8
$h_i(mm)$	170	$i_z(cm)$	4,98
$d(mm)$	134	$S_s(cm)$	47,59
$I_y(cm^4)$	3692	$I_t(cm^4)$	20,98
$W_{el,y}(cm^3)$	388,6	$I_w*10^3(cm^6)$	108



Εικόνα 35. Διατομή HEA 200 (Πηγή : Ερμπούλος Ι., 2008[6])

$h(mm)$: ύψος διατομής, $W_{pl,y}(cm^3)$: πλαστική ροπή αντίστασης περί τον άξονα y-y , $b(mm)$: πλάτος πέλματος $i_y(cm)$: ακτίνα αδράνειας περί τον άξονα y-y
 $t_w(mm)$: πάχος κορμού $A_{vz}(cm^2)$: επιφάνεια διάτμησης $t_f(mm)$:πάχος πέλματος
 $I_z(cm^4)$: ροπή αδράνειας περί τον άξονα z-z $r(mm)$:ακτίνα συναρμογής , $W_{el,z}(cm^3)$: ελαστική ροπή αντίστασης περί τον άξονα z-z , $A(cm^2)$: εμβαδόν διατομής
 $W_{pl,z}(cm^3)$: πλαστική ροπή αντίστασης περί τον άξονα z-z , $d(mm)$: ευθύγραμμο τμήμα κορμού $S_s(cm)$:άκαμπτο μήκος πέλματος $I_y(cm^4)$: ροπή αδράνειας περί τον άξονα y-y, $I_t(cm^4)$: σταθερά στρέψης $W_{el,y}(cm^3)$: ελαστική ροπή αντίστασης περί τον άξονα y-y, $I_w*10^3(cm^6)$: σταθερά στρέβλωσης $h_i(mm)$: καθαρό ύψος μεταξύ πέλματων, $i_z(cm)$: ακτίνα αδράνειας περί τον άξονα z-z

- μέτρο ελαστικότητας

$$E = 210\,000\text{ N/mm}^2$$

- μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769 \text{ N/mm}^2$

- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

όπου f_y ονομαστική τμή αντοχής διαρροής

Έλεγχος κατάταξης διατομής

Η κατάταξη διατομής μπορεί συντηρητικά να γίνει για την περίπτωση καθαρής θλίψης. Αν προκύψει ότι η διατομή είναι κατηγορίας 1 ή 2 τότε μπορεί να σταματήσει η διαδικασία έλεγχου. Αν προκύψει ότι είναι κατηγορίας 3, θα πρέπει να γίνει πιο ακριβής έλεγχος για να εξεταστεί η πιθανότητα να είναι η διατομή κατηγορίας 1 ή 2 υπό θλίψη και κάμψη (ευμενέστερη περίπτωση, αφού τότε ένα μέρος της διατομής είναι σε εφελκυσμό). Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Στον πίνακα 15 εμφανίζονται οι μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για προεξέχοντα τμήματα

Πίνακας 15. Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για προεξέχοντα τμήματα (Πηγή : EN993-1-1)

Προεξέχοντα πέλματα					
		Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές	
Κατ ηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατ ανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)					
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		

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

Από τον πίνακα 15 για πέλμα διατομής που υπόκειται σε θλίψη προκύπτει η σχέση :

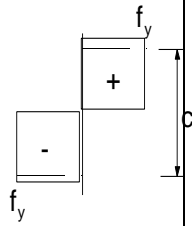
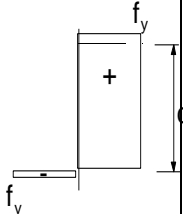
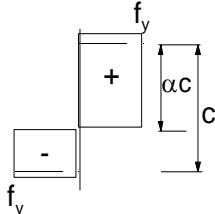
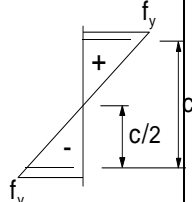
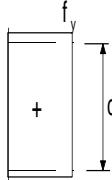
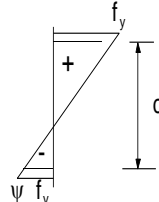
$$\text{Πέλμα} \quad , \quad \frac{c}{t} = \frac{b/2 - r - tw/2}{t} = \frac{100 - 18 - 3.25}{10} = 7.87 < 9 * \varepsilon = 8,316$$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1

Στον πίνακα 16 εμφανίζονται οι μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για τις εσωτερικά θλιβόμενες διατομές

Πίνακας 16. Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα (Πηγή : EN993-1-1)

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα			
Κατ ηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε	Τμήμα που υπόκειται σε	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη

	κάμψη	θλίψη	
Κατ ανομή τάσεων στα τμήματα (θλί ψη θετική)			
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	<p>όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$</p> <p>όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$</p>
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	<p>όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$</p> <p>όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$</p>
Κατ ανομή τάσεων στα τμήματα (θλί ψη θετική)			
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	<p>όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$</p> <p>όταν $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{c}$</p>

Από τον πίνακα 16 για πέλμα διατομής που υπόκειται σε θλίψη προκύπτει η σχέση :

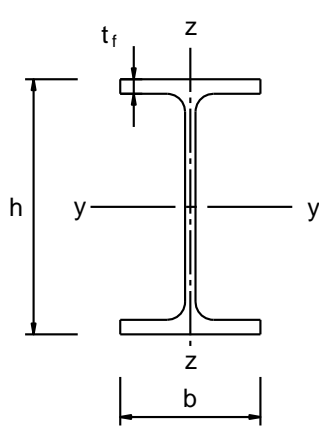
$$\text{Κορμός} \quad , \quad \frac{d}{t} = \frac{134}{6.5} = 20.615 < 33 * \varepsilon = 30.492$$

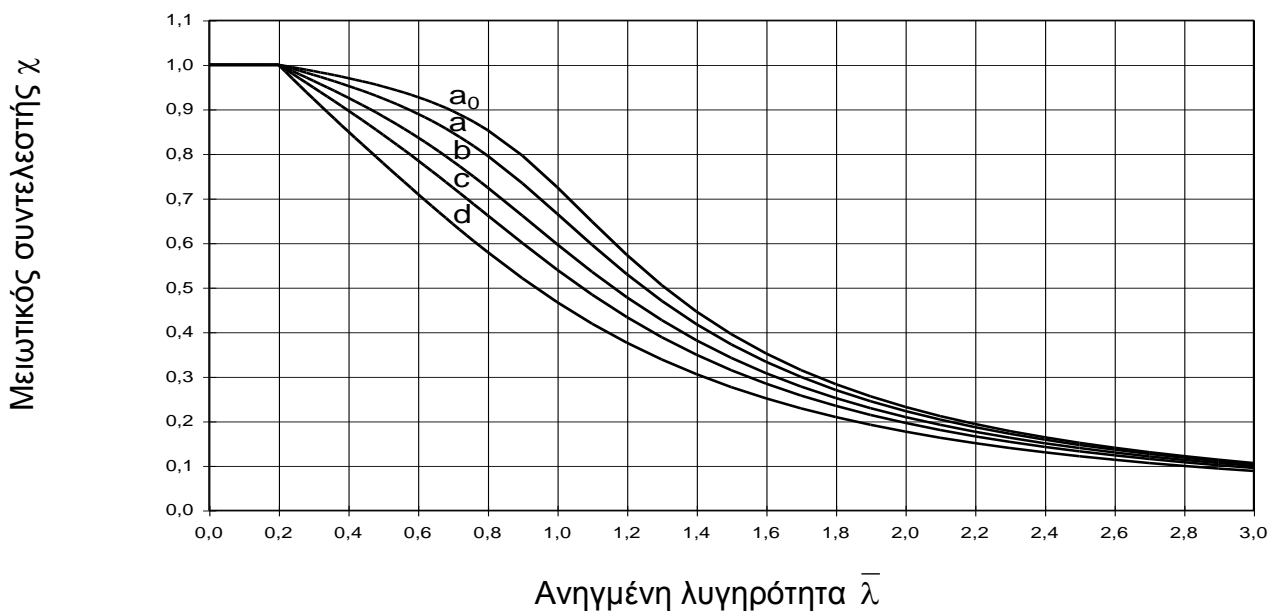
Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1 , επομένως όλη η διατομή είναι κατηγορίας 1

Έλεγχος λυγισμού περί τον άξονα y-y

Από τον πίνακα 17 επιλέγουμε την κατάλληλη καμπύλη λυγισμού για την διατομή

Πίνακας 17. Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή (Πηγή EN993-1-1)

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			275	460	
	$h/b > 1,2$	y - y z - z		0	
				$t_f \leq 40 \text{ mm}$	0
	$h/b \leq 1,2$	y - y z - z			
					$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$
		y - y z - z			
$t_f \leq 100 \text{ mm}$					
		y - y z - z			
$t_f > 100 \text{ mm}$					



Σχήμα 4. Καμπύλες λυγισμού (Πηγή EN993-1-1)

Από τον πίνακα 18 επιλέγεται ο συντελεστής ατελειών

Πίνακας 18. Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού (Πηγή EN993-1-1)

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
------------------	---	---	---	---

Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76
------------------------------------	------	------	------	------

$$\text{Είναι : } \frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 < 1.2 \quad , \quad t_f = 10\text{mm} < 100\text{mm}$$

Άρα για S275 προκύπτει καμπύλη λυγισμού b και συντελεστή ατελειών $\alpha_{LT}=0.34$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86.764$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ για κατηγορία διατομής 1 δίνεται από την σχέση:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{k_y L_y}{i_y \lambda_1} = \frac{1 \cdot 330\text{cm}}{8.28\text{cm} \cdot 86.764} = 0.46$$

i_y είναι η ακτίνα αδρανείας του θλιβόμενου πέλματος περιλαμβάνοντας και το 1/3 του θλιβόμενου τμήματος της επιφάνειας του κορμού, ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

k_y είναι ένας διορθωτικός συντελεστής της λυγηρότητας ανάλογα με την κατανομή της ροπής μεταξύ των στηρίξεων. Στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι ίσος με 1 γιατί το υποστύλωμα είναι αμφίπακτο

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.34(0.46 - 0.2) + 0.46^2 \right] = 0.65$$

Για ανηγμένη λυγηρότητα κατά τον άξονα y, $\lambda_y=0.46$, ο συντελεστής χ_y για καμπύλη λυγισμού b δίνεται από την σχέση

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.65 + \sqrt{0.65^2 - 0.46^2}} = 0.9$$

Προκειμένου να είναι υποστύλωμα επαρκές, θα πρέπει να ισχύει για τις δύο κύριες διευθύνσεις της διατομής η σχέση

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

$$\text{Άρα } N_{b,Rd} = 0.9 \cdot 53.83\text{cm}^2 \cdot 27.5\text{kN/cm}^2 / 1.0 = 1332.3\text{kN} > N_{ed} = 43.72\text{kN}$$

Έλεγχος λυγισμού περί τον άξονα z-z

$$\text{Είναι : } \frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 < 1.2 \quad , \quad t_f = 10\text{mm} < 100\text{mm}$$

Άρα για S275 προκύπτει από τον πίνακα 17 η καμπύλη λυγισμού c και από τον πίνακα συντελεστής ατελειών $\alpha_{LT}=0.49$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 86.764$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{k_z L_z}{i_z \lambda_1} = \frac{1 \cdot 332 \text{ cm}}{4.98 \text{ cm} \cdot 86.764} = 0.768$$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49(0.77 - 0.2) + 0.77^2 \right] = 0.936$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.936 + \sqrt{0.936^2 - 0.768^2}} = 0.68$$

$$\text{Άρα } N_{b,Rd} = 0.68 \cdot 53.83 \cdot 27.5 / 1.0 = 1006.6 \text{ kN} > N_{ed} = 43.72 \text{ kN}$$

Καμπτικός και στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υποστυλώματος

Κρίσιμα μήκη λυγισμού

Για αμφίπακτο υποστύλωμα με μεταθετά άκρα το μήκος λυγισμού $l_{cr,y}$ του υποστυλώματος θα είναι:

$$l_{cr,y} = L = 330 \text{ cm}$$

Κρίσιμα φορτία

Η ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα y-y

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 3692 \text{ cm}^4}{(330 \text{ cm})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3692 \text{ cm}^4}{(330 \text{ cm})^2} = 7019 \text{ kN}$$

Η ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z-z

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ N/mm}^2 \cdot 1336 \text{ cm}^4}{(330 \text{ cm})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1336 \text{ cm}^4}{(330 \text{ cm})^2} = 3921,29 \text{ kN}$$

Η πολική ροπή αδράνειας της διατομής ως προς το κέντρο διάτμησης που συμπίπτει με το κέντρο βάρους (i_m) είναι:

$$i_m^2 = i_p^2 = i_y^2 + i_z^2 = (8.28 \text{ cm})^2 + (4.98 \text{ cm})^2 = 93.36 \text{ cm}^2$$

Οπότε το ελαστικό κρίσιμο φορτίο στρεπτικού λυγισμού προκύπτει:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_m^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2} \right) = \frac{1}{(93.36\text{cm})^2} \left(8077 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot 20.98\text{cm}^4 + \frac{\pi^2 \cdot 21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot 108000\text{cm}^4}{(330\text{cm})^2} \right) = 4014.5\text{kN}$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την σχέση

$$M_{cr,LT} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k \cdot l_{cr,T})^2} \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right) \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{cr,T}^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi \cdot E \cdot I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right) \quad (9)$$

Όπου

$k=1.00$ (και από τα δύο άκρα του υποστυλώματος θεωρούνται συντηρητικά ως απλές στρεπτικές στηρίξεις)

$k_w=1.00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

C_1, C_2, C_3 είναι συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

$$\text{Για } \psi = \frac{M_{y,ed\min}}{M_{y,ed\max}} = \frac{-11,34\text{kNm}}{25,03\text{kNm}} = -0.44$$

προκύπτει : $C_1=1,88-1,4\psi+0,52\psi^2=1,88-1,4(-0,44)+0,52(-0,44)^2=2,596$

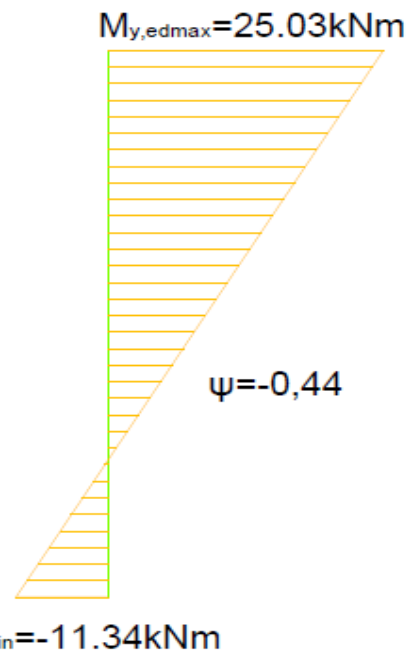
$$C_2=0, C_3=1,34$$

$$I_T=20,98\text{cm}^4, L_{cr}=330\text{cm}$$

$I_z=1336\text{cm}^4, z_f=0$ (διατομή διπλής συμμετρίας)

$$I_w=108000\text{cm}^6, E=210000\text{N/mm}$$

Το διάγραμμα καμπτικών ροπών εμφανίζεται στην εικόνα 36



Εικόνα 36. Διάγραμμα καμπτικών ροπών στο υποστύλωμα

$$M_{cr,LT} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k \cdot l_{cr,T})^2} \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right) \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{cr,T}^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right) =$$

$$2.596 \frac{\pi^2 \cdot 2100000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1336 \text{ cm}^4}{(330 \text{ cm})^2} \cdot \sqrt{\frac{108000}{1336} + \frac{(330 \text{ cm})^2 \cdot 20.98 \text{ cm}^4}{\pi^2 \cdot 2.6 \cdot 1336 \text{ cm}^4}} = 80099 \text{ kNcm}$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δίνεται από την σχέση

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{429.5 \text{ cm}^3 \cdot 27.5 \text{ kN/cm}^2}{80099 \text{ kN/cm}}} = 0.38 \text{ cm}$$

$$\text{Είναι : } \frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 < 2$$

Άρα για S275 προκύπτει καμπύλη λυγισμού b και συντελεστή ατελειών $a_{LT}=0.34$

Για ελατές διατομές, οι παράμετροι $\lambda_{LT,0}$ και β είναι:

$$\lambda_{LT,0} = 0.4$$

$$\beta = 0.75$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.34(0.38 - 0.4) + 0.75 \cdot 0.38^2 \right] = 0.55$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0.55 + \sqrt{0.55^2 - 0.75 \cdot 0.55^2}} = 1$$

Βοηθητικοί συντελεστές

Στον Πίνακα 19 αναφέρονται οι συντελεστές αλληλεπίδρασης και οι άλλοι βοηθητικοί συντελεστές

Πίνακας 19. Συντελεστές αλληλεπίδρασης και βοηθητικοί συντελεστές (Πηγή EN1993)

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού		
	ελαστικές ιδιότητες κατηγορία 3, κατηγορία 4	διατομής	πλαστικές ιδιότητες κατηγορία 1, κατηγορία 2

k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
Βοηθητικοί συντελεστές		
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}, \quad \mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}, \quad w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}}, \quad w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}}, \quad a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$		

Με βάσει τον πίνακα 19 οι βοηθητικοί συντελεστές είναι:

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{43.72kN}{7019.6kN}}{1 - 0.9 \frac{43.72kN}{7019.6kN}} = 0.99$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{43.72kN}{2540.1kN}}{1 - 0.69 \frac{43.72kN}{2540.1kN}} = 0.99$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} = 1 - \frac{20.98}{3692} = 0.994$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = \frac{429.5cm^3}{388.6cm^3} = 1.1, \quad w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} = \frac{203.8cm^3}{133.6cm^3} = 1.53$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

Στον πίνακα 20 εμφανίζονται οι συντελεστές λυγηρότητας

Πίνακας 20. Συντελεστές λυγηρότητας (Πηγή EN 1993)

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{array} \right.$$

$\bar{\lambda}_0$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής, δηλ.

$$\psi_y = 1,0 \text{ στον Πίνακα A.2}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

$$\text{Για } \bar{\lambda}_0 = 0: \quad C_{my} = C_{my,0}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = 1,0$$

$$\text{Για } \bar{\lambda}_0 > 0: \quad C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,T}}\right)}}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$N_{crit,y}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα y-y

$N_{crit,z}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z-z

$N_{crit,T}$ = ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού

I_T = σταθερά στρέψης St. Venant

I_y = ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα y-y

Με βάσει τον πίνακα 20 οι συντελεστές αλληλεπίδρασης και οι βοηθητικοί συντελεστές είναι:
$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} = \frac{2503kNcm}{43.72kN} \cdot \frac{53.83cm^2}{388.6cm} = 7.9$$

$$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}} = 0,79 + 0,21 \cdot (-0,44) + 0,36(-0,44 - 0,33) \frac{43,72}{7019} = 0,69$$

Για $\bar{\lambda}_0 > 0$:

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}} = 0,69 + (1 - 0,69) \frac{\sqrt{7,9} \cdot 0,994}{1 + \sqrt{7,9} \cdot 0,994} = 0,91$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,T}}\right)}} = 0,91^2 \frac{0,994}{\sqrt{1 - \left(\frac{43,72}{2540,14}\right) \left(1 - \frac{43,72}{4014,5}\right)}} = 0,85$$

$$k_{yy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = 0,91 \cdot 0,85 \frac{0,99}{1 - \frac{43,72}{7019,6}} = 0,79$$

$$k_{zy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} 0,6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} = 0,91 \cdot 0,85 \frac{0,99}{1 - \frac{43,72}{7019,6}} 0,6 \sqrt{\frac{1,1}{1,53}} = 0,4$$

Τελικός έλεγχος

$$N_{Rk} = f_y A_i = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 53,83 \text{ cm}^2 = 1480,3 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_{pl,y} = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 429,5 \text{ cm}^3 = 11812 \text{ kNcm}$$

Σύμφωνα με τον κανονισμό του Ευρωκώδικα 3[8] μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμό αξονικής θλιπτικής δύναμης και καμπτικών ροπών, πρέπει να ικανοποιούν γενικώς τις εξισώσεις

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (10)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (11)$$

Όπου

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$: είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$: είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα

χ_y and χ_z : είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} : είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} : είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Για διατομή κατηγορίας και για μονοαξονική κάμψη περί τον άξονα y-y ($\Delta M_{z,Ed} = M_{z,Ed} = 0$) ισχύει:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} = \frac{43.72}{0.9 \cdot 1480} + 0.77 \frac{2503}{1 \cdot 111812} = 0.19 < 1.0$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} = \frac{43.72}{0.69 \cdot 1480} + 0.40 \frac{2503}{1 \cdot 111812} = 0.13 < 1.0$$

Άρα το μέλος είναι επαρκές

Έλεγχος αντοχής διατομής άκρων

$$N_{ed} = 43.72 \text{ kN}$$

$$M_{y,ed} = 25.03 \text{ kNm}$$

$$V_{y,ed} = \frac{M_{y,ed}}{L} = \frac{25.03 \text{ kNm}}{3.32 \text{ m}} = 7.54 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1480}{1.0} = 1480 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M0}} = \frac{118.12 \text{ kNm}}{1.0} = 118.12 \text{ kNm}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 53.83 \text{ cm}^2 - 2 \cdot 20 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm} + (0.65 \text{ cm} + 2 \cdot 1.8 \text{ cm})1 \text{ cm} = 9.58 \text{ cm}^2$$

$$h_w t_w = (19 \text{ cm} - 2 \cdot 1) \cdot 0.65 \text{ cm} = 11.05$$

$$V_{y,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{9.58 \text{ cm}^2 \cdot 27.5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 152 \text{ kN}$$

Επειδή $V_{y,Ed} = 7.54kN < \frac{1}{2}V_{y,Rd} = \frac{1}{2}152kN = 76kN$ δεν απαιτείται απομείωση λόγω διάτμησης

Για κατηγορία 1, μπορεί προσεγγιστικά να χρησιμοποιηθεί το κριτήριο:

$$\frac{N_{ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{43.72kN}{1480kN} + \frac{25.03kNm}{118.12kNm} + 0 = 0.029 + 0.22 = 0.249 < 1$$

Άρα η διατομή είναι επαρκής

7.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΕΞΙΣΩΣΕΩΝ ΕΛΕΓΧΟΥ ΔΟΚΟΥ

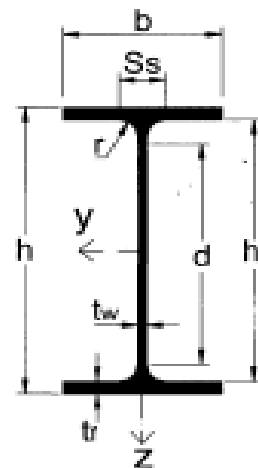
Ο έλεγχος γίνεται σε αμφιέριστη δοκό με συνεχήπλευρική στήριξη διατομής IPE 240 με μήκος 5,16 m. Στη συγκεκριμένη μελέτη ελέγχεται η επάρκεια της δοκού με τις μεγαλύτερες δυνάμεις και ροπές σχεδιασμού $N_{Ed} = 11.27kN$ $M_{y,Ed} = 46.66kNm$, $V_{ed} = 0.6kN$

όπου N_{Ed} :αξονική φορτίο σχεδιασμού, $M_{y,Ed}$:καμπτική ροπή σχεδιασμού

V_{ed} :τέμνουσα δύναμη

Η δοκός IPE 240 όπως εμφανίζεται στην εικόνα 37 έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

$h(mm)$	240	$A_{vz}(cm^2)$	19,14
$b(mm)$	120	$I_z(cm^4)$	283,6
$t_w(mm)$	6,2	$W_{el,z}(cm^3)$	47,27
$t_f(mm)$	9,8	$W_{pl,z}(cm^3)$	73,92
$r(mm)$	5	$i_z(cm)$	2,69
$A(cm^2)$	39,12	$S_s(cm)$	43,37
$h_t(mm)$	220,4	$I_t(cm^4)$	12,88
$d(mm)$	190,4	$I_w \cdot 10^3(cm^6)$	37,39
$I_y(cm^4)$	3892	$W_{el,y}(cm^3)$	324,3
$i_y(cm)$	9,97	$W_{pl,y}(cm^3)$	366,6



Εικόνα 37. Διατομή IPE240 (Πηγή Ερμποπουλος Χ., 2008[6])

$h(mm)$: ύψος διατομής, $W_{pl,y}(cm^3)$: πλαστική ροπή αντίστασης περί τον άξονα y-y, $b(mm)$: πλάτος πέλματος, $i_y(cm)$: ακτίνα αδράνειας περί τον άξονα y-y
 $t_w(mm)$: πάχος κορμού, $A_{vz}(cm^2)$: επιφάνεια διάτμησης, $t_f(mm)$: πάχος πέλματος, $I_z(cm^4)$: ροπή αδράνειας περί τον άξονα z-z, $r(mm)$: ακτίνα συναρμογής
 $W_{el,z}(cm^3)$: ελαστική ροπή αντίστασης περί τον άξονα z-z, $A(cm^2)$: εμβαδόν διατομής, $W_{pl,z}(cm^3)$: πλαστική ροπή αντίστασης περί τον άξονα z-z, $d(mm)$: ευθύγραμμο τμήμα κορμού, $S_s(cm)$: άκαμπτο μήκος πέλματος, $I_y(cm^4)$: ροπή αδράνειας περί τον άξονα y-y, $I_t(cm^4)$: σταθερά στρέψης, $W_{el,y}(cm^3)$: ελαστική ροπή αντίστασης περί τον άξονα y-y, $I_w \cdot 10^3(cm^6)$: σταθερά στρέβλωσης, $h_i(mm)$: καθαρό ύψος μεταξύ πελμάτων, $i_z(cm)$: ακτίνα αδράνειας περί τον άξονα z-z

- μέτρο ελαστικότητας $E = 210\,000\,N/mm^2$

- μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769\,N/mm^2$

- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

όπου f_y ονομαστική τμή αντοχής διαρροής

Κατάταξη διατομής

(Για την κατάταξη διατομής θα ακολουθηθεί η ίδια ακριβώς διαδικασία με το υποσύλωμα)

Από πίνακα για το πέλμα θα ισχύει :

$$\text{Πέλμα} \quad \frac{c}{t} = \frac{b/2 - r - t_w/2}{t} = \frac{100 - 18 - 3.25}{10} = 7.87 < 9 \cdot \varepsilon = 8,316$$

Από πίνακα 15 για το κορμό θα ισχύει :

Κορμός

Σε περίπτωση πλήρους πλαστικοποίησης της διατομής, η περιοχή του κορμού ου θα πλαστικοποιηθεί λόγω της αξονικής δύναμης θα έχει ύψος :

$$e = \frac{N_{ed}}{t_f \cdot f_y} = \frac{11.27\,kN}{9.8\,mm \cdot 275 \frac{N}{mm^2}} = 4.1\,mm \quad \text{και} \quad c = 78.75$$

$$a_c = \frac{c + e}{2} = \frac{78.7 + 0.41}{2} = 39.57$$

Όποτε $\alpha(\%) = 0,5025$

$$\text{Θα έχουμε } \frac{c}{t_f} = \frac{78.75}{6.2} = 12.7 < \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = 65,93$$

επομένως ο κορμός είναι κατηγορίας 1

άρα και η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 1

Έλεγχος διατομής

Η πλαστική ροπή σχεδιασμού της διατομής δίνεται από την σχέση :

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366.6 \text{ cm}^3 \cdot 27.5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 10081 \text{ kNcm}$$

Έπειτα υπολογίζεται η απομειωμένη ροπή αντοχής (σχεδιασμού) λόγω της αξονικής δύναμης:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39.12 \text{ cm}^2 \cdot 27.5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 1076 \text{ kN}$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 1076 = 269 \quad \text{ισχύει}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot (24 - 2 \cdot 0,98) \text{ cm} \cdot 0,62 \text{ cm} \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 187,5 \text{ kN} \quad \text{ισχύει}$$

Έλεγχος σε διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{19.14 \text{ cm}^2 \cdot (27,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3})}{1,0} = 303.89 \text{ kN} \gg V_{ed}$$

Δεν απαιτείται μείωση της αντοχής σε κάμψη λόγω της τέμνουσας δύναμης

Έλεγχος λυγισμού περί τον άξονα y-y

Λυγηρότητες

$$\text{Είναι : } \frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1.2 \quad , \quad t_f = 9.8\text{mm} < 100\text{mm}$$

Άρα για S275 προκύπτει καμπύλη λυγισμού α συντελεστής ατελειών $\alpha_{LT}=0,21$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon = 86.764$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{k_y L_y}{i_y \lambda_1} = \frac{1 \cdot 258\text{cm}}{9.97\text{cm} \cdot 86.764} = 0.295$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(0,295 - 0,2) + 0,295^2 \right] = 0,55$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,55 + \sqrt{0,55^2 - 0,295^2}} = 0,98$$

Έλεγχος λυγισμού περί τον άξονα z-z

$$\text{Είναι : } \frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1.2 \quad , \quad t_f = 9.8\text{mm} < 100\text{mm}$$

Άρα για S275 προκύπτει καμπύλη λυγισμού b συντελεστής ατελειών $\alpha=0,34$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon = 86.764$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{k_z L_z}{i_z \lambda_1} = \frac{1 \cdot 258\text{cm}}{2.69\text{cm} \cdot 86.764} = 1.1$$

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34(1,1 - 0,2) + 1,1^2 \right] = 1,26$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,26 + \sqrt{1,26^2 - 1,1^2}} = 0,53$$

Έλεγχος σε καμπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

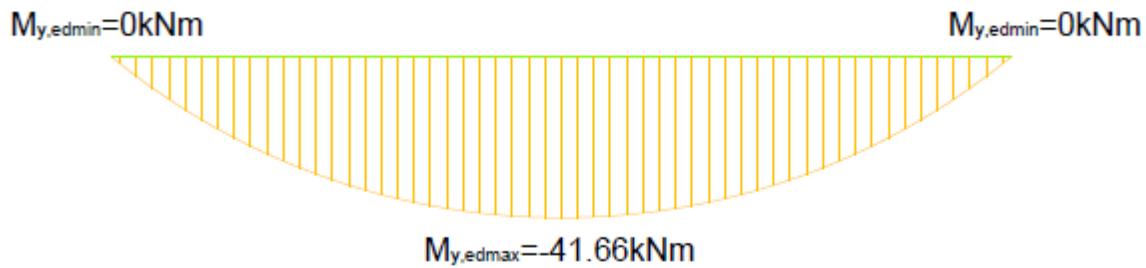
Κρίσιμα μήκη λυγισμού

Για αμφιέριστη δοκό με αρθρωτές συνδέσεις το μήκος λυγισμού $l_{cr,y}$ της δοκού θα είναι:

$$l_{cr,y} = L = 516\text{cm}$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Στην εικόνα 38 εμφανίζεται το διάγραμμα καμπτικών ροπών στην δοκό



Εικόνα 38. Διάγραμμα καμπτικών ροπών στη δοκό

Η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την σχέση

$$M_{cr,LT} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k \cdot l_{cr,T})^2} \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right) \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{cr,T}^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right)$$

όπου

$k=1.00$ (και από τα δύο άκρα της δοκού θεωρούνται συντηρητικά ως απλές στρεπτικές στηρίξεις)

$k_w=1.00$ (και τα δύο άκρα της δοκού είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

C_1, C_2, C_3 είναι συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης. Οι συντελεστές δίνονται από τον πίνακα

$$C_1=1,132, C_2=0,459, C_3=0,525$$

$$I_T=12,88\text{cm}^4$$

$$I_z=283.6$$

$$I_w=37390\text{cm}^6$$

$$L_{cr}=516\text{cm}$$

$$z_j=1$$

$$z_g=1$$

$$E=210000\text{N/mm}$$

Για να βρεθούν οι συντελεστές C_1, C_2, C_3 επιβάλλεται η χρήση του πίνακα 21

Πίνακας 21. Συντελεστές C_1, C_2, C_3 για διάφορες τιμές του k σε περίπτωση εγκάρσιων φορτίων (Πηγή Ευρωκώδικας 3[8])

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμή του k	Συντελεστές		
			C ₁	C ₂	C ₃
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Από την σχέση

$$M_{cr,LT} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z^2}{(k \cdot l_{cr,T})^2} \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right) \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{cr,T}^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right) =$$

$$= 1.285 \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 283.6 \text{ cm}^4}{(516 \text{ cm})^2} \cdot \sqrt{\frac{37390}{283.6} + \frac{(516 \text{ cm})^2 \cdot 12.88 \text{ cm}^4}{\pi^2 \cdot 2.6 \cdot 283.6 \text{ cm}} + (1.562 - 0.753)^2} - (1.562 - 0.753)$$

$$= 4630 \text{ kNcm}$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό δίνεται από την σχέση

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{366.6 \text{ cm}^3 \cdot 27.5 \text{ kN/cm}^2}{4630 \text{ kN/cm}}} = 1.47 \text{ cm}$$

Ανηγμένες λυγηρότητες και μειωτικοί συντελεστές για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

$$\text{Είναι : } \frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2, \quad t_f = 9.8mm < 100mm$$

Άρα για S275 προκύπτει καμπύλη λυγισμού b συντελεστής ατελειών α=0,34

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34(1,49 - 0,4) + 0,75 \cdot 1,49^2 \right] = 1,49$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,49 + \sqrt{1,49^2 - 0,75 \cdot 1,49^2}} = 0,44$$

Κρίσιμα φορτία

Η ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα y-y

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3892 \text{ cm}^4}{(516 \text{ cm})^2} = 3026 \text{ kN}$$

Η ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z-z

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{l_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \text{ kN/cm}^2 \cdot 283,6 \text{ cm}^4}{(516 \text{ cm})^2} = 220,5 \text{ kN}$$

Η πολική ροπή αδράνειας της διατομής ως προς τα κέντρο διάτμησης που συμπίπτει με το κέντρο βάρους είναι

$$i_m^2 = i_p^2 = i_y^2 + i_z^2 = (9,97 \text{ cm})^2 + (2,69 \text{ cm})^2 = 106,64 \text{ cm}^2$$

Οπότε το ελαστικό κρίσιμο φορτίο στρεπτικού λυγισμού προκύπτει:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_m^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_T^2} \right) = \frac{1}{(106,64 \text{ cm})^2} \left(8076,9 \cdot 12,88 + \frac{\pi^2 \cdot 80769 \cdot 100 \text{ N/cm}^2 \cdot 37390 \text{ cm}^4}{(516 \text{ cm})^2} \right) = 1248 \text{ kN}$$

Βοηθητικοί συντελεστές

Με βάση τον πίνακα οι βοηθητικοί συντελεστές είναι:

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{11.27kN}{3026kN}}{1 - 0.98 \frac{11.27kN}{3026kN}} = 0.99$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} = \frac{1 - \frac{11.27kN}{220.5kN}}{1 - 0.53 \frac{11.27kN}{220.5kN}} = 0.97$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} = 1 - \frac{12.88}{3892} = 0.997$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = \frac{366.6}{324.3} = 1.13 \quad , \quad w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} = \frac{73.92}{47.27} = 1.56$$

Με βάση τον πίνακα συντελεστές αλληλεπίδρασης και οι βοηθητικοί συντελεστές είναι:

$$C_{my} = C_{my,0} = 1 + 0.03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} = 1 + 0.03 \frac{11.27}{3026} = 1$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,T}}\right)}} = 1^2 \frac{0.997}{\sqrt{1 - \left(\frac{11.27}{220.5}\right) \left(1 - \frac{11.27}{1248.2}\right)}} = 1.028$$

$$k_{yy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}} = 1 \cdot 1.028 \frac{0.99}{1 - \frac{11.27}{3026}} \frac{1}{0.996}$$

$$k_{zy} = C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0.6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} = 1 \cdot 1.028 \frac{0.97}{1 - \frac{11.27}{3026}} \frac{1}{1} 0.6 \sqrt{\frac{1.13}{1.56}}$$

Τελικό έλεγχο

$$N_{Rk} = f_y A_t = 27.5 kN/cm^2 \cdot 39.12 cm^2 = 1075.8 kN$$

$$M_{y,Rk} = f_y W_{pl,y} = 27,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 366,6 \text{ cm}^3 = 10081 \text{ kNcm}$$

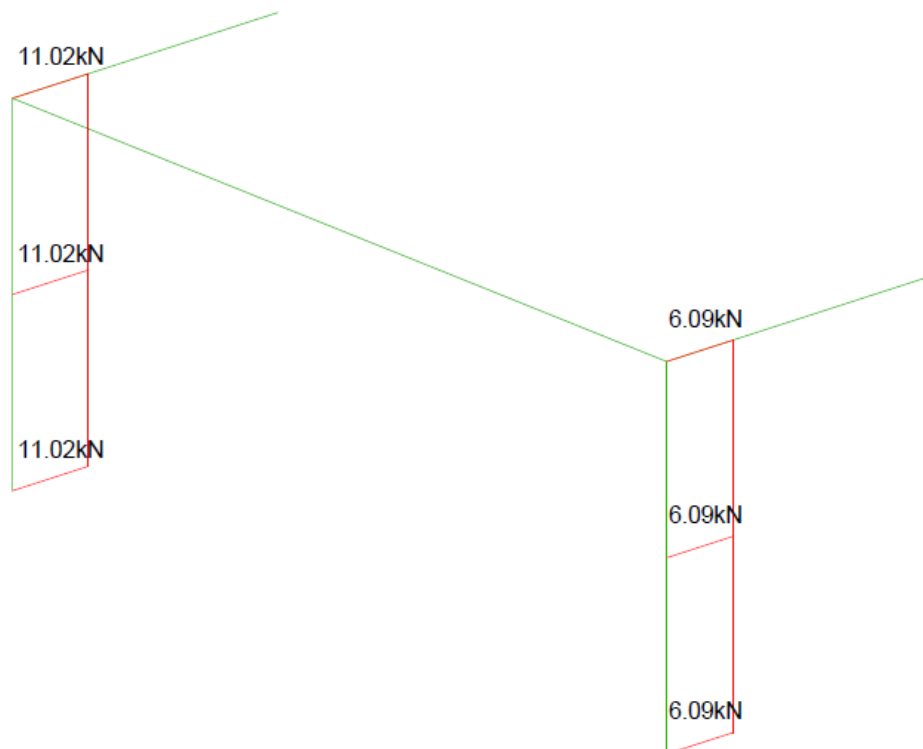
Για διατομή κατηγορίας 1 και για μονοαξονική κάμψη περί τον άξονα y-y ($\Delta M_{z,Ed} = M_{z,Ed} = 0$) η σχέση γίνεται :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{11,27}{0,98 \cdot 1076} + 1,03 \frac{41,66}{0,44 \cdot 101} = 0,98 < 1,0$$

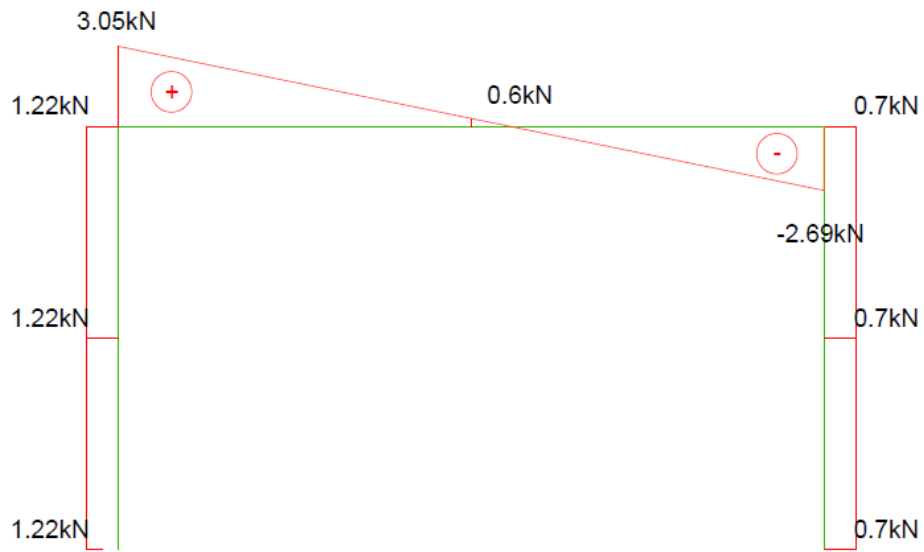
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{11,27}{0,53 \cdot 1076} + 0,51 \frac{41,66}{0,44 \cdot 101} = 0,5 < 1,0$$

Στατική επίλυση φορέα

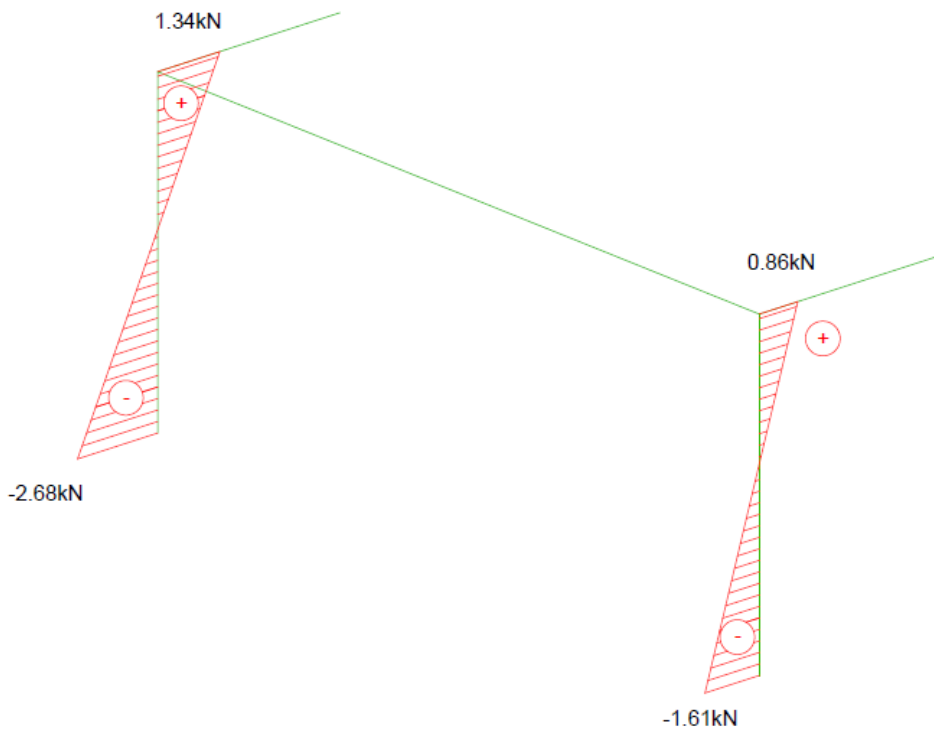
Στα σχήματα 5,6,7,8 και 9 σημειώνονται τα διαγράμματα αξονικών, τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης. Το πλαίσιο αυτό θεωρείται ως το δυσμενέστερο στο κτήριο αυτό και για αυτό τον λόγο αναλύεται στην συγκεκριμένη μελέτη.



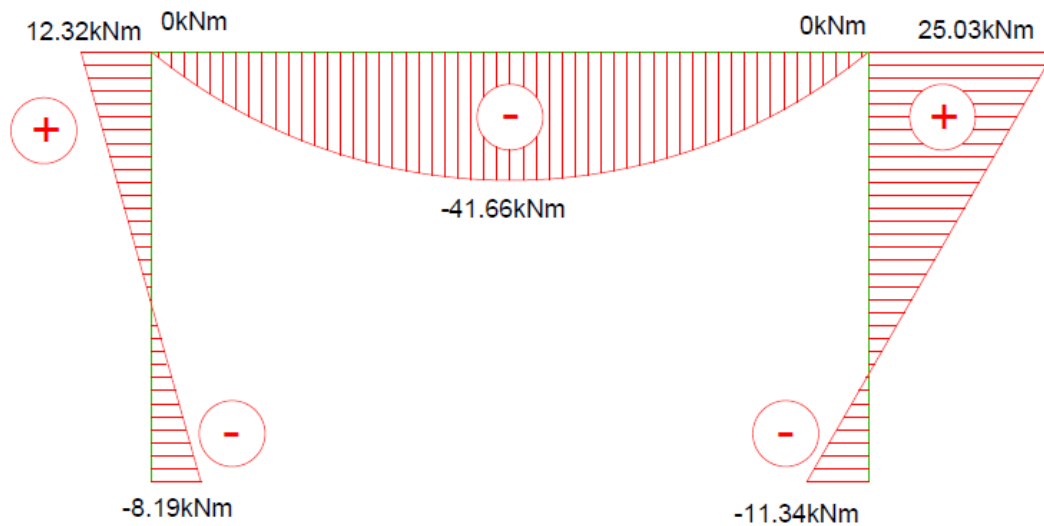
Σχήμα 5. Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων Vz στον άξονα z-z



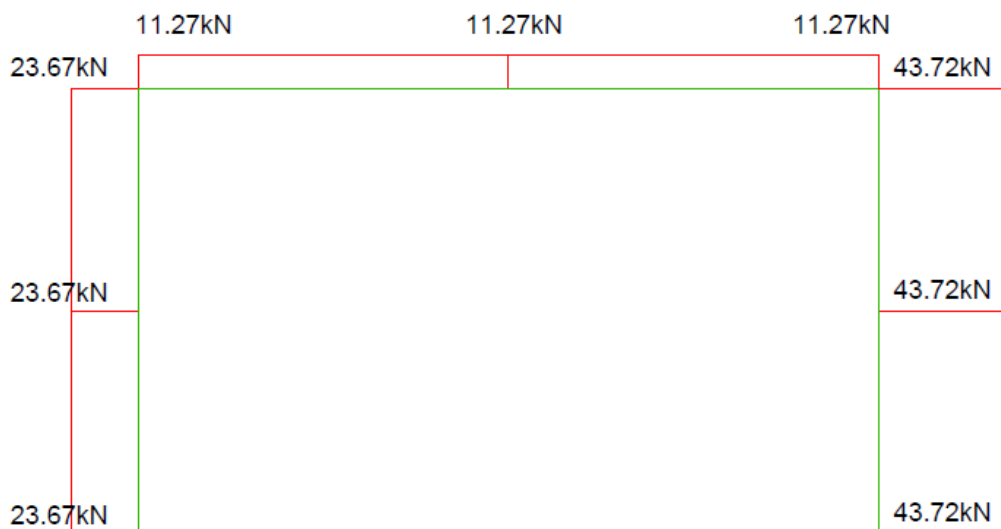
Σχήμα 6. Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_y στον άξονα $y-y$



Σχήμα 7. Διάγραμμα καμπτικών ροπών $M_{ed,z}$ στον άξονα $z-z$



Σχήμα 8. Διάγραμμα καμπτικών ροπών $M_{ed,y}$ στον άξονα $y-y$



Σχήμα 9. Διάγραμμα αξονικών φορτίων σχεδιασμού N_{ed}

Από τα σχήματα 5,6,7,8 και 9 των εντατικών μεγεθών προκύπτει ότι δυσμενέστερο εκ των δυο υποστυλωμάτων είναι το υποστύλωμα που μελετήθηκε με τις μεγαλύτερες ροπές και αξονικές δυνάμεις.

Κεφάλαιο 8^ο ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΤΕΡΓΑΣΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

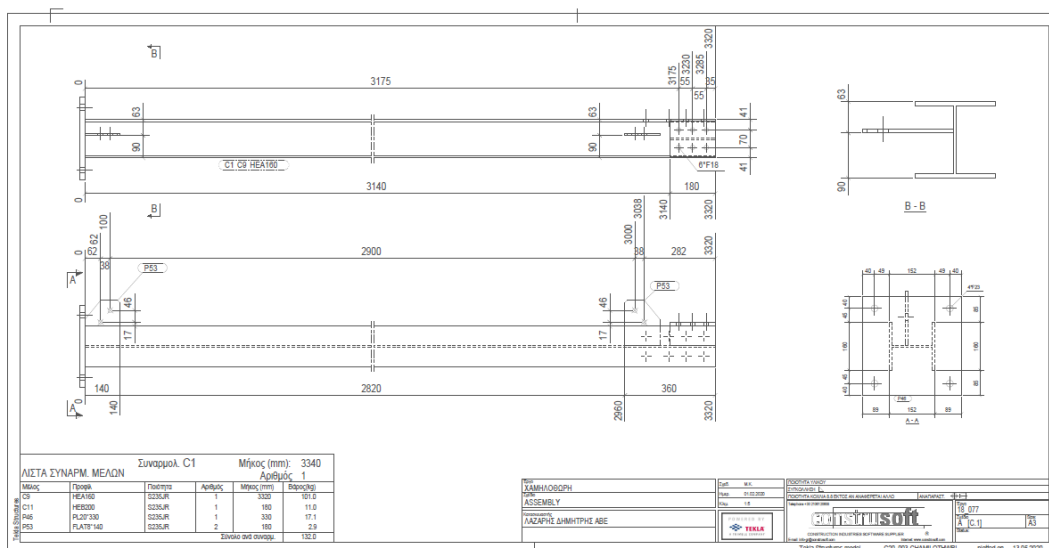
Σε έργα μεταλλικών κατασκευών συμμετέχουν εκτός από τον μελετητή και ο κατασκευαστής. Ανάλογα με την δυνατότητα του εργοστασίου σε μηχανολογικό εξοπλισμό, πρόγραμμα ποιότητας και πιστοποιημένους συγκολλητές, η παραγωγή του έργου γίνεται πιο γρήγορη. Η επικοινωνία μεταξύ του μελετητή και του κατασκευαστή κρίνεται αναγκαία για την άρτια εκτέλεση του έργου.

8.1 ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΣΧΕΔΙΑΣΗ

Η διαδικασία σχεδιασμού απαιτεί την συμμετοχή το μελετητή και του εργοστασίου επεξεργασίας και διαμόρφωσης των μεταλλικών στοιχείων. Στην παραγωγή των κατασκευαστικών σχεδίων παρεμβάλλεται ο σχεδιαστή των λεπτομερειών ο οποίος εργάζεται για το εργοστάσιο αλλά μπορεί να είναι και ανεξάρτητος συνεργάτης. Η διαδικασία με τον εξωτερικό συνεργάτη συνηθίζεται στις Ηνωμένες Πολιτείες της Αμερικής και στην Βρετανία. Εναλλακτικά ο πολιτικός μηχανικός μπορεί να εκπονήσει τα κατασκευαστικά σχέδια. Στον πίνακα παρουσιάζεται το περιεχόμενο του είδους του σχεδιασμού με τον υπεύθυνο δημιουργίας τους

8.1.1 Σχέδια Συναρμολόγησης Μελών

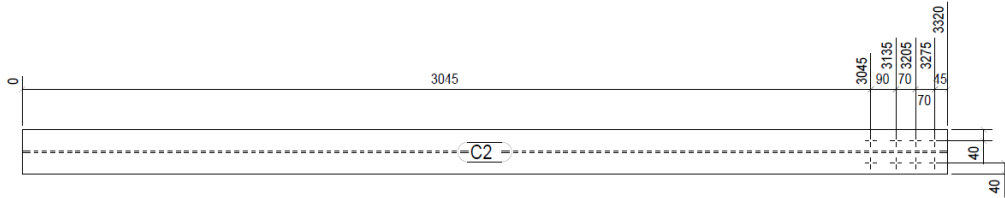
Στην εικόνα 39 παρουσιάζονται οι λεπτομέρειες των δομικών μελών. Περιλαμβάνει τις διαστάσεις των ελασμάτων, των οπών, των κόμβων τα οποία μπορεί να υπάρχουν στα δομικά μέλη.



Εικόνα 39. Σχέδιο μονταρισματος υποστυλώματος μεταλλικού σπτιπιού

8.1.3 Σχέδια Κοπής και Διάτρησης Μελών

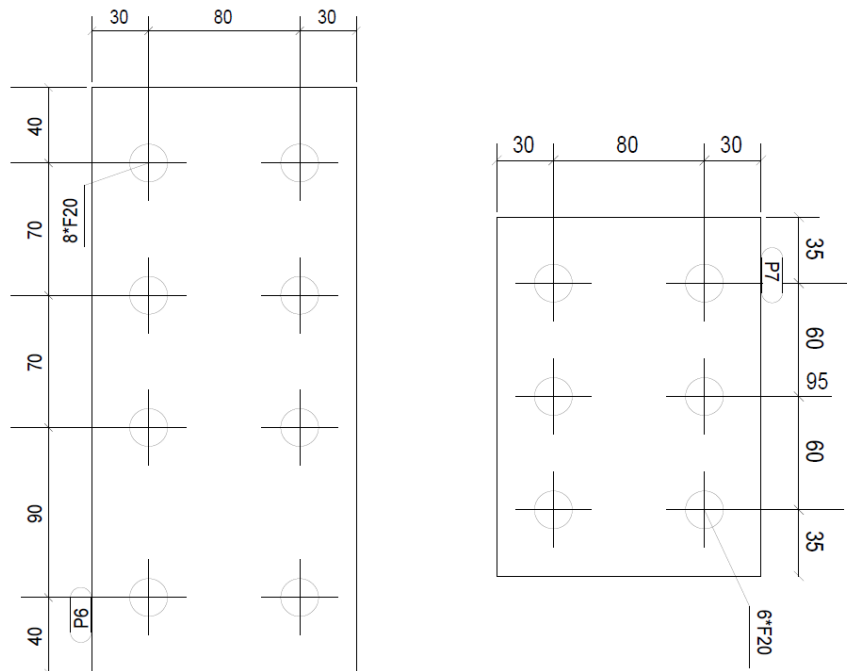
Στην εικόνα 40 παρουσιάζονται οι διαστάσεις των μελών προς κοπή, σε τομές και κατόψεις. Περιλαμβάνονται επίσης οι αποστάσεις των οπών των κοχλιών.



Εικόνα 40. Σχέδιο κοπής - διάτρησης υποστυλώματος μεταλλικού σπιτιού

8.1.4 Σχέδια Τεμαχίων και Πλακών

Στην εικόνα 41 παρουσιάζονται οι πλάκες ελασμάτων



Εικόνα 41. Σχέδια πλακών μεταλλικού σπιτιού

8.1.5 Λίστες Υλικών και κοχλιών

Στην εικόνα 42 περιλαμβάνονται οι ποσότητες των υλικών και κοχλιών που απαιτούνται για την κατασκευή ώστε να γίνουν οι απαραίτητες παραγγελίες

Όνομα	Τύπος	Μήκος (mm)	Αριθμός
BOUT-M14*40	931-8.8	24	Site
BOUT-M14*40	912-8.8	260	Site
BOUT-M14*45	912-8.8	4	Site
BOUT-M14*80	931-8.8	24	Site
Total:		312	
BOUT-M16*45	912-8.8	12	Site
BOUT-M16*50	912-8.8	138	Site
Total:		150	
BOUT-M18*50	912-8.8	160	Site
Total:		160	
BOUT-M20*50	931-8.8	56	Site
Total:		56	
Σύνολο:		678	

Εικόνα 42. Λίστα κοχλιών μεταλλικού σπιτιού

Τα σχέδια εφαρμογής γίνονται με πιστοποιημένα λογισμικά που προσφέρουν αυτοματοποιημένες διαδικασίες. Τα λογισμικά αυτά είναι το Tekla, Strucad, Autocad, Xsteel.

Κεφάλαιο 8^ο ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Γενικά το μέταλλο σαν υλικό μας δίνει την δυνατότητα για τον σχεδιασμό καινοτόμων κατασκευών. Όχι μόνο για τις μηχανικές ιδιότητες που έχει αλλά και για την εύκολη κατεργασία του.

Οι υψηλότερες απαιτήσεις και τα κριτήρια αντοχής της κατασκευής ικανοποιούνται από την σχεδίαση μιας μεταλλικής κατασκευής χωρίς να αποτελεί μια δαπανηρή λύση για την κατασκευή αυτή. Βασική προϋπόθεση για έναν τέτοιο σχεδιασμό είναι η τήρηση της στατικής μελέτης αλλά και των βασικών αρχών σχεδιασμού επί των κατασκευών με βάσει τους Ευρώκωδικες.

Ο Ευρωκώδικας 3 πιο συγκεκριμένα αλλάζει την φιλοσοφία της μελέτης των χαλύβδινων κατασκευών κατά την οποία αξιοποιείται η μέθοδος των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας και αστοχίας. Παράλληλα το άμεσο μέλημα του σχεδιασμού είναι η λειτουργικότητα της μονάδας ώστε να καλύπτει τις ανάγκες που απαιτούνται.

Η σχεδίαση σπιτιών από χάλυβα στην Ελλάδα είναι ακόμα σε πρώιμο στάδιο. Η χρήση οπλισμένου σκυροδέματος καθ'αυτούσιο σε οίκημα υπερτερεί. Κάτι που φαίνεται ότι αλλάζει με την πάροδο των χρόνων. Όλο και περισσότερες οικίες σχεδιάζονται με χάλυβα ως βασικό δομικό υλικό καθιστώντας το μια άψογη μελλοντική προοπτική

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Βάγιας Ι. (2013) Γαντές Χ. Ερμόπουλος Ι. Ιωαννίδης Γ. *Παραδείγματα Εφαρμογής σε Ειδικά Θέματα Μεταλλικών Κατασκευών*, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [2] Γαντές Χ. *Σημειώσεις Σιδηρές Κατασκευές II* Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο 2019
- [3] Γιαννόπουλος Α(2008). *Μεταλλικές Κατασκευές*, Εκδόσεις Ίων, Αθήνα
- [4] Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. (2017). Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 (www.elastron.gr)
- [5] Ερμόπουλος Ι.Χ., Βάγιας Ι., Ιωαννίδης Γ (2008). *Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών Ερμηνευτικά σχόλια και Παραδείγματα εφαρμογής*, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [6] Ερμόπουλος Ι.Χ., Βάγιας Ι., Ιωαννίδης Γ (2008). *Σιδηρές κατασκευές Παραδείγματα Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3*. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [7] Ερμόπουλος Ι.Χ., Βάγιας Ι., Ιωαννίδης Γ (2008). *Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα Με βάση τα τελικά κείμενα Ευρωκωδίκων*. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- [8] Ευρωκώδικας 1(1997). *Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές, Μέρος 1-1. Βάσεις σχεδιασμού, CEN, ENV 1991-1: 1994*, Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα
- [9] Ευρωκώδικας 3(2003). *Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, ENV 1993-1-1:2003*
- [10] Ευρωκώδικας 8(2004). *Αντισεισμικός σχεδιασμός Κατασκευών Μέρος 1 Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για κτήρια*
- [11] Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1:2004 - Ευρωκώδικας Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών - Μέρος 1 Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για κτήρια, Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα

[12] Νεοκλής Παπαδόπουλος (2020), *Τεύχος Στατικού Υπολογισμού*, Πάτρα

[13] Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (2000). *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. - 2000)*, Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα

[14] Παπαγιαννόπουλος Α. *Σημειώσεις και παραδείγματα σχεδιασμού μεταλλικών στοιχείων*. Πάτρα 2017

[15] Τεχνικό Επιστημονικό Περιοδικό για Μεταλλικές και Σύμμικτες κατασκευές , Εκδότης Ευφημία Τσαμίδου (www.metalkat.gr)

[16] ΤΙΤΑΝ Σκυρόδεμα και αδρανή υλικά (www.titan.gr)