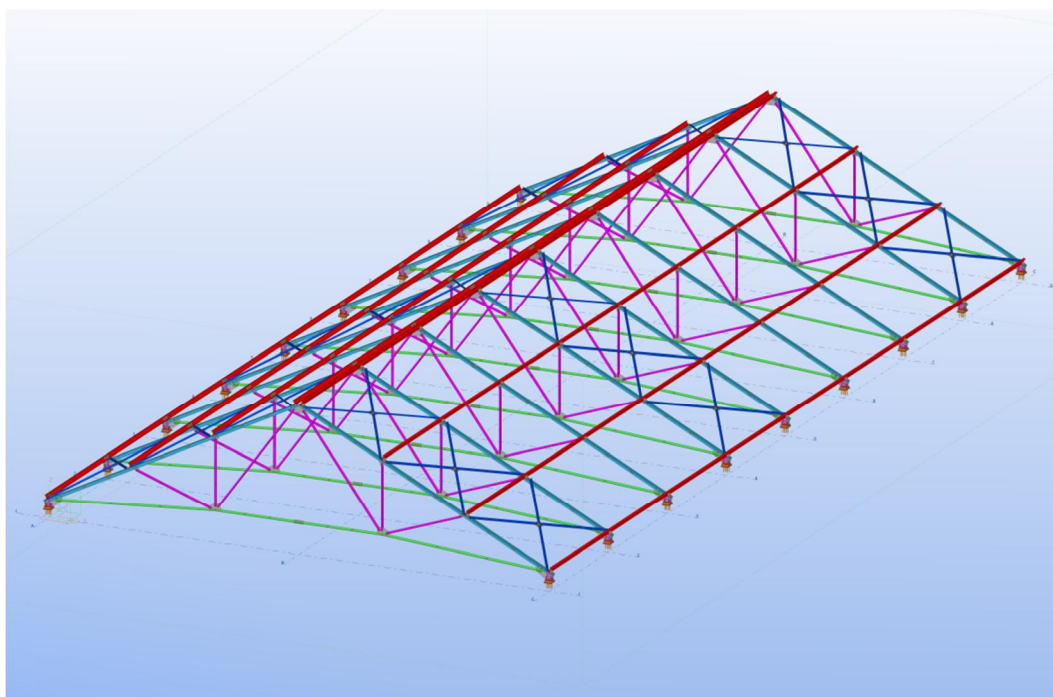


ΑΝΩΤΑΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΠΑΤΡΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΜΕΛΕΤΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΣΤΕΓΗΣ
ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ
16 x 32 m**



ΣΠΟΥΔΑΣΤΗΣ: ΤΣΙΡΩΝΗΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΓΙΑΝΝΟΠΟΥΛΟΣ ΑΝΔΡΕΑΣ
ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ

ΠΑΤΡΑ 2012

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Το παρόν τεύχος αποτελεί την Πτυχιακή Εργασία που εκπονήθηκε στο Τμήμα Μηχανολογίας του Ανώτατου Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Πάτρας και αναφέρεται στην μελέτη και μεθοδολογία υπολογισμού δυνάμεων, φορτίων και συνδέσεων ενός μεταλλικού κτιρίου που θα χρησιμοποιηθεί για βιομηχανικούς σκοπούς.

Στην αρχή αναφέρουμε κάποια πράγματα για τα μεταλλικά κτίρια, για την κατασκευή τους, τις συνδέσεις τους και το τελειωτικό αποτέλεσμα. Στην συνέχεια γίνονται υπολογισμοί του κτιρίου και τέλος παρουσιάζονται τα σχέδια του κτιρίου.

Ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Ανδρέα Γιαννόπουλο, Αναπληρωτή Καθηγητή του Τμήματος Μηχανολογίας, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση που προσέφερε για την πραγματοποίηση της Εργασίας.

Τσιρώνης Δημήτριος

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία αναφέρεται στη μελέτη μεταλλικής στέγης βιομηχανικού κτιρίου και στοχεύει στην ανάλυση και την κατανόηση της λειτουργίας των μεταλλικών κατασκευών, οι οποίες βρίσκουν ιδίως τα τελευταία χρόνια όλο και περισσότερες εφαρμογές σε τεχνικά έργα.

Η πτυχιακή χωρίζεται σε 3 Κεφάλαια. Στο πρώτο θεωρητικό μέρος αναφέρουμε στοιχεία που πρέπει να έχει υπό όψιν του ένας μηχανικός ώστε να είναι ικανός να σχεδιάσει και να διαστασιολογήσει ένα μεταλλικό κτίριο. Αρχικά, αναφέρουμε τους κανονισμούς οι οποίοι ακολουθούνται για τη στατική επίλυση της κατασκευής. Αναλύουμε τα πιθανά φορτία που μπορεί να δεχτεί το κτίριο λαμβάνοντας υπόψη π.χ. το κλίμα και την γεωγραφική θέση της περιοχής. Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στα δικτυώματα και στους τρόπους επίλυσης τους. Επίσης αναλύουμε τις συνδέσεις των ράβδων. Και τέλος παραθέτουμε τα επιστεγάσματα και τις τεγίδες.

Στο δεύτερο μέρος γίνεται στατική μελέτη της μεταλλικής στέγης με δικτυώματα με τους Γερμανικούς κανονισμούς DIN.

Τέλος στο τρίτο μέρος γίνεται μια σύγκριση της στέγης που αναλύθηκε στη πτυχιακή με μια συνηθισμένη στέγη που διαστασιολογείται σήμερα με βάση τους Ευρωκώδικες.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΘΕΩΡΙΑ	6
1.1 ΓΕΝΙΚΑ	6
1.2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	6
1.3 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	8
1.4 ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	8
1.4.1 Γενικά	8
1.4.2 Φορτία ανέμου	10
1.4.3 Φορτία χιονιού	11
1.4.4 Φορτία σεισμού	12
1.5 ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΑ	12
1.6 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ	13
1.6.1 Γενικά	13
1.6.2 Ηλώσεις	13
1.6.3 Κοχλιώσεις	15
1.7 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ	17
1.7.1 Καταπόνηση ράβδων σε εφελκυσμό ή θλίψη	17
1.7.2 Λυγισμός ράβδων	18
1.8 ΕΠΙΣΤΕΓΑΣΜΑ	20
1.9 ΤΕΓΙΔΕΣ	21
1.9.1 Η μόρφωση των τεγίδων	21
1.9.2 Στατική μορφή των τεγίδων	21
2. ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΓΗΣ	25
2.1 ΓΕΝΙΚΑ	25
2.2 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΣΤΕΓΗΣ	25
2.3 ΕΠΙΣΤΕΓΑΣΜΑ	28
2.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΤΕΓΙΔΩΝ ΣΤΕΓΗΣ	28
2.4.1 Φορτία υπολογισμού	28
2.4.2 Μεσοτεγίδες	32
2.4.3 Ακροτεγίδες	37
2.4.4 Κορυφοτεγίδα	37
2.4.5 Ελκυστήρες	37
2.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ ΖΕΥΚΤΟΥ	39
2.5.1 Φόρτιση ανά κόμβο	39
2.5.2 Υπολογισμός των δυνάμεων	40
2.5.3 Υπολογισμός Διατομών	51
2.6 ΚΟΜΒΟΙ ΚΑΙ ΕΝΩΣΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ	66
2.6.1 Ηλώσεις ράβδων ζευκτού	66
2.6.2 Έλεγχος τάσεων στους κόμβους K2 και K4	84
2.6.3 Στηρίξεις Τεγίδων	95
2.6.4 Σύνδεσμος στέγης	95
2.6.5 Ένωση ράβδου	96
2.7 ΈΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΖΕΥΚΤΟΥ	97

2.8 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΒΑΡΟΥΣ	100
2.9 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ	101
3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΤΕΓΗΣ	102
3.1 ΓΕΝΙΚΑ	102
3.2 ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΒΑΡΗ-ΔΙΑΤΟΜΕΣ	102
3.3 ΔΙΑΦΟΡΑ ΚΟΣΤΟΥΣ.....	103
3.4 ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΑ ΣΧΗΜΑΤΑ ΣΤΕΓΩΝ.....	103
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ-ΠΙΝΑΚΕΣ	105
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	121

1. ΘΕΩΡΙΑ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι μεταλλικές κατασκευές είναι ένας τομέας που ξεχώρισε τα τελευταία χρόνια στην Ελλάδα. Πολλά από τα σύγχρονα κτίρια που κοσμούν τις μεγάλες πόλεις της Ευρώπης και των Ηνωμένων Πολιτειών, αλλά και οι ουρανοξύστες, είναι μεταλλικές κατασκευές. Παρατηρούμε όμως ότι στη χώρα μας υπάρχει στροφή των εταιριών προς αυτή την κατεύθυνση, έχοντας πλέον την τεχνογνωσία για την κατασκευή τέτοιων κτιρίων.

Τα βασικά πλεονεκτήματα τα οποία προβάλλονται για την επιλογή μιας μεταλλικής κατασκευής ενός κτιρίου κατοικίας, είναι η αντισεισμικότητα της κατασκευής και το μικρό κόστος, σε σχέση με τις κατασκευές σκυροδέματος. Για οποιαδήποτε εφαρμογή κτιριακού έργου σήμερα, απαιτείται στατικό σύστημα που επιτρέπει μεγάλα ανοίγματα και μικρό χρόνο ανέγερσης. Για το λόγο αυτό το μεταλλικό κτίριο θεωρείται η πλέον ενδεδειγμένη λύση.

Επίσης, όλες οι καινούργιες βιομηχανικές κατασκευές, είναι κατά βάση μοντέρνα μεταλλικά κτίρια. Εξάλλου, υπάρχουν συγκριτικά αρκετά πλεονεκτήματα στα κτίρια που κατασκευάζονται με αυτό τον μοντέρνο τρόπο. Εκτός από το αρχιτεκτονικό κομμάτι, στην πράξη μια μεταλλική κατασκευή προσφέρει αντοχές πολύ μεγαλύτερες από το μπετόν. Στην Ελλάδα, η οποία είναι μια από τις πιο σεισμογενείς χώρες του κόσμου, είναι έντονη η ανάγκη για θωράκιση των κτιρίων της, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η μεγαλύτερη δυνατή ανθεκτικότητα σε σεισμικές δονήσεις.

Ο χάλυβας δίνει τη δυνατότητα στα κτίρια να έχουν πολύ μεγαλύτερη ελαστικότητα. Επιπλέον, στο λειτουργικό κομμάτι αυτών των κτιρίων, είναι εφικτό να δημιουργούνται χώροι που σε κάθε άλλη κατασκευή δεν θα μπορούσαν να υπάρξουν, ενώ στο θεωρητικό επίπεδο, όσο πιο μεγάλη είναι μία κατασκευή, τόσο πιο πολύ συμφέρει οικονομικά.

1.2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Μια πλήρη μελέτη για μεταλλική κατασκευή απαιτεί εξειδικευμένη γνώση. Ο σίδηρος, ως δομικό υλικό δίνει τη δυνατότητα οποιασδήποτε μορφής κατασκευής και αυτό οφείλεται στις ιδιότητες που έχει.

Η κατασκευή μεταλλικών κατασκευών είναι μια πολύ καλή και οικονομική επιλογή όπως ήδη έχουμε αναφέρει αλλά απαιτείται να έχουμε καλή γνώση του υλικού, τον τρόπο παραγωγής του, την καταλληλότερη επιλογή ελασμάτων για μια

πιο οικονομική συνολική προμήθεια του υλικού, κατάλληλοι μέθοδοι υπολογισμού καθώς και τον τρόπο συναρμολόγησης του έργου. Σημαντικό επίσης ρόλο για μια ποιοτική μεταλλική κατασκευή είναι οι συνδέσεις οι οποίες κατά την εκτέλεση της κατασκευής πρέπει να αποτελούν ενιαίο σύνολο.

Η μελέτη θα περιλαμβάνει τα εξής στάδια:

1. Χονδρική σχεδίαση η οποία περιλαμβάνει τον καθορισμό μεγέθους κατασκευής και γενικών διαστάσεων σύμφωνα με τις λειτουργικές απαιτήσεις του έργου, την εκλογή του είδους και της κατάλληλης μορφής της κατασκευής για την ανάληψη των φορτίων καθώς επίσης και την απόφαση για τον τρόπο έδρασης.

2. Στατικό υπολογισμό οποίος περιλαμβάνει :

- την ακριβή θέση, τον σκοπό και την γενική διάταξη του έργου.
- Κανονισμοί βάσει των οποίων γίνεται ο υπολογισμός και η μόνωση του έργου.
- Προσδιορισμός φορτίων με τον οποίο γίνεται εκτίμηση διατομών και υπολογισμός ιδίου βάρους κατασκευής καθώς επίσης και προσδιορισμός μόνιμων και κινητών φορτίων και τέλος διάκριση φορτίων σε κύρια και πρόσθετα φορτία.
- Λεπτομερής υπολογισμός των αναπτυσσόμενων δυνάμεων σε όλα τα τμήματα της μεταλλικής κατασκευής.
- Επιλογή υλικών και μέσων σύνδεσης που περιλαμβάνει τα υλικά κατασκευής καθώς και τα μέσα σύνδεσης π.χ ήλοι, κοχλίες, συγκολλήσεις.
- Υπολογισμός αναπτυσσόμενων τάσεων τεμαχίων κατασκευής και μέσων σύνδεσης, επίσης καθορισμός επιτρεπόμενων τάσεων ή οριακών καταστάσεων αντοχής υλικών κατασκευής και συντελεστών ασφαλείας, βάσει κανονισμών και τέλος σύγκριση των αναπτυσσόμενων τάσεων με τις επιτρεπόμενες και όπου χρειάζεται διόρθωση των διαστάσεων.
- Έλεγχος βέλους κάμψεως όπου χρειάζεται.
- Λοιποί έλεγχοι αντοχής σε δυναμικές φορτίσεις ανάλογα με το είδος και την χρήση της κατασκευής (π.χ. ταλάντωση από άνεμο) και έλεγχος αντοχής σε σεισμικές φορτίσεις.
- Τελική σχεδίαση δηλαδή λεπτομερής σχεδίαση όψεων και τομών μετά τον καθορισμό των τελικών διαστάσεων και σχεδίαση τεμαχίων και λεπτομερειών συνδέσεων π.χ. συνδέσεις κόμβων, υποστυλωμάτων, εδράσεων κ.α.

3. Μελέτη συναρμολόγησης του έργου η οποία γίνεται ανάλογα με την φύση του έργου και καθορίζει τον τρόπο με τον οποίο θα συναρμολογηθεί η κατασκευή.

4. Προμέτρηση υλικών που είναι η καταγραφή κάθε χρησιμοποιούμενου υλικού, οι διαστάσεις, η ποιότητα και οι αναγκαίες ποσότητες. Η προμέτρηση είναι αναγκαία για τον εφοδιασμό των υλικών με των οποίων θα κατασκευαστεί το έργο.

1.3 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

Η μελέτη που απαιτείται για οποιαδήποτε κατασκευή πρέπει να βασίζεται σε κανονισμούς ανάλογα με τη χώρα στην οποία πρόκειται να εκτελεστεί το έργο γιατί υπάρχουν πολλές ιδιομορφίες ή κάποιες ιδιαίτερες απαιτήσεις της κατασκευής. Φυσικά εάν δεν υπάρχουν κανονισμοί σε μια χώρα που θα πραγματοποιηθεί η κατασκευή μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τους διεθνείς κανονισμούς οι οποίοι καλύπτουν επαρκώς τις ανάγκες κατά το σύνολο τους.

Μέχρι σήμερα δεν έχουν εκδοθεί Ελληνικοί κανονισμοί για μεταλλικά δομικά έργα, εξαίρεση μόνο των γενικών για τα δομικά έργα διατάξεων φορτίσεως.

Οι κανονισμοί οι οποίοι εφαρμόζονται για την κατασκευή δομικών έργων είναι οι Γερμανικοί κανονισμοί DIN τους οποίους και θα εφαρμόσουμε για τη μελέτη της μεταλλικής στέγης. Επίσης υπάρχουν οι παλαιότεροι Ευρωπαϊκοί κανονισμοί EURONORM και τα τελευταία χρόνια μέχρι σήμερα χρησιμοποιούνται οι Ευρωπαϊκή κανονισμοί EUROCODE (Ευρωκώδικες).

Οι νέοι κανονισμοί επέφεραν σημαντικές αλλαγές στη φιλοσοφία σχεδιασμού των έργων, με μετάβαση από τη μέθοδο των επιτρεπόμενων τάσεων στη μέθοδο των οριακών καταστάσεων. Οι Ευρωκώδικες αποτελούν πλέγμα κανονισμών αναφερόμενων στο σχεδιασμό δομικών έργων με στόχο τη βελτίωση της αγοράς στις χώρες της ευρωπαϊκής ένωσης στην περιοχή των τεχνικών έργων, με παράκαμψη των εμποδίων που προέρχονται από την ύπαρξη πολλών Εθνικών κανονισμών και την ενδυνάμωση της ανταγωνιστικότητας της ευρωπαϊκής κατασκευαστικής βιομηχανίας σε χώρες εκτός της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Οι δομικοί Ευρωκώδικες για τον σχεδιασμό έργων μηχανικού είναι εξής:

- EC 0 - (1990) Αρχές σχεδιασμού
- EC 1 - (1991) Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
- EC 2 - (1992) Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- EC 3 - (1993) Σχεδιασμός κατασκευών μεταλλικών.
- EC 4 - (1994) Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών.
- EC 5 - (1995) Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών.
- EC 6 - (1996) Σχεδιασμός κατασκευών από λιθοδομή.
- EC 7 - (1997) Γεωτεχνικός σχεδιασμός
- EC 8 - (1998) Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών.
- EC 9 - (1999) Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο

1.4 ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

1.4.1 Γενικά

Για να υπολογίσουμε την αντοχή μιας μεταλλικής κατασκευής όπως είναι π.χ. η στέγη που μελετάμε είναι απαραίτητη η γνώση των φορτίων που δρουν πάνω στην κατασκευή.

Τα φορτία συνήθως διαιρούνται σε δύο γενικές κατηγορίες:

Τα μόνιμα φορτία, τα οποία είναι το ίδιο βάρος της κατασκευής, και συμπεριλαμβάνει και όλα τα μέρη που την αποτελούν (τοίχοι, δάπεδα, οροφές κλπ), καθώς και τον σταθερό εξοπλισμό (π.χ. φωτοβολταϊκά κ.α). Σε καμιά περίπτωση δεν μπορεί να αγνοηθεί γιατί το κύριο χαρακτηριστικό του είναι ακριβώς η συνεχής παρουσία του.

Τα κινητά φορτία, είναι αυτά που δημιουργούνται από την χρήση της κατασκευής και περιλαμβάνουν όλα τα φορτία, εκτός από τα μόνιμα φορτία, τα σεισμικά φορτία, τα φορτία χιονιού, τα φορτία ανέμου.

Το είδος του φορτίου έχει σημαντική επίδραση στη συμπεριφορά της κατασκευής στην οποία ενεργεί. Έτσι, ανάλογα με την επιρροή αυτή, τα φορτία μπορούν να χαρακτηριστούν ως στατικά, δυναμικά, μεγάλης διάρκειας, επαναλαμβανόμενα.

Τα στατικά φορτία

Στατικά φορτία θεωρούνται αυτά που εφαρμόζονται τόσο αργά που η επίδραση του χρόνου μπορεί πρακτικά να αγνοηθεί. Όλες οι κατασκευές υπόκεινται σε κάποιο στατικό φορτίο, όπως είναι το ίδιο βάρος τους.

Υπάρχει ωστόσο μια μεγάλη κατηγορία φορτίων που συνήθως προσεγγίζεται ως στατική φόρτιση για λόγους ευκολίας. Για παράδειγμα, τα φορτία του ανέμου πολλές φορές θεωρούνται ως στατική φόρτιση.

Τα δυναμικά φορτία

Τα δυναμικά φορτία χαρακτηρίζονται από πολύ μικρή διάρκεια εφαρμογής, με την απόκριση της κατασκευής να εξαρτάται από το χρόνο. Είναι τα φορτία που αλλάζουν θέση ή τιμή μέσα σε σύντομο χρονικό διάστημα ή επενεργούν απότομα και για αυτό το λόγο, σε ορισμένες περιπτώσεις, είναι εξαιρετικά επικίνδυνα. Οι σεισμικές δονήσεις, οι ισχυρές ανεμοριππές (μια ξαφνική δυνατή πνοή ανέμου έχει αποτελέσματα ανάλογα με ένα κρουστικό φορτίο) και τα κινούμενα φορτία είναι φορτία που ανήκουν σ' αυτήν την κατηγορία.

Τα φορτία μακράς διάρκειας

Τα μακράς διάρκειας φορτία είναι αυτά που δρουν σε μια κατασκευή για μεγάλα χρονικά διαστήματα. Για κάποια υλικά και κάποια επίπεδα τάσεων, τέτοιου είδους φορτία προκαλούν τις κατασκευές στο να υποστούν παραμορφώσεις υπό σταθερή φόρτιση που μπορεί να έχει σοβαρά αποτελέσματα. Ο ερπυσμός και η χαλάρωση των δομικών υλικών μπορεί να εμφανιστούν κάτω από φορτία μακράς διάρκειας.

Άρα τα φορτία δρουν κυρίως με καθοριστική διάρκεια και ένταση πάνω στη μεταλλική κατασκευή και καλούνται κύρια φορτία ενώ τα υπόλοιπα που δρουν με πιθανολογική διάρκεια ή ένταση ονομάζονται πρόσθετα φορτία. Φυσικά αυτό διαφοροποιείται από τους Γερμανικούς κανονισμούς και τον Ευρωκώδικα.

Εμείς όπως έχουμε προαναφέρει θα χρησιμοποιήσουμε τους Γερμανικούς κανονισμούς (DIN), έτσι τα κύρια φορτία θα συμβολίζονται με H και τα πρόσθετα φορτία θα τα συμβολίζονται Z . Το σύνολο των κύριων και πρόσθετων φορτίων χαρακτηρίζεται ως φόρτιση HZ . Άρα για τον έλεγχο της αντοχής της μεταλλικής κατασκευής πρέπει οπωσδήποτε να εξετάσουμε το άθροισμα των κύριων φορτίων H και το άθροισμα των πρόσθετων και κύριων φορτίσεων HZ .

Ανάλογα με το είδος της φορτίσεως H ή HZ προκύπτουν οι επιτρεπόμενες τιμές τάσεων όπως προβλέπονται από τους κανονισμούς για τα τεμάχια της κατασκευής και για τα μέσα σύνδεσης, π.χ. ήλοι, κοχλίες. Ο υπολογισμός των μέγιστων τιμών των τάσεων σε σύγκριση με τις επιτρεπόμενες τάσεις γίνεται ξεχωριστά για τις φορτίσεις H και HZ . Επομένως η περίπτωση της φορτίσεως που έχει τη μεγαλύτερη διατομή ισχύει για τον καθορισμό των διαστάσεων και τον έλεγχο αντοχής της μεταλλικής κατασκευής.

1.4.2 Φορτία ανέμου

Το φορτίο του ανέμου είναι δύσκολο να προσδιοριστεί με μεγάλη ακρίβεια γιατί εξαρτάται από πάρα πολλούς παράγοντες, όπως είναι η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις των κτιρίων, η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής και η κλίση της στέγης.

Η φόρτιση ανέμου είναι η οριζόντια φόρτιση, η οποία οφείλεται στην προσβολή της κατασκευής από τον άνεμο, με ένταση q εξαρτώμενη από την ταχύτητα του ανέμου και κλιμακούμενη ανάλογα με το ύψος της κατασκευής.

Η φόρτιση του ανέμου δρα από την μια πλευρά της κατασκευής, δηλαδή εκείνη που θεωρείται δυσμενέστερη. Οι υπόλοιπες πλευρές θεωρούνται είτε αφόρτιστες είτε ότι σε αυτές δρουν υποπίεσεις.

Όταν οι επιφάνειες που προσβάλλονται από τον άνεμο δεν είναι κατακόρυφες, αλλά έχουν κλίση ως προς την κατακόρυφη, όπως η στέγη που μελετάμε, τότε η φόρτιση της επιφάνειας υπολογίζεται με βάση την κάθετη συνιστώσα της φόρτισης του ανέμου, όπως αυτή προκύπτει από την κλίση της επιφάνειας.

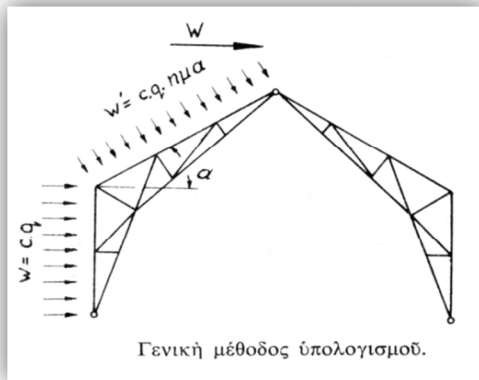
Το φορτίο του ανέμου που ασκείται σε μια κατασκευή εξαρτάται από το ύψος, την μορφή και την κλίση των εξωτερικών επιφανειών αυτής, δηλαδή εάν είναι κυλινδρική, επίπεδη, κ.α.

Για τον υπολογισμό του πραγματικού φορτίου ανέμου W έχουν αναπτυχθεί σύμφωνα με τους κανονισμούς δυο μέθοδοι, η γενική και ειδική.

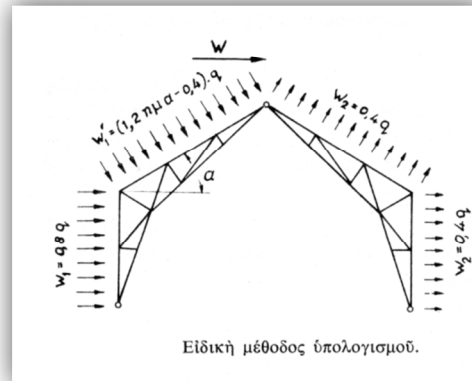
Στην γενική θεωρία η φόρτιση του ανέμου υπολογίζεται μόνο στις επιφάνειες που προσβάλλονται από την δυσμενέστερη διεύθυνση του ανέμου και σύμφωνα με τους συντελεστές μορφής c , ενώ τις άλλες επιφάνειες τις θεωρούμε αφόρτιστες όπως βλέπουμε και στο Σχήμα 1.1.

Στην ειδική θεωρία η φόρτιση του ανέμου μιας κατασκευής διαχωρίζεται σε θετική πίεση και αρνητική πίεση. Η θετική πίεση ασκείται στις προσβαλλόμενες από τον άνεμο επιφάνειες και η αρνητική πίεση ασκείται σε όλες τις υπόλοιπες επιφάνειες, αυτό σημαίνει ότι όλες οι επιφάνειες ταυτόχρονα είναι φορτιζόμενες όπως παρατηρούμε και στο Σχήμα 1.2.

Σχήμα 1.1



Σχήμα 1.2



1.4.3 Φορτία χιονιού

Τα φορτία του χιονιού εξαρτώνται από την κλίση της επιφάνειας και είναι ανεξάρτητα από το γεωγραφικό πλάτος της περιοχής. Τα φορτία του χιονιού με βάση τους Γερμανικούς κανονισμούς DIN υπολογίζονται σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 1.1 που έχει συγκεκριμένες κλίσεις στέγης οι οποίες αναφέρουν ότι εάν η κλίση της επιφάνειας είναι $\alpha \leq 20^\circ$ τότε θεωρούμε ότι η ελάχιστη φόρτιση του χιονιού είναι $S=75\text{Kp/m}^2$, ενώ για κλίση $\alpha \geq 60^\circ$ θεωρούμε ότι η φόρτιση του χιονιού είναι $S=0$ γιατί σε αυτή την περίπτωση δεν είναι δυνατή η συγκέντρωση του χιονιού. Φυσικά εάν η στέγη παρουσιάζει θύλακες ενδέχεται να συγκεντρώσει μεγάλη ποσότητα χιονιού και τότε θα πρέπει να λαμβάνεται τοπικά αυξημένο φορτίο χιονιού ακόμα και για κλίσεις $\alpha \geq 60^\circ$, όταν πρόκειται για ενδιάμεσες τιμές κλίσης στέγης που δεν αναφέρονται στον πίνακα ο υπολογισμός των φορτίων του χιονιού θα γίνει με γραμμική παρεμβολή.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1.1

Γωνία α	Μοίρες	0°	20°	40°	60°	$>60^\circ$
Φόρτιση χιονιού S	(Kp/m)	75	75	55	35	0

Η κλίση της στέγης λαμβάνεται ως προς τον οριζόντιο επίπεδο.

Επίσης σε μερικές περιπτώσεις θα πρέπει να γίνεται ειδική έρευνα των συνθηκών για μια περιοχή η οποία είναι αρκετά ορεινή περιοχή, γιατί τότε θα χρειαστεί να αυξήσουμε τις τιμές του πίνακα. Θα πρέπει ακόμη να εξετάσουμε εάν είναι δυνατή η συγκέντρωση του χιονιού από την μια πλευρά της στέγης και να ελέγξουμε την αντοχή της κατασκευής.

1.4.4 Φορτία σεισμού

Η ύπαρξη αντισεισμικών κανονισμών μας δίνουν τη δυνατότητα να δημιουργήσουμε έναν ασφαλή αντισεισμικό σχεδιασμό. Οι σεισμικές δυνάμεις εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά των σεισμών, την επικεντρική απόσταση, τις τοπικές εδαφικές συνθήκες και την κατασκευή του κτιρίου.

Οι μέθοδοι υπολογισμού που χρησιμοποιούνται για τη σεισμική απόκριση είναι η στατική ανάλυση και η δυναμική ανάλυση. Στη στατική υποθέτουμε ότι σε κάθε στοιχείο του κτιρίου ενεργούν στατικές αδρανειακές δυνάμεις ανάλογες με το βάρος του στοιχείου και περιγράφονται από εμπειρικές σχέσεις, ενώ στη δυναμική ανάλυση οι σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού καθορίζονται σε συνδυασμό με την εκάστοτε συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής κατά τη διάρκεια της σεισμικής κίνησης.

Σήμερα όλοι οι αντισεισμικοί κανονισμοί βασίζονται στην δυναμική συμπεριφορά των κατασκευών, οι κανονισμοί περιέχουν πληροφορίες για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου των κτιρίων (η ιδιοπερίοδος καθορίζεται από το υλικό, τη γεωμετρία του κτιρίου κ.α.) καθώς και για την κατανομή της σεισμικής δύναμης καθ' ύψος.

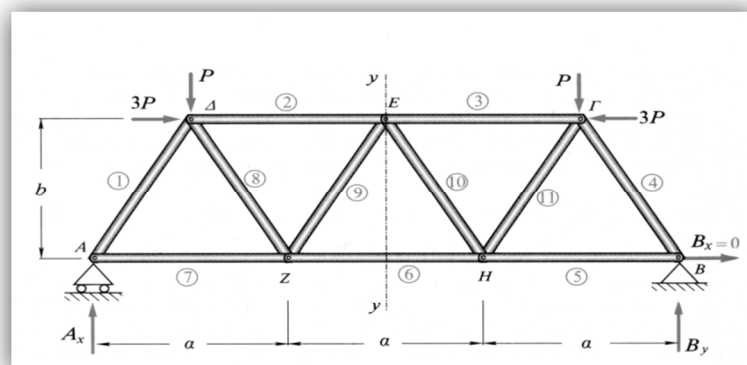
Σύμφωνα με τους αντισεισμικούς κανονισμούς θα πρέπει να ληφθούν κάποιοι παράμετροι κατασκευών όπως είναι η περίοδος ταλάντωσης, η απόσβεση η οποία υπολογίζεται πειραματικά και εξαρτάται από τα υλικά της κατασκευής, τη μορφή, τη θεμελίωση κ.α και ο δείκτης πλαστιμότητας, ο οποίος είναι πάρα πολύ σημαντικός γιατί όσο μεγαλύτερος είναι τόσο πιο δύσκολα καταρρέει η κατασκευή.

1.5 ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΑ

Δικτύωμα εννοούμε ένα σύστημα δεσμικών ράβδων που είναι κατάλληλα συνδεδεμένες στα άκρα τους και οποιαδήποτε εξωτερική φόρτιση δέχεται, φυσικά μέσα στα όρια αντοχής, να μην επηρεάζει το σχηματισμό του. Οι ράβδοι στα άκρα τους έχουν αρθρώσεις ενώ δεν φορτίζονται ενδιάμεσα, οι αρθρώσεις αυτές ονομάζονται κόμβοι. Οι ράβδοι φορτίζονται από αξονικές δυνάμεις δηλαδή υποβάλλονται σε θλίψη ή εφελκυσμό και δεν υποβάλλονται σε καμπτικές ροπές.

Τα δικτυώματα διακρίνονται σε α) επίπεδα και χωρικά, β) απλά και σύνθετα δικτυώματα. Βλέπουμε στο παρακάτω Σχήμα 1.3 τη μορφή ενός απλού δικτυώματος.

Σχήμα 1.3



Το επίπεδο δικτύωμα είναι όταν όλες οι ράβδοι και η φόρτισή τους βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο, ενώ το χωρικό είναι τρισδιάστατο.

Το απλό δικτύωμα είναι αυτό που όταν το αποσυναρμολογήσουμε αφαιρώντας κάθε φορά έναν κόμβο και δυο ράβδους, θα καταλήξουμε στο βασικό τρίγωνο, ενώ το σύνθετο δικτύωμα είναι αυτό που δημιουργείται με την σύνθεση δυο ή περισσότερων απλών δικτυωμάτων.

Για την επίλυση του δικτυώματος θα πρέπει αρχικά να αποδείξουμε την ισοστατικότητα και στερεότητα του σχηματισμού, στη συνέχεια να γίνει εύρεση των αντιδράσεων στήριξης του δικτυώματος και τέλος να γίνει υπολογισμός των τάσεων των ράβδων του δικτυώματος.

Για τον υπολογισμό των τάσεων των ράβδων υπάρχουν τέσσερις μέθοδοι, η μέθοδος των κόμβων, η μέθοδος των τομών Ritter, η μέθοδος Μητρώων και τέλος η μέθοδος του Bow – Cremona την οποία θα ακολουθήσουμε και εμείς για την εύρεση των τάσεων των ράβδων. Η μέθοδος αυτή είναι γραφική και βασίζεται στην αρχή ότι σε κάθε σύστημα δυνάμεων που ισορροπεί, πρέπει το δυναμοπολύγωνο να είναι κλειστό.

1.6 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

1.6.1 Γενικά

Για την κατασκευή ενός έργου είναι απαραίτητη η χρήση των συνδέσεων με τις οποίες συντίθενται τα διάφορα μέλη της κατασκευής σε ενιαίο σύνολο. Οι συνδέσεις διακρίνονται σε λυόμενες και σε μη λυόμενες.

Οι λυόμενες συνδέσεις είναι όταν κατά την διάλυση αυτών δεν καταστρέφονται ούτε τα μέσα σύνδεσης αλλά ούτε και τα συνδεόμενα τεμάχια. Τέτοιου είδους συνδέσεις είναι οι κοχλιώσεις, η άρθρωση, η σύνδεση με βλήτρα και η απλή στήριξη (έδραση).

Οι μη λυόμενες συνδέσεις είναι όταν κατά την διάλυση αυτών γίνεται καταστροφή στα μέσα σύνδεσης ή στα συνδεόμενα τεμάχια. Τέτοιου είδους συνδέσεις είναι η ήλωση, η συγκόλληση και η επικόλληση.

Μέσω των συνδέσεων επιτυγχάνεται η μεταβίβαση δυνάμεων ή ροπών από ένα τεμάχιο στο άλλο, γι' αυτό θα πρέπει να γίνουν οι συνδέσεις με τον ορθότερο τρόπο και με την οικονομικότερη κατασκευαστική διαμόρφωση.

Για την κατασκευή της στέγης θα χρησιμοποιήσουμε ήλωση και κοχλίωση, τις οποίες θα αναφέρουμε στη συνέχεια.

1.6.2 Ηλώσεις

Η ήλωση είναι η παλαιότερη μέθοδος σύνδεσης. Συνδέει δύο ή περισσότερα σιδερένια τεμάχια, μέσω ήλων, οι όποιοι διέρχονται από οπές που έχουν ήδη ανοιχθεί, οι ήλοι στη συνέχεια, με την βοήθεια κατάλληλων μέσων, σχηματίζουν κεφαλή και από την πλευρά της τελευταίας επιφανείας, από την οποία και εξέρχονται,

με τέτοιο τρόπο ώστε τα συνδεδεμένα τεμάχια, να μπορούν να μεταβιβάσουν δυνάμεις το ένα στο άλλο.

Χρησιμοποιούνται δύο κυρίως ειδών ήλοι, των οποίων η διάκριση αφορά την μορφή της έτοιμης κεφαλής, (ενώ η άλλη μορφώνεται κατά την ήλωση). Έτσι οι ήλοι διακρίνονται:

- Σε ήλους πλήρους κεφαλής
- Σε ήλους ημιβυθισμένης κεφαλής

Η διάμετρος του ήλου μετρείται 5 mm κάτω της κεφαλής, οι δε οπές των ηλώσεων είναι κατά 1 mm μεγαλύτερης διαμέτρου από την διάμετρο του κορμού του ήλου. Ο απομένον κενός κυλινδρικός δακτύλιος καλύπτεται κατά την ήλωση, όπου κατά την σύνθλιψη του ήλου για την διαμόρφωση της άλλης κεφαλής ο κορμός διογκώνεται και καλύπτει αυτόν. Ο κορμός του ήλου, μέχρι μήκους 50 mm είναι κωνικός.

Η ποιότητα του χάλυβα κατασκευής ήλων είναι πάντοτε ανάλογη προς την ποιότητα του χάλυβα των τεμαχίων προς ένωση. Συνήθως η αντιστοιχία των ποιοτήτων είναι η εξής:

- Για σύνδεση τεμαχίων από χάλυβα St33 ή St37, ο χάλυβας της κατασκευής των ήλων είναι St34.
- Για σύνδεση τεμαχίων από χάλυβα St52, ο χάλυβας της κατασκευής των ήλων είναι ο St44.

1.6.2.1 Στοιχεία ηλώσεων

Είδη ήλων

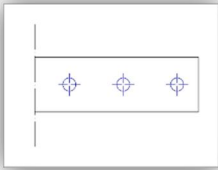
Οι ήλοι διακρίνονται σε δυναμικούς, δηλαδή ήλοι οι οποίοι αναλαμβάνουν και μεταφέρουν δυνάμεις και σε συνεκτικούς, δηλαδή ήλοι οι οποίοι έχουν σκοπό να συνδέσουν μόνο ελάσματα μεταξύ των, χωρίς την μεταφορά δυνάμεων.

Είδη ηλώσεων

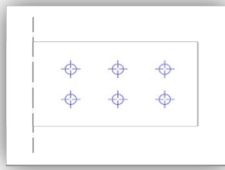
Οι ηλώσεις διακρίνονται σε μονόμητους, σε δίμητους και σε πολύμητους. Ανάλογα με την διάταξη των ήλων διακρίνουμε τις ηλώσεις σε

- Μονόστοιχη Σχήμα 1.4
- Δίστοιχη Σχήμα 1.5
- Ήλωση κατά διαγώνιο Σχήμα 1.6
- Πολύστοιχη, η οποία διακρίνεται σε διαγώνια Σχήμα 1.7 ή παράλληλη Σχήμα 1.8 διάταξη

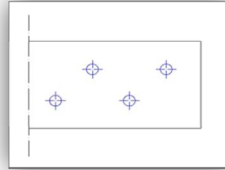
Σχήμα 1.4



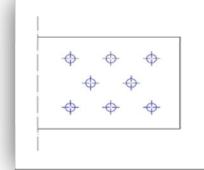
Σχήμα 1.5



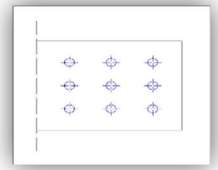
Σχήμα 1.6



Σχήμα 1.7



Σχήμα 1.8



Η απόσταση των ήλων κατά κανόνα είναι συμμετρική και θα πρέπει να ευρίσκονται μεταξύ ορισμένων ορίων, επίσης στις συνδέσεις με ήλωση θα πρέπει να χρησιμοποιούμε τουλάχιστον δύο ήλους. Οι ήλοι δεν πρέπει να υφίστανται σε εφελκυσμό, εκτός από τα προβλεπόμενα όρια, γιατί τότε η σύνδεση δεν θα μπορέσει να ανταπεξέλθει στην ανάληψη φορτίων.

1.6.3 Κοχλιώσεις

Στις μεταλλικές κατασκευές οι συνδέσεις γίνονται μέσω ηλώσεων και κοχλιώσεων. Οι κοχλιώσεις γίνονται σε περιπτώσεις όπως είναι π.χ. η παραλαβή μεγάλων τάσεων εφελκυσμού του κορμού, σύνδεση τεμαχίων στα οποία θα πρέπει να αποφεύγονται οι κρούσεις κατά την ήλωση, όταν δεν είναι δυνατή η εργασία της ηλώσεως λόγω περιορισμένου χώρου κ.λ.π..

Οι κοχλίες διακρίνονται σε

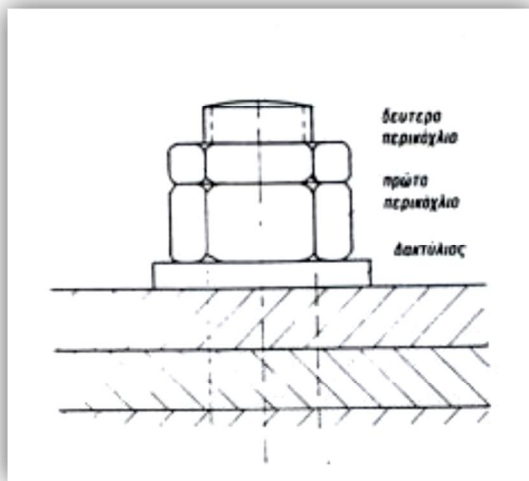
- Κανονικούς
- Προεντεταμένους

Οι κανονικοί κοχλίες διακρίνονται στους συνήθεις και στους εφαρμοσμένους.

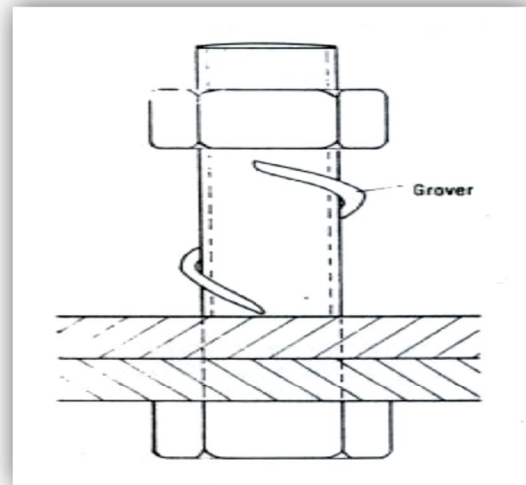
Χαρακτηριστικό των *συνήθων κοχλιών* είναι ότι η διάμετρος τους είναι κατά 1mm μικρότερη της οπής. Η διαφορά αυτή επιτρέπει, όπως η σύνδεση παρουσιάζει, μία κινητικότητα, η οποία τελικά εξουδετερώνεται από την τριβή, η οποία αναπτύσσεται στις επιφάνειες επαφής των μεταλλικών στοιχείων της συνδέσεως.

Όταν η σύνδεση υποβάλλεται σε κραδασμούς, είναι δυνατή η χαλάρωσή της, και αυτό οφείλεται στη δημιουργία ελαστικών παραμορφώσεων κατά την επαφή των σπειρωμάτων. Για να αποφύγουμε την χαλάρωση αυτή επιδιώκουμε την ακινητοποίηση του περικοχλίου με τη χρήση δευτέρου περικοχλίου (κόντρα παξιμάδι ή κοντραβίδι), το οποίο βιδώνεται εξωτερικά του πρώτου όπως παρατηρούμε στο Σχήμα 1.9. Οι συνδέσεις που δέχονται σημαντικούς κραδασμούς τοποθετούμε μεταξύ περικοχλίου και ελάσματος ειδικούς συνδέσμους ελατηρίου (ροδέλα Grover) όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.9, με σκοπό την απορρόφηση της ενέργειας των κραδασμών, έτσι ώστε να αποφεύγεται η χαλάρωση της σύνδεσης από τους κραδασμούς .

Σχήμα 1.9

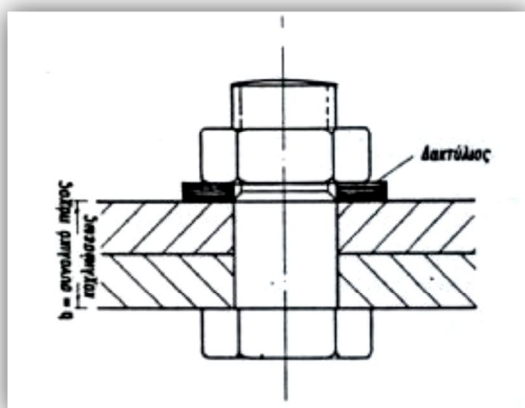


Σχήμα 1.10

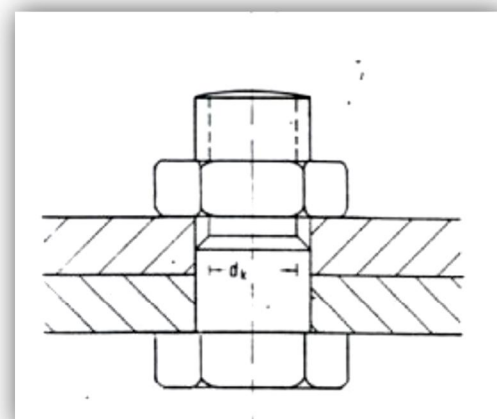


Επίσης κατά την κοχλίωση θα πρέπει ολόκληρο το σπείρωμα των κοχλιών να βρίσκεται εκτός του συνολικού πάχους των προς σύνδεση ελασμάτων, ώστε κατά την μεταφορά μέσω του κορμού, των διατμητικών δυνάμεων, στην ανάληψη των τελευταίων, να μετέχει η επιφάνεια του κορμού και όχι του πυρήνα. Γι' αυτό το λόγο παρεμβάλλεται μεταξύ περικοχλίου και ελάσματος, δακτύλιος όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.11, ώστε το περικόχλιο να βιδώνεται όλο επί του κορμού. Στην περίπτωση όμως που δεν θα χρησιμοποιηθεί δακτύλιος ή η σύσφιξη δεν είναι τέλεια, ή σε περίπτωση καλής συσφίξεως και μικρού επομένως κοχλία, η ανάληψη των διατμητικών δυνάμεων γίνεται από την επιφάνεια του πυρήνα όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.12.

Σχήμα 1.11



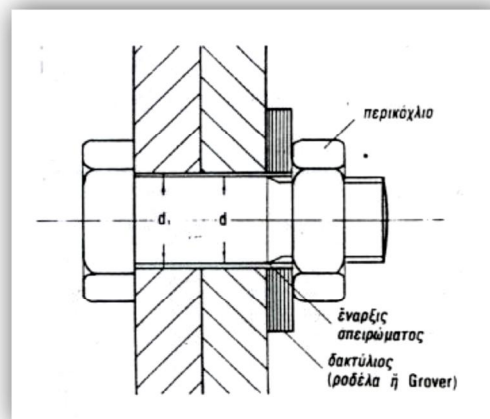
Σχήμα 1.12



Οι εφαρμοσμένοι κοχλίες υφίστανται μία καλύτερη επεξεργασία του κορμού τους (μέσω τόννου). Σκοπός αυτής της επεξεργασίας είναι η πλήρης εφαρμογή του κοχλία στην οπή, δηλαδή η διάμετρος του κορμού του κοχλία είναι η ίδια με την διάμετρο της οπής. Να σημειωθεί ότι και στους συνήθεις και στους εφαρμοσμένους κοχλίες, το σπείρωμα δεν επεκτείνεται εντός των συνδεομένων ελασμάτων όπως βλέπουμε στο Σχήμα 1.13, αλλά αρχίζει μετά ή λίγο πριν από την έξοδο του κοχλία από τα ελάσματα. Εκεί απαιτείται άλλωστε, για να κοχλιωθεί με το περικόχλιο, το οποίο είναι ελικωμένο εσωτερικά.

Οι εφαρμοσμένοι κοχλίες συνήθως χρησιμοποιούνται στην γεφυροποιία, ενώ στα δομικά έργα χρησιμοποιούνται συνήθως συνήθεις κοχλίες.

Σχήμα 1.13



1.7 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

1.7.1 Καταπόνηση ράβδων σε εφελκυσμό ή θλίψη

Κάθε ράβδος μπορεί να αναλάβει μόνο αξονική φόρτιση, η οποία ενδέχεται να είναι εφελκυστική ή θλιπτική άρα δεν υποβάλλεται σε καμπτικές ροπές. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η αντοχή εφελκυσμένης ράβδου εξαρτάται από το εμβαδόν της διατομής, το οποίο πρέπει να είναι επαρκές για να αντέχει την αναπτυσσόμενη τάση. Ενώ η αντοχή θλιβόμενης ράβδου εξαρτάται από την ροπή αδράνειας η οποία προσδίδει μεγαλύτερη αντοχή σε λυγισμό. Γι' αυτό επιλέγουμε διατομές με μεγάλη ροπή αδράνειας και να είναι συμμετρικές ως προς τους κύριους άξονες αδράνειας για να αποφεύγονται φαινόμενα στρέβλωσης της διατομής.

Όταν η ράβδος συνδέεται και με άλλα μέλη της κατασκευής και η σύνδεση γίνεται με ήλους ή κοχλίες, τότε κατά τον έλεγχο της αντοχής θα πρέπει να γνωρίζουμε ότι για εφελκυσμένες ράβδους από την συνολική διατομή της ράβδου αφαιρείται η διατομή των οπών που υπάρχουν στην κρίσιμη τομή θραύσεως, θα πρέπει να σημειωθεί ότι γίνεται εξαίρεση στην περίπτωση των προεντεταμένων κοχλιών. Ενώ για τις θλιβόμενες ράβδους υπεισέρχεται η πλήρης διατομή, και αυτό γιατί μεταβιβάζονται τάσεις δια των οπών οι οποίες πληρούνται με τον κορμό των ήλων ή κοχλιών.

Ο υπολογισμός σε εφελκυσμό είναι πιο απλός, ενώ ο υπολογισμός σε θλίψη είναι περισσότερο περίπλοκος επειδή απαιτεί τον έλεγχο της ράβδου σε λυγισμό.

1.7.2 Λυγισμός ράβδων

Είναι το φαινόμενο κατά το οποίο μια λεπτή ελαστική ράβδος με ευθύγραμμο άξονα που υποβάλλεται σε κεντρική θλίψη συνεχώς αυξανόμενης έντασης μεταπίπτει μετά από κάποια οριακή φόρτιση σε κατάσταση ασταθούς ισορροπίας. Σε αυτή την κατάσταση με την επίδραση μιας ελάχιστης αιτίας παρουσιάζει μεγάλο βέλος κάμψης και ξεφεύγει από την ευθύγραμμη μορφή χωρίς να επανέρχεται μετά την αποφόρτιση.

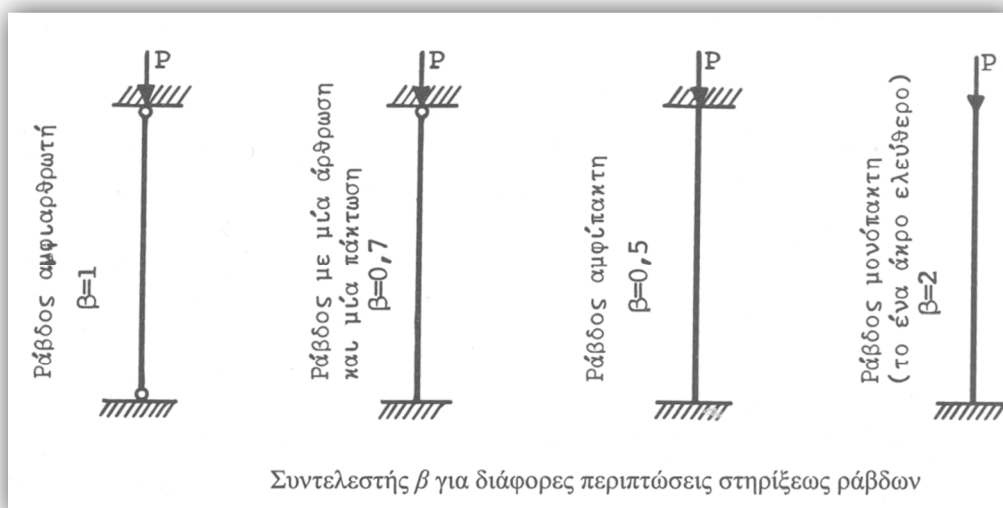
Μόλις η ράβδος ξεφύγει από την ευθύγραμμη κατάσταση το φορτίο αρχίζει πλέον να ασκείται έκκεντρα και έχουμε ανάπτυξη ροπών κάμψης. Ονομάζουμε κρίσιμο φορτίο λυγισμού εκείνο το φορτίο που θέτει ένα σαφές διαχωριστικό όριο μεταξύ των καταστάσεων ευσταθούς και ασταθούς ισορροπίας. Γενικά το φαινόμενο επηρεάζεται από τέσσερις βασικούς παράγοντες:

1. Θλιπτικό φορτίο.
2. Ελαστικές ιδιότητες του δοκιμίου.
3. Σχήμα εγκάρσιας διατομής.
4. Τρόπος στήριξης του δοκιμίου.

Η στήριξη μπορεί να είναι όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.13:

- Αμφιαρθρωτή (η πιο συνηθισμένη).
- Αμφίπακτη.
- Μονόπακτη.
- Μία πάκτωση και μία άρθρωση.

Σχήμα 1.14



Για την διευκόλυνση της επιλογής της διατομής οι Γερμανικοί κανονισμοί (DIN 4114) δίνουν δύο μεθόδους υπολογισμού θλιβόμενων ράβδων:

- α) Με το συντελεστή διατομής Z
 β) με τον κατ' εκτίμηση συντελεστή λυγισμού ω'

Ο Συντελεστής διατομής Z ($Z = \frac{F^2}{J} = \frac{F}{i^2}$) είναι συνάρτηση μόνο των στοιχείων διατομής. Για τον υπολογισμό του Z παίρνουμε την ελάχιστη των ακτίνων αδράνειας της διατομής. Όσο μικρότερος είναι ο συντελεστής Z τόσο καλύτερα χρησιμοποιείται η ράβδος σε λυγισμό. Οι κατά προσέγγιση τιμές του συντελεστή για διάφορες διατομές φαίνονται στο Πίνακα 8 του παραρτήματος. Αμέσως μετά υπολογίζουμε τον συντελεστή ράβδου ζ με τη βοήθεια των μεγεθών:

- S η μέγιστη δύναμη θλίψεως,
- s_k ιδεατό μήκος λυγισμού της ράβδου,
- s_{ep} επιτρεπόμενη τάση για υπολογισμό σε θλίψη,

οπότε από τον Πίνακα 9 του παραρτήματος παίρνουμε τον αντίστοιχο συντελεστή λυγισμού ω . Η απαιτούμενη επιφάνεια της διατομής είναι:

$$F = \omega * \frac{S}{s_{ep}}$$

Για ίδιες γεωμετρικές διατομές ο συντελεστής διατομής Z έχει σταθερή τιμή, ανεξαρτήτως του μεγέθους της επιφάνειας και εξαρτάται μόνο από την μορφή της διατομής. Για τα συνήθη των μεταλλικών κατασκευών (π.χ. τα διαδοχικά κατά μέγεθος ελάσματα μιας μορφής όπως I, IPE, IPB, κ.τ.λ). Επειδή λοιπόν δεν υπάρχει ακριβής γεωμετρική ομοιότητα η παραπάνω μέθοδος θεωρείται μόνο ως κατά προσέγγιση μέθοδος της οποίας η χρησιμότητα εξαρτάται από τον ακριβή υπολογισμό του συντελεστή διατομής.

Επίσης αντί να προβούμε στον υπολογισμό του συντελεστή διατομής Z μπορούμε να λάβουμε τον **κατ' εκτίμηση συντελεστή λυγισμού ω'** (είναι φυσικά σκόπιμο η τιμή ω' να είναι όσο το δυνατόν πλησιέστερη στη πραγματική τιμή ω) και βάσει αυτής να υπολογίζουμε την απαιτούμενη επιφάνεια:

$$F' = \omega' * \frac{S}{s_{ep}}$$

Οπότε υπολογίζουμε τον συντελεστή ράβδου (ζ) παίρνοντας την ακτίνα αδράνειας της διατομής i' από τους πίνακες διατομών.

$$z = \frac{S}{i'} * \sqrt{w'}$$

Στη συνέχεια από τον Πίνακα 9 του παραρτήματος βάσει της τιμής του ζ , βρίσκουμε την τιμή ω . Εάν αυτή διαφέρει πολύ από την κατ' εκτίμηση τιμή ω' παίρνουμε ως νέα κατ' εκτίμηση τιμή ω' , υπολογίζεται η διατομή F' , το αντίστοιχο ζ και ως εκ' τούτου το νέο ω . Εάν δεν διαφέρει πολύ υπολογίζουμε την επιφάνεια με τον παρακάτω τύπο

$$F = \omega * \frac{S}{s_{ep}}$$

Η μέθοδος αυτή στηρίζεται στη παρατήρηση ότι για ίδιες γεωμετρικές διατομές η τιμή του $z = I * \sqrt{w}$ είναι ανεξάρτητη της τιμής του εμβαδού διατομής F .

Πρέπει να τονίσουμε ότι και με τις δύο παραπάνω μεθόδους μετά τον καθορισμό της διατομής πρέπει απαραίτητως να γίνεται ο κανονικός έλεγχος:

$$w^* \frac{S}{F} \leq S_{ep}$$

1.8 ΕΠΙΣΤΕΓΑΣΜΑ

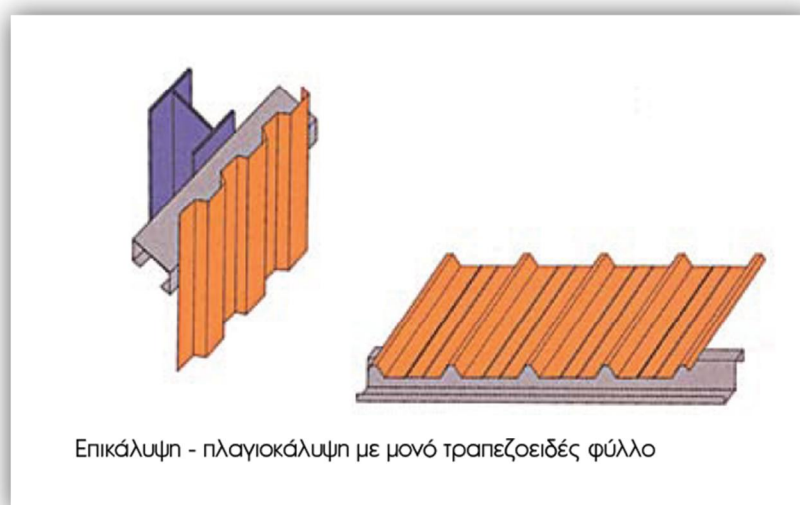
Επικάλυψη στέγης ή επιστέγασμα είναι το εξωτερικό τμήμα της στέγης που είναι σε άμεση επαφή με το εξωτερικό περιβάλλον και δέχεται τις επιδράσεις αυτού. Η επιλογή του επιστεγάσματος είναι σημαντική γι' αυτό θα πρέπει να έχουμε υπ' όψιν μας κάποιες ιδιότητες, όπως η ποιότητα, η μονωτική ικανότητα, η δυνατότητα να αντέχει την προβλεπόμενη φόρτιση σύμφωνα με τη μελέτη, να είναι όσο το δυνατόν ελαφρύ διότι το βάρος του επιστεγάσματος επηρεάζει καθώς και τη δαπάνη της υπόλοιπης κατασκευής.

Τα πιο συνηθισμένα επιστεγάσματα μιας μεταλλικής στέγης είναι τα panel, ο τεγοχάρτης, τα κεραμίδια, κ.α.

Τα panel τα οποία θα χρησιμοποιήσουμε και εμείς στην μεταλλική κατασκευή είναι μια ελαφριά και φτηνή κατασκευή αφενός διότι έχει μικρό βάρος, αφετέρου διότι δεν απαιτεί την ύπαρξη σανιδώματος για να εδραστεί. Έτσι, μπορούν να πραγματοποιηθούν μικρότερες διαστάσεις ζευκτού και τεγίδων και η έδραση γίνεται από τεγίδα σε τεγίδα.

Τα μεταλλικά φύλλα διακρίνονται σε κουμπωτά, σε κυματοειδή, σε συρταρωτά και σε τραπεζοειδή όπως βλέπουμε στο παρακάτω Σχήμα 1.15.

Σχήμα 1.15



1.9 ΤΕΓΙΔΕΣ

Οι τεγίδες σε μια κατασκευή χρησιμοποιούνται για την μεταφορά των δράσεων από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς. Δηλαδή είναι η μεταβίβαση του ίδιου βάρους της επικάλυψης της στέγης, καθώς και όλων των φορτίων που δρουν επί της επικάλυψης (χιόνι, άνεμος κλπ), στα ζευκτά.

Το υλικό των τεγίδων για σιδερένιες στέγες είναι συνήθως ο χάλυβας και πολύ σπάνια το ξύλο.

Οι αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων κυμαίνονται μεταξύ 1,30m και 4,00m. Η επιλογή της απόστασης κατά του σχεδιασμό εξαρτάται από την αντοχή και τη δυσκαμψία των φύλλων επικάλυψης, τη μόρφωση των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, το χρησιμοποιούμενο τύπο διατομής για τις τεγίδες και φυσικά το μέγεθος των δράσεων.

1.9.1 Η μόρφωση των τεγίδων

Οι τεγίδες υπόκεινται σε κάμψη και μπορούν να σχεδιαστούν με ελατές ή με εν ψυχρώ διαμορφωμένες διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι υψίκορμες δοκοί διατομής I της σειράς IPE οι οποίες είναι ικανές να παραλάβουν μεγάλες ροπές κατά τον άξονα x-x και να εξασφαλίσουν περιορισμένο βέλος κάμψης.

Όταν έχουμε στέγη με μεγάλη κλίση ή μεγάλη οριζόντια φόρτιση της τεγίδας μπορούν αντί των IPE, να χρησιμοποιηθούν πλατύπελμες διατομές I της σειράς (συνήθως) HEA που μπορούν να παραλάβουν την κάμψη και ως προς τους δύο άξονες. Οι πλατύπελμες διατομές έχοντας μεγαλύτερη ροπής αντίστασης κατά y-y (Wy) μπορούν να αναλάβουν μεγαλύτερα φορτία, παράλληλα προς τη διεύθυνση της κλίσης. Χρησιμοποιώντας όμως πλατύπελμες διατομές περιορίζεται αντίστοιχα και το ύψος αυτών, συνεπώς και η ροπή αντίστασης κατά y-y.

Επίσης, μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε διατομές από τη σειρά HEB όταν ορισμένες τεγίδες χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία αντιανέμιων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης. Ακόμα μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε διατομές U, παρά τα μειονεκτήματα αντοχής της ασύμμετρης διατομής, διότι το μεγαλύτερο σχετικά (με των IPE) πλάτος πέλματος της διατομής επιτρέπει πιο εύκολη σύνδεση με το άνω πέλμα του ζευκτού.

1.9.2 Στατική μορφή των τεγίδων

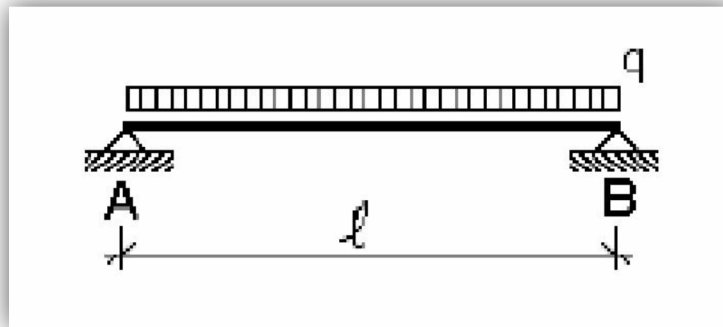
Οι τεγίδες μπορεί να υπολογίζονται και να κατασκευάζονται:

- ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων
- ως συνεχείς δοκοί είτε επί δυο συνεχών διαδοχικών ανοιγμάτων, είτε η συνέχεια να καταλαμβάνει μεγάλο μέρος ή και ολόκληρο το μήκος της στέγης.

- ως συνεχείς δοκοί με αρθρώσεις - δοκοί Gerber
- ως αμφιέρειστα δικτυώματα

Οι αμφιέρειστες δοκοί είναι η απλούστερη στατική μορφή, γιατί τα αμφιέρειστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση.

Σχήμα 1.16

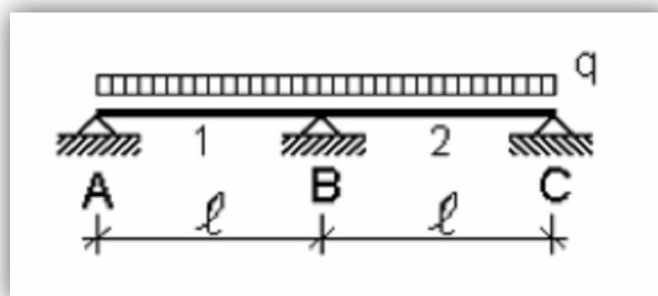


Για δεδομένα όμως φορτία σχεδιασμού καταπονούνται, συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές, από μεγάλες ροπές κάμψης και παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις. Επομένως είναι αναγκαίο να δημιουργηθούν μεγαλύτερες διατομές και έτσι καθίστανται αντισοικονομικές.

Η στατική αυτή μορφή μπορεί να εφαρμόζεται για μικρές αποστάσεις ζευκτών ή σε ειδικές περιπτώσεις όπως σε στέγη τεθλασμένης μορφής.

Οι τεγίδες μπορούν να κατασκευαστούν όπως έχουμε ήδη προαναφέρει ως συνεχείς δοκοί, η διάταξη αυτή εφαρμόζεται συνήθως για ίσα ανοίγματα και ομοιόμορφη καθολική φόρτιση σε όλα τα ανοίγματα όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.16. Η επιλογή αυτής της διάταξης είναι συχνότερη επειδή είναι η οικονομικότερη λύση για ανοίγματα μέχρι 8 ή 10m.

Σχήμα 1.17

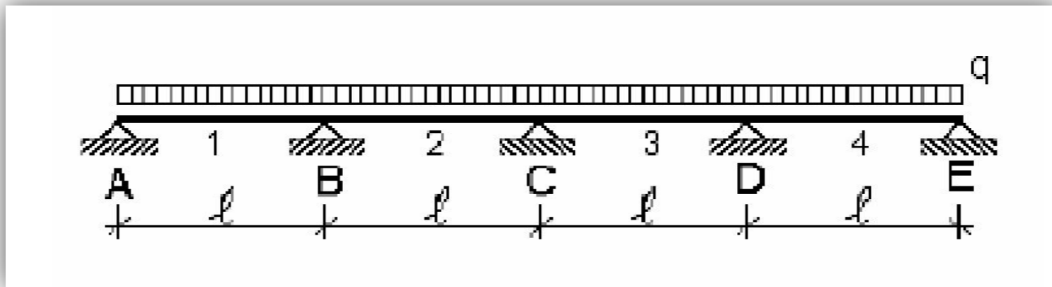


Οι συνεχείς τεγίδες επί δύο διαδοχικών ανοιγμάτων όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.17 μπορούν να κατασκευαστούν από ράβδους που έχουν εξαρχής το μήκος που επιθυμούμε και έτσι να μην χρειάζεται κάποια ιδιαίτερη επεξεργασία για τη δημιουργία μιας ράβδους συγκεκριμένου μήκους.

Η καμπτική ροπή στην ενδιάμεση στήριξη είναι όση και σε ένα αμφιέρειστο στοιχείο, αλλά οι παραμορφώσεις είναι κατά πολύ μειωμένες. Η συνεχής τεγίδα επί πολλών ανοιγμάτων q όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.18 έχει ευνοϊκή κατανομή των

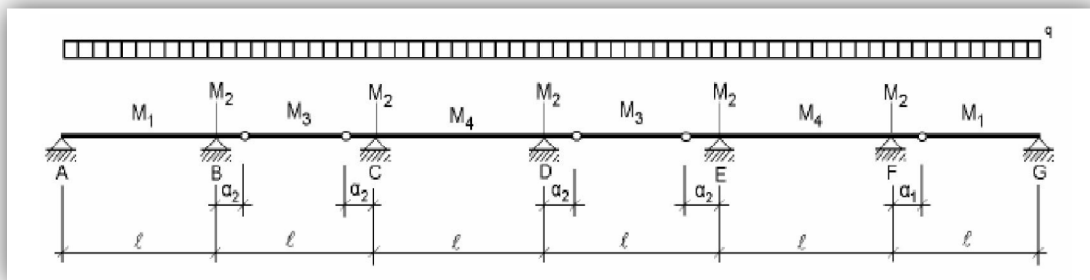
καμπτικών ροπών κατά το μήκος της και μικρές παραμορφώσεις, απαιτεί όμως συνδέσεις αποκατάστασης σε πολλές ενδιάμεσες θέσεις.

Σχήμα 1.18



Οι συνεχείς τεγίδες με αρθρώσεις είναι ένας από τους πολύ συνηθισμένους τύπους τεγίδας, όταν χρησιμοποιούμε ελατές διατομές, είναι οι συνεχείς τεγίδες με αρθρώσεις (δοκοί Gerber). Στις συνεχείς τεγίδες διαμορφώνονται κατά μήκος του τόσες αρθρώσεις, ώστε η δοκός να γίνει ισοστατική.

Σχήμα 1.19



Οι θέσεις των αρθρώσεων των δοκών Gerber όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.19 επιλέγονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε αρχικά να παρουσιάζονται όσο το δυνατό μικρότερες ροπές κάμψης ανοιγμάτων και στηρίξεων, ώστε για την παραλαβή τους να απαιτείται μικρή ροπή αντίστασης της διατομής και συνεπώς μικρότερη και κατ' επέκταση οικονομικότερη διατομή. Οπότε επιτυγχάνονται όσο το δυνατόν ίσα βέλη κάμψης σε κατασκευές στις οποίες η εξίσωση των βελών αποτελεί παράγοντα καλύτερης αισθητικής εμφάνισης, καλύτερης λειτουργίας και εκμετάλλευσης του φορέα.

Οι θέσεις των αρθρώσεων των δοκών Gerber επιλέγονται έτσι ώστε να μπορούν να εξασφαλίσουν μια βέλτιστη κατανομή των καμπτικών ροπών ως προς τον κύριο άξονα αδράνειας της διατομής (ίσες ροπές ανοιγμάτων και στηρίξεων), επίσης να επιτευχθούν όσο το δυνατόν μικρότερες ροπές ανοιγμάτων και στηρίξεων, ώστε για την παραλαβή τους να απαιτείται μικρή ροπή αντίστασης της διατομής και συνεπώς μικρότερη και κατ' επέκταση οικονομικότερη διατομή. Τέλος επιδιώκεται όσο το δυνατόν η δημιουργία ίσων βελών κάμψης, σε κατασκευές στις οποίες η εξίσωση των βελών αποτελεί καλύτερη λειτουργικότητα και εκμετάλλευση του έργου.

Η συμπεριφορά των τεγίδων είναι ιδιαίτερα περίπλοκη και γι αυτό έχουν αναπτυχθεί διάφορα μοντέλα σχεδιασμού. Οι μηχανισμοί παραμόρφωσης είναι δυο:

- Η κάμψη περί τον ισχυρό άξονα της διατομής
- Η στρέψη

Η συμβολή της επικάλυψης:

Τα φύλλα επικάλυψης λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας τους και υπό την προϋπόθεση ότι είναι επαρκώς στερεωμένα επί των τεγίδων, προσφέρουν συνεχή στήριξη στο άνω πέλμα και εμποδίζουν τις πλευρικές παραμορφώσεις. Επίσης, δεσμεύεται μερικώς και η ελευθερία στροφής των τεγίδων, λόγω της δυσκαμψίας των φύλλων επικάλυψης για παραμορφώσεις εκτός του επιπέδου τους.

Εάν θεωρήσουμε ότι η επικάλυψη μπορεί να μεταφέρει δυνάμεις στο επίπεδο της τότε η κατασκευή και ειδικότερα οι τεγίδες, αποκτούν μεγαλύτερη ακαμψία, πράγμα το οποίο είναι επιθυμητό.

Οι δυνάμεις, οι οποίες πριν θεωρούνταν ότι ενεργούσαν κατευθείαν πάνω στις τεγίδες, πρέπει τώρα να μεταφερθούν από την επικάλυψη στις τεγίδες, επομένως θα πρέπει να γίνει και έλεγχος των κοχλιών επικάλυψης, και να γίνει έλεγχος των εδράσεων και των κοχλιών των εδράσεων των τεγίδων.

Άρα, όταν τα φύλλα επικάλυψης είναι σταθερά και πυκνά συνδεδεμένα στις τεγίδες, μπορούμε να θεωρήσουμε ότι έχουμε εξασφαλίσει μια πλήρη πλευρική σταθερότητα στο άνω πέλμα τους. Η αντίσταση των φύλλων σε περίπτωση στροφής της διατομής προσομοιώνεται με στροφικό ελατήριο. Η σταθερά του στροφικού ελατηρίου προσδιορίζεται με βάση τη δυσκαμψία του φύλλου και τα δεδομένα του τρόπου σύνδεσης επί της τεγίδας.

Η σταθερά του στροφικού ελατηρίου, επηρεάζεται και από την παραμορφωσιμότητα της διατομής, όταν χρησιμοποιούνται τεγίδες ψυχρής έλασης, λόγω του μικρού πάχους των στοιχείων της, κατά την άσκηση πάνω σε αυτήν τόσο φορτίων πίεσης όσο και φορτίων αναρρόφησης.

Ο έλεγχος επάρκειας των διατομών των εν ψυχρώ διμορφωμένων τεγίδων γίνεται μέσω του προσδιορισμού του ενεργού τμήματος της διατομής, διαφορετικού για κάθε τύπο καταπόνησης (κάμψη περί τον ένα ή τον άλλο άξονα, θλίψη κ.λ.π.)

2. ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΣΤΕΓΗΣ

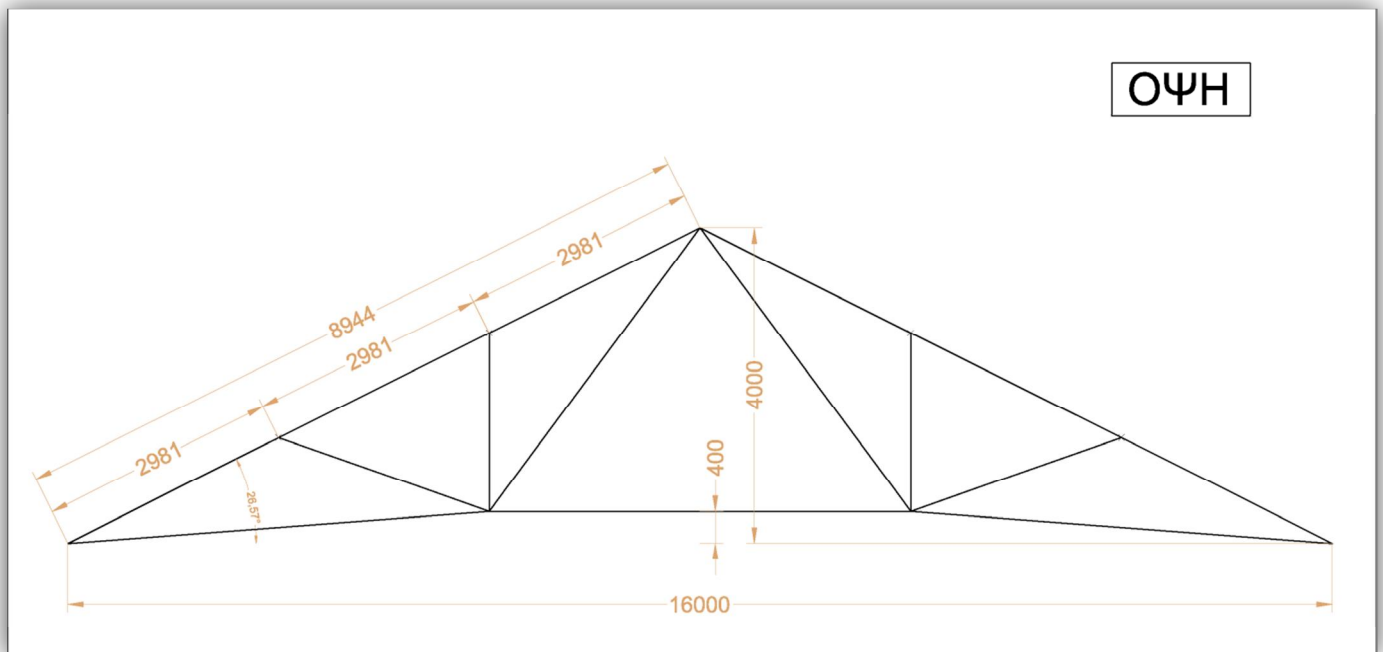
2.1 ΓΕΝΙΚΑ.

Η παρούσα μελέτη αφορά ανάλυση μεταλλικής στέγης βιομηχανικού κτηρίου (Σχήμα 2.1 και 2.2). Θα έχει πλάτος 16m και μήκος 32m και θα στηρίζεται σε τοίχο ύψους 6m. Ως μεταλλικό υλικό για την κατασκευή θα χρησιμοποιηθεί χάλυβας St 37. Στην μελέτη θα χρησιμοποιήσουμε του Γερμανικούς κανονισμούς κατά DIN 1050.

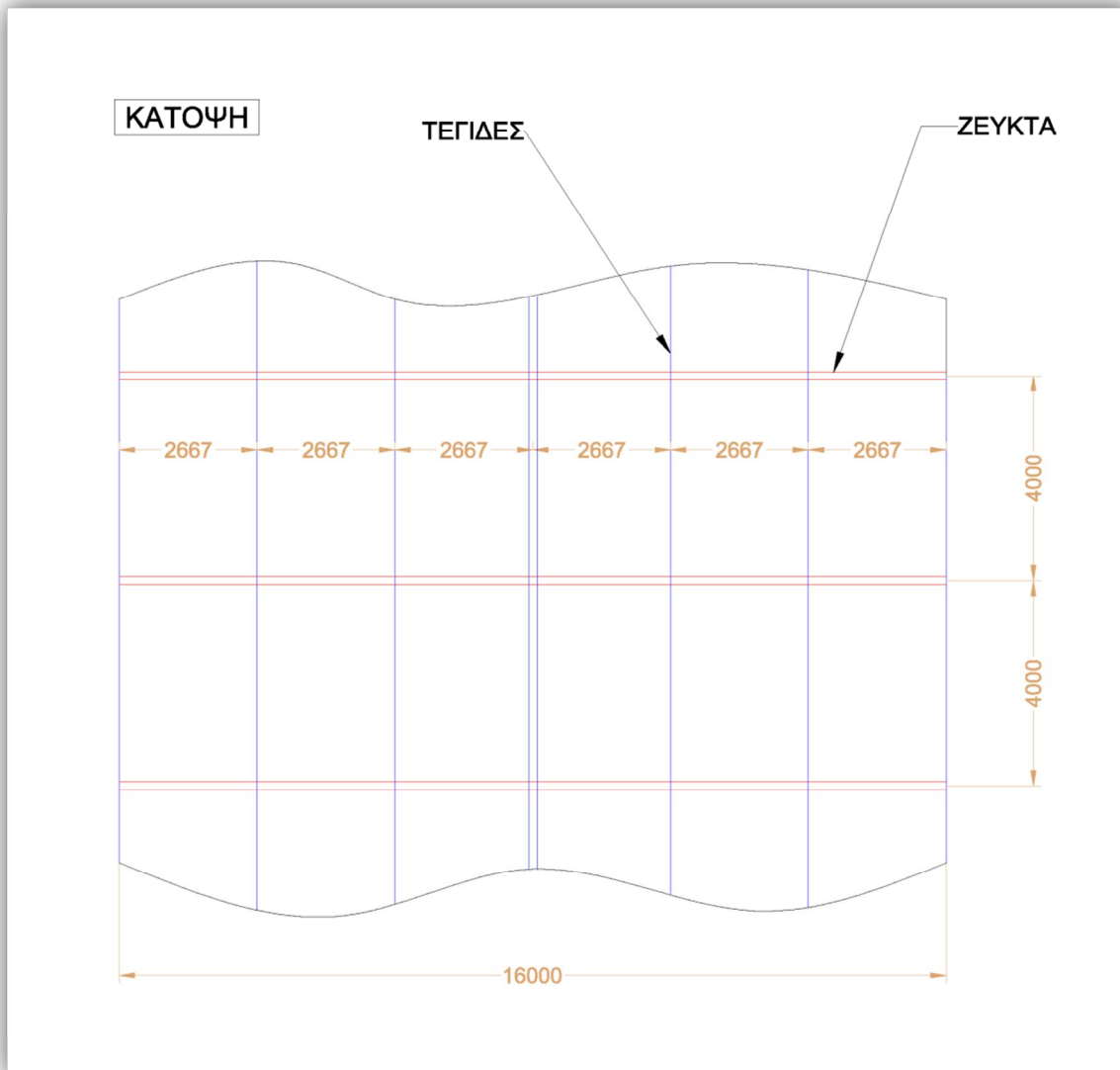
2.2 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΣΤΕΓΗΣ

Το δικτύωμα της στέγης διαμορφώνεται όπως δείχνουν τα Σχήματα 2.1 και 2.2.

Σχήμα 2.1



Σχήμα 2.2

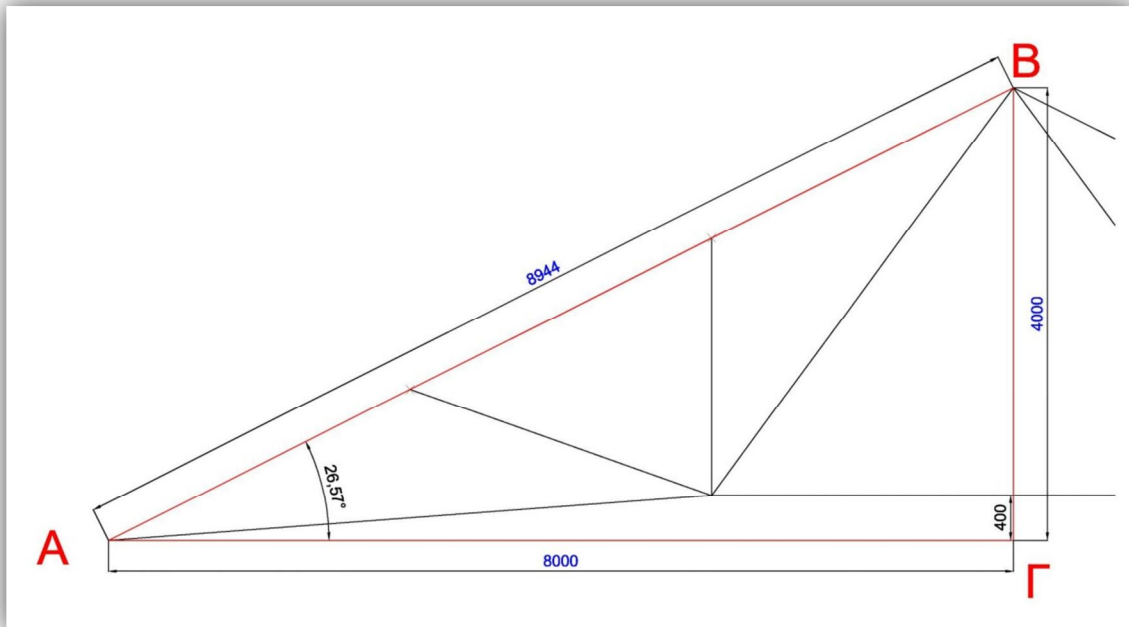


Διάφορα στοιχεία απαραίτητα για τους υπολογισμούς είναι τα εξής:

- Η μορφή του δικτυώματος είναι η περίπτωση 4 του Πίνακα 1 του παραρτήματος.
- Το ύψος του ζευκτού με βάση τον Πίνακα 1 του παραρτήματος είναι $h=0,25 \cdot l=0,25 \cdot 16=4\text{m}$.
- Τα ζευκτά διατάσσονται με απόσταση $l=4\text{m}$.
- Η οριζόντια απόσταση των τεγίδων είναι $t = 16 / 6 = 2,66\overline{6} = 2,667\text{m}$. Κατά κανόνα οι τεγίδες τοποθετούνται στους κόμβους. Άρα η απόσταση μεταξύ τους ισούται με την απόσταση των κόμβων του ζευκτού που συνήθως κυμαίνεται μεταξύ 2 και 4 μέτρων εξαρτάται όμως από τη μορφή του και τον τύπο του επιστεγάσματος.

- Η υπό κλίση απόσταση των τεγίδων υπολογίζεται από το τρίγωνο ABΓ όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3.

Σχήμα 2.3



$$(AB) = \sqrt{(BΓ)^2 + (AΓ)^2} = \sqrt{4^2 + 8^2} = \sqrt{16 + 64} = \sqrt{80} = 8,944m$$

Άρα η υπό κλίση απόσταση των τεγίδων εφόσον έχουμε 3 θα είναι

$$t' = \frac{(AB)}{3} = \frac{8,944m}{3} = 2,981m$$

2.3 ΕΠΙΣΤΕΓΑΣΜΑ

Η επικάλυψη του κτιρίου θα γίνει με χρήση θερμομονωτικών πάνελ πολουρεθάνης (Panel Arclad R1000), της εταιρίας Kontitherm Panels.

Επιλέγουμε για πάχος Panel 50mm που πληρεί τις προϋποθέσεις κτιριοδομικού κανονισμού όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.1 που ακολουθεί:

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1 ΕΠΙΛΟΓΗ ΠΑΧΟΥΣ ΤΩΝ PANELS

ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ	ΠΑΧΟΣ (mm)	ΒΑΡΟΣ (Κρ/μ ²)			ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΘΕΡΜΟΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑΣ K (W/m ² K)
		0.50/0.50	0.60/0.50	0.60/0.60	
• Ψευδοροφές: Ελάχιστη απαίτηση	30	10.79	11.79	12.65	0.60
• Αθλητικές εγκαταστάσεις	40	11.19	12.19	13.05	0.46
• Απαίτηση Κτιριοδομικού Κανονισμού	50	11.59	12.59	13.45	0.37
• Κλιματιζόμενες βιομηχανικές εγκαταστάσεις	60	11.99	12.99	13.85	0.31
• Χώροι ελεγχόμενης θερμοκρασίας ± °C	80	12.79	13.79	14.65	0.24
• Ψυγεία συντήρησης -10 °C	100	13.59	14.59	15.45	0.19

Επίσης επιλέγουμε η πάνω και κάτω λαμαρίνα του Panel να είναι 0,50mm οπότε βάση του παραπάνω Πίνακα 2.1 προκύπτει βάρος 11,59 Κρ/μ²

2.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΤΕΓΙΔΩΝ ΣΤΕΓΗΣ

2.4.1 Φορτία υπολογισμού

2.4.1.1 Ίδιο Βάρος Στέγης

Βάρος επιστεγάσματος (Panel):

$$g_d = 11,59 \text{Κρ} / \text{m}^2$$

Επιλέγουμε φορτίο 200 Κρ/μ² μια μέση τιμή για συνήθεις τεγίδες από Πίνακα 2 του παραρτήματος, επίσης έχουμε απόσταση ζευκτών 4m, και για οριζόντια απόσταση των τεγίδων 2,67m (επιλέγουμε την πλησιέστερη 2,50 m) προκύπτει:

$$\text{Ίδιο βάρος τεγίδων: } g_p = 8,5 \text{Κρ} / \text{m}^2$$

Άρα το ίδιο βάρος ανά μεσοτεγίδα δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$g = g_d * t' + g_p * t = 11,59 \text{Kp/m}^2 * 2,981 \text{m} + 8,5 \text{Kp/m}^2 * 2,667 \text{m} = 34,55 + 22,67 = 57,22 \text{Kp/m}$$

Όπου $t' = 2,981 \text{m}$ η υπό κλίση απόσταση των τεγίδων και $t = 2,667 \text{m}$ η οριζόντια απόσταση αυτών.

2.4.1.1 Φόρτιση Χιονιού

Από τον Πίνακα 2.2 που δίνεται στους κανονισμούς έχουμε ενδεικτικές τιμές για διάφορες κλίσεις των στεγών, όμως επειδή προκύπτουν ενδιάμεσες τιμές χρησιμοποιούμε την γραμμική παρεμβολή.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.2

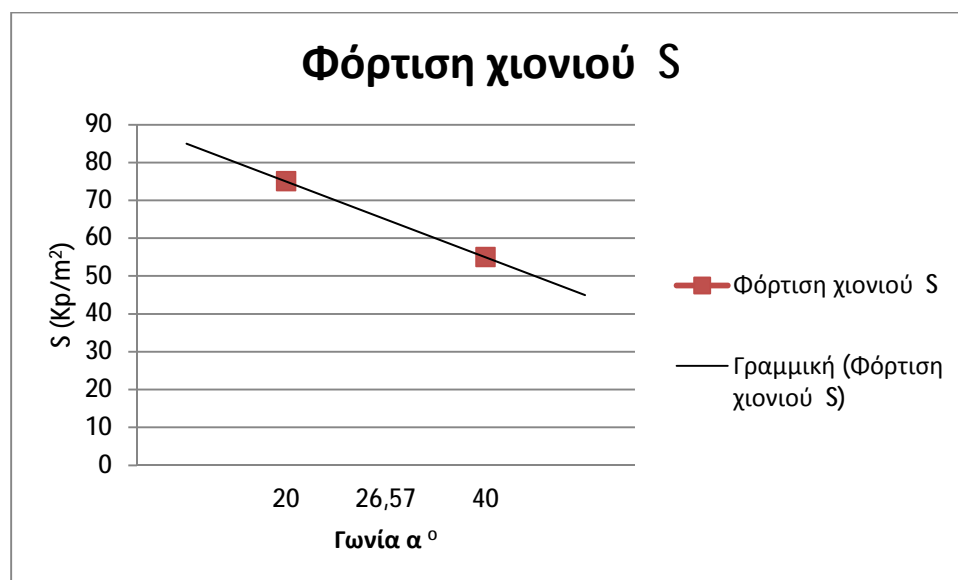
Γωνία α	Μοίρες	0	20	40	60	>60
Φόρτιση χιονιού S	(Kp/m ²)	75	75	55	35	0

Η κλίση της στέγης που μελετάμε είναι:

$$ej a = \frac{(B\Gamma)}{(\Gamma A)} = \frac{4}{8} = 0,5$$

Επομένως η γωνία είναι:

$$a = 26,57^\circ$$



Ο γενικός τύπος της γραμμικής παρεμβολής είναι:

$$y = y_0 + \frac{(x - x_0) * (y_1 - y_0)}{(x_1 - x_0)}$$

Με τις τιμές από το παραπάνω γράφημα είναι:

$$y = y_0 + \frac{(x - x_0) * (y_1 - y_0)}{(x_1 - x_0)} \Leftrightarrow$$

$$y = 75 + \frac{(x - 20) * (55 - 75)}{(40 - 20)} \Leftrightarrow$$

$$y = 75 + \frac{(x - 20) * -20}{20} \Leftrightarrow$$

$$y = 75 + (x - 20) * -1 \Leftrightarrow$$

$$y = 95 - x$$

Άρα για δεδομένη γωνία η φόρτιση s' θα είναι:

$$y = 95 - x \Leftrightarrow$$

$$s' = 95 - a \Leftrightarrow$$

$$s' = 95 - 26,57 \Leftrightarrow$$

$$s' = 68,43$$

$$s' = 68,43 \text{ Kp} / \text{m}^2$$

Άρα το βάρος χιονιού ανά μεσοτεγίδα δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$s = s' * t = 68,43 \text{ Kp} / \text{m}^2 * 2,667 \text{ m} = 182,5 \text{ Kp} / \text{m}$$

2.4.1.1 Φόρτιση Ανέμου

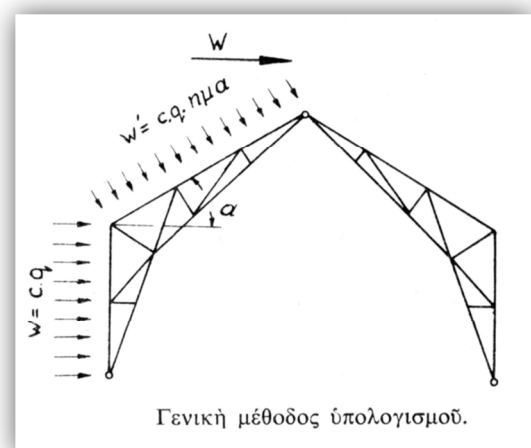
Η φόρτιση του ανέμου εξαρτάται από την μορφή και αποτελείται από την δύναμη πίεσης και υποπίεσης. Για μια επιφάνεια η φόρτιση w είναι πολλαπλάσιο της ειδικής πίεσεως q όπως φαίνεται στον παρακάτω τύπο:

$$w = c * q$$

Για τον υπολογισμό θα εφαρμόσουμε την γενική μέθοδο (Σχήμα 2.4) όπου θεωρείται ότι φορτίζονται μόνο οι επιφάνειες προς την διεύθυνση του ανέμου. Επομένως για γωνία $\alpha = 26,57^\circ$ η πίεση του ανέμου κάθετα στην επιφάνεια της στέγης θα είναι:

$$w' = c * q * h m \alpha$$

Σχήμα 2.4



Ο συντελεστής c παίρνει διάφορες τιμές ανάλογα με το είδος της κατασκευής αν είναι δηλαδή κλειστή ή ανοικτή αν έχει μορφή πύργου κ.α. στην περίπτωση μας όμως για στέγη είναι $c = 1,2$.

Υπολογίζουμε την ειδική πίεση q :

$$q = r * \frac{u^2}{2} = 1,25 \frac{Kp}{m^3} * \frac{(35,8 \frac{m}{sec})^2}{2} = 801,025 \frac{Kp * m}{sec^2} * \frac{1}{m^2} = 801,025 \frac{N}{m^2} ; 80Kp / m^2$$

Όπου $r = 1,25kg / m^3$ η μάζα ενός κυβικού μέτρου αέρα,

$u = 35,8m / s$ η ταχύτητα του ανέμου η οποία προκύπτει από τους κανονισμούς με ύψος κατασκευής $h = 8 - wV - 20m$.

Άρα η πίεση του ανέμου κάθετα στην επιφάνεια της στέγης είναι:

$$w' = c * q * h * m = 1,2 * q * h * m = 1,2 * 80Kp / m^2 * 0,447 = 42,912Kp / m^2$$

Στους κανονισμούς για μεμονωμένα τμήματα της κατασκευής (όπως για παράδειγμα η τεγίδα) οι παραπάνω τιμές πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 1,25. Άρα η φόρτιση ανέμου ανά μεσοτεγίδα δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$w = w' * 1,25 * t' = 42,9Kp / m^2 * 1,25 * 2,981m = 159,856 ; 160Kp / m$$

2.4.1.2 Συγκεντρωμένο Φορτίο

Η συνολική φόρτιση ανά μεσοτεγίδα είναι:

$$(w * s_{una} + s) * l = (160Kp / m * 0,894 + 182,5Kp / m) * 4m = 325,54 * 4 = 1302,16 ; 1302Kp$$

Άρα παρατηρούμε με βάση τους κανονισμούς ότι στη στέγη που εξετάζουμε δεν απαιτείται φόρτιση συγκεντρωμένου φορτίου, εφόσον το φορτίο του χιονιού και του ανέμου είναι μεγαλύτερο από 200Kp.

2.4.2 Μεσοτεγίδες

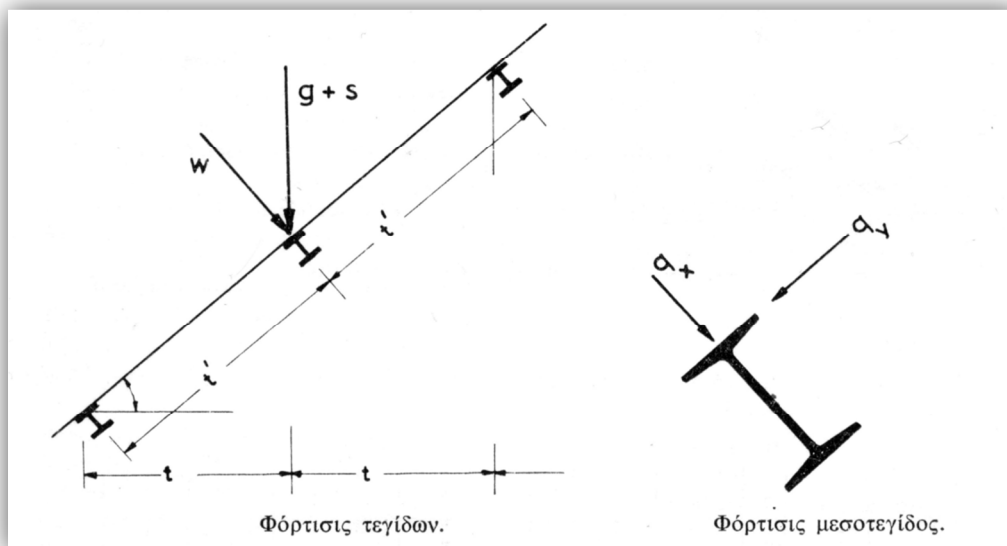
2.4.2.1 Φόρτιση

Ανά μεσοτεγίδα υπάρχει κατακόρυφη φόρτιση του ίδιου βάρους και του χιονιού όπως παρατηρούμε στο παρακάτω Σχήμα 2.5:

$$g + s = 57,22 \text{ Kp} / \text{m} + 182,5 \text{ Kp} / \text{m} = 239,72 \text{ Kp} / \text{m}$$

Κάθετα στην επιφάνεια της στέγης υπάρχει η φόρτιση ανέμου $w = 160 \text{ Kp} / \text{m}$

Σχήμα 2.5



Τα φορτία αυτά θα τα αναλύσουμε κατά τον κάθετο και παράλληλο άξονα προς την επιφάνεια της στέγης q_x και q_y ως εξής:

- Ίδιο βάρος και χιόνι ($g + s$):

$$q_x = (g + s) * \sin \alpha = 239,72 \text{ Kp} / \text{m} * \sin 26,57 = 239,72 * 0,447 = 107,15 \text{ Kp} / \text{m}$$

$$q_y = (g + s) * \cos \alpha = 239,72 \text{ Kp} / \text{m} * \cos 26,57 = 239,72 * 0,894 = 214,31 \text{ Kp} / \text{m}$$

- Φόρτιση ανέμου (w):

$$q_x = w = 160 \text{ Kp} / \text{m}$$

$$q_y = 0 \text{ (ή καλύτερα δεν λαμβάνεται υπόψη γιατί είναι αντίθετη της } q_y = (g + s) * \cos \alpha \text{)}$$

Συνολικό q_x και q_y ανέμου, ίδιου βάρους και χιονιού:

$$q_x = 214,31 \text{ Kp} / \text{m} + 160 \text{ Kp} / \text{m} = 374,31 \text{ Kp} / \text{m}$$

$$q_y = 0Kp/m + 107,15Kp/m = 107,15Kp/m$$

Πρέπει να εξεταστούν σύμφωνα με τους κανονισμούς δυο περιπτώσεις φορτίων:

- Φόρτιση για κύρια φορτία (H) δηλαδή του ιδίου βάρους και του χιονιού
- Φόρτιση κύριων και πρόσθετων φορτίων (HZ) δηλαδή του ιδίου βάρους, του χιονιού και του ανέμου.

2.4.2.2 Μέγιστη ροπή κάμψεως

Ο προσδιορισμός των αναπτυσσόμενων μέγιστων ροπών κάμψεως σε κάθε άνοιγμα της στατικά αόριστης συνεχής δοκού είναι πολύπλοκη, ιδιαίτερα όταν πρόκειται για δοκό με πολλά ανοίγματα. Οι Γερμανικοί κανονισμοί για συνεχείς δοκούς ίσων ανοιγμάτων δίνουν προσεγγιστικούς τύπους υπολογισμού της αντοχής σε κάμψη ανεξάρτητα από τον αριθμό ανοιγμάτων της δοκού.

Οι τεγίδες θεωρούνται αμφιέριστοι δοκοί με ομοιόμορφη φόρτιση q . Επομένως η μέγιστη ροπή κάμψεως (στο μέσο του ανοίγματος) δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\max M = q \frac{l^2}{8} \quad l = l_x = 4m$$

Επειδή οι τεγίδες που θα χρησιμοποιήσουμε είναι υψίκορμοι δοκοί, οι οποίες δεν έχουν υψηλή αντοχή ως προς τον άξονα y , λόγω της μικρής τιμής της ροπής αντοχής W_y , προβλέπεται η τοποθέτηση ελκυστήρων. Η τεγίδα κατά την διεύθυνση y είναι συνεχής δοκός δύο ίσων ανοιγμάτων με ομοιόμορφη φόρτιση q σε όλο το μήκος. Εφόσον έχουμε άνοιγμα $4m$ θα τοποθετηθεί ένα στο μέσο οπότε η μέγιστη ροπή κάμψεως ακραίων ανοιγμάτων θα είναι:

$$\max M = q \frac{l^2}{11} \quad l = l_y = 2m$$

Άρα έχουμε:

$$\begin{aligned} \text{Φόρτιση H: } M_x &= 214,31Kp/m * \frac{(4m)^2}{8} = 428,62Kp * m \\ M_y &= 107,15Kp/m * \frac{(2m)^2}{11} = 38,96Kp * m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Φόρτιση HZ: } M_x &= 374,31Kp/m * \frac{(4m)^2}{8} = 748,62Kp * m \\ M_y &= 107,15Kp/m * \frac{(2m)^2}{11} = 38,96Kp * m \end{aligned}$$

2.4.2.3 Υπολογισμός διατομής

Η απαιτούμενη ροπή αντοχής για λοξή φόρτιση είναι:

$$W_{xap} = \frac{M_x + mM_y}{s_{ep}}$$

Για διατομή I 120 από τον Πίνακα 3 του παραρτήματος έχω:

$$W_x = 54,7cm^3 \quad W_y = 7,41cm^3$$

Οπότε ο λόγος των ροπών αντοχής είναι:

$$m = \frac{W_x}{W_y} = \frac{54,7cm^3}{7,41cm^3} = 7,38$$

Από Πίνακα 4 του παραρτήματος η επιτρεπόμενη τάση για θλίψη από κάμψη υλικού χάλυβα St 37 και περίπτωση φόρτισης H και HZ αντίστοιχα είναι:

$$s_{Hep} = 1400kp / cm^2, \quad s_{HZep} = 1600kp / cm^2$$

Επομένως βρίσκουμε την τιμή της ροπής αντοχής:

$$W_{xap} = \frac{M_x + mM_y}{s_{ep}} = \frac{428,62Kp * m + 7,38 * 38,96Kp * m}{1400Kp / cm^2} * 100 = \frac{716,145}{1400} * 100 = 51,15cm^3$$

Με βάση τον Πίνακα 3 του παραρτήματος επιλέγουμε I120 με

$$W_x = 54,7cm^3 > 51,15cm^3 \quad \text{και} \quad W_y = 7,41cm^3$$

Οπότε υπολογίζουμε τις τάσεις για φορτίσεις H και HZ:

$$s_{Hup} = s_x + s_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{42862Kp * cm}{54,7cm^3} + \frac{3896Kp * cm}{7,41cm^3} = 783,58 + 525,78 = 1309,36Kp / cm^2$$

$$s_{HZup} = s_x + s_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{74862Kp * cm}{54,7cm^3} + \frac{3896Kp * cm}{7,41cm^3} = 1368,59 + 525,78 = 1894,37Kp / cm^2$$

Σύμφωνα με τους κανονισμούς η μέγιστη ακραία τάση λόγω της τοπικής της επενέργειας σε μια γωνία είναι δυνατόν να φτάσει στην τιμή $1,1 * \sigma_{επ}$. Η κατά 10% αύξηση της επιτρεπόμενης τάσεως επιτρέπεται μόνο για δομικά έργα και με την

προϋπόθεση ότι κατά τη μία μόνο διεύθυνση κόπωσης (για κάθε ροπή και πιθανή ορθή δύναμη που μπορεί να υπάρχει) δεν φτάνει το $0,8\sigma_{επ}$.

Άρα ισχύουν τα παρακάτω:

Αν ισχύουν: $\max s_x \leq 0,8s_{ep}$ και $\max s_y \leq 0,8s_{ep}$

Οπότε

Για φόρτιση Η:

$$\max s_x \leq 0,8s_{ep} \Leftrightarrow 783,58Kp / cm^2 < 0,8*1400 = 1120Kp / cm^2$$

$$\max s_y \leq 0,8s_{ep} \Leftrightarrow 525,78Kp / cm^2 < 0,8*1400 = 1120Kp / cm^2$$

Για φόρτιση ΗΖ:

$$\max s_x \leq 0,8s_{ep} \Leftrightarrow 1368,59Kp / cm^2 < 0,8*1600 = 1280Kp / cm^2$$

$$\max s_y \leq 0,8s_{ep} \Leftrightarrow 525,78Kp / cm^2 < 0,8*1600 = 1280Kp / cm^2$$

Παρατηρούμε ότι στη φόρτιση ΗΖ δεν ισχύει, οπότε η δοκός με διατομή I 120 δεν είναι επαρκής με αποτέλεσμα να επιλέξουμε την αμέσως επόμενη με διατομή I 140

Άρα ακολουθούμε την ίδια διαδικασία και έχουμε:

Ο λόγος των ροπών αντοχής για διατομή I 140 από τον Πίνακα 3 του παραρτήματος είναι:

$$m = \frac{W_x}{W_y} = \frac{81,9cm^3}{10,7cm^3} = 7,65$$

Από Πίνακα 4 του παραρτήματος η επιτρεπόμενη τάση για θλίψη από κάμψη υλικού χάλυβα St 37 και περίπτωση φόρτισης Η και ΗΖ αντίστοιχα είναι:

$$s_{Hep} = 1400Kp / cm^2, s_{Hzep} = 1600Kp / cm^2$$

Επομένως βρίσκουμε την τιμή της ροπής αντοχής:

$$W_{xap} = \frac{M_x + mM_y}{s_{ep}} = \frac{428,62Kp * m + 7,65 * 38,96Kp * m}{1400Kp / cm^2} * 100 = \frac{726,664}{1400} * 100 = 51,90cm^3$$

Για I 140 οι ροπές αντοχής είναι:

$$W_x = 81,9cm^3 > 51,90cm^3 \text{ και } W_y = 10,7cm^3$$

Οπότε υπολογίζουμε τις τάσεις για φορτίσεις Η και ΗΖ:

$$s_{Hup} = s_x + s_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{42862Kp \cdot cm}{81,9cm^3} + \frac{3896Kp \cdot cm}{10,7cm^3} = 523,35 + 364,11 = 887,46Kp / cm^2$$

$$s_{HZup} = s_x + s_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{74862Kp \cdot cm}{81,9cm^3} + \frac{3896Kp \cdot cm}{10,7cm^3} = 914,07 + 364,11 = 1278,18Kp / cm^2$$

Σύμφωνα με τους κανονισμούς η μέγιστη ακραία τάση λόγω της τοπικής της επενέργειας σε μια γωνία είναι δυνατόν να φτάσει στην τιμή $1,1 \cdot \sigma_{επ}$. Η κατά 10% αύξηση της επιτρεπόμενης τάσεως επιτρέπεται μόνο για δομικά έργα και με την προϋπόθεση ότι κατά τη μία μόνο διεύθυνση κόπωσης (για κάθε ροπή και πιθανή ορθή δύναμη που μπορεί να υπάρχει) δεν φτάνει το $0,8 \cdot \sigma_{επ}$.

Άρα ισχύουν τα παρακάτω:

$$\text{Αν ισχύουν: } \max s_x \leq 0,8s_{ep} \quad \text{και} \quad \max s_y \leq 0,8s_{ep}$$

Οπότε

Για φόρτιση Η:

$$\max s_x \leq 0,8s_{ep} \Leftrightarrow 523,35Kp / cm^2 < 0,8 \cdot 1400 = 1120Kp / cm^2$$

$$\max s_y \leq 0,8s_{ep} \Leftrightarrow 364,11Kp / cm^2 < 0,8 \cdot 1400 = 1120Kp / cm^2$$

Για φόρτιση ΗΖ:

$$\max s_x \leq 0,8s_{ep} \Leftrightarrow 914,07Kp / cm^2 < 0,8 \cdot 1600 = 1280Kp / cm^2$$

$$\max s_y \leq 0,8s_{ep} \Leftrightarrow 364,11Kp / cm^2 < 0,8 \cdot 1600 = 1280Kp / cm^2$$

Ισχύουν και οι δύο συνθήκες επομένως η επιτρεπόμενη τάση για φορτίσεις Η και ΗΖ είναι:

$$s_{Hep} = 1,1 \cdot 1400 = 1540Kp / cm^2$$

$$s_{HZep} = 1,1 \cdot 1600 = 1760Kp / cm^2$$

Βλέπουμε τελικά ότι οι υπολογιζόμενες τάσεις είναι μικρότερες από τις επιτρεπόμενες άρα η δοκός με διατομή I 140 είναι αυτή που θα χρησιμοποιήσουμε για τεγίδες.

$$s_{Hup} = 887,46Kp / cm^3 < 1540Kp / cm^2$$

$$s_{HZup} = 1278,18Kp / cm^3 < 1760Kp / cm^2$$

2.4.3 Ακροτεγίδες

Για τις ακροτεγίδες προκύπτουν μικρότερες τιμές ροπών κάμψεως, εφόσον η επιφάνεια φορτίσεως αυτών έχει μικρότερο πλάτος σε σχέση με τις μεσοτεγίδες. Επομένως και σε αυτή την περίπτωση μας καλύπτει η διατομή I 140

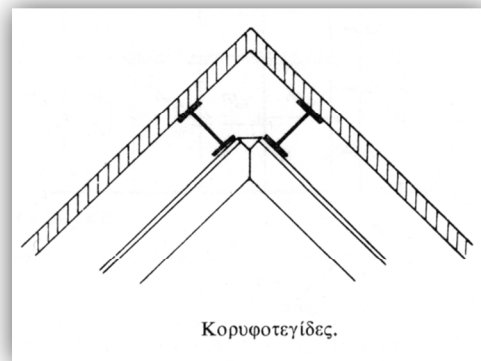
2.4.4 Κορυφοτεγίδα

Για την κορυφοτεγίδα Σχήμα 2.6 επιλέγουμε διπλή διατομή και τα φορτία που λαμβάνει είναι μικρότερα σε σύγκριση με τις μεσοτεγίδες. Η δύναμη των ελκυστήρων δεν προκαλεί τάσεις στην κορυφοτεγίδα και αυτό οφείλεται στο ότι μεταφέρεται απευθείας στο κόμβο της κορυφής του ζευκτού της στέγης.

Κατά την διεύθυνση y η κορυφοτεγίδα δεν στηρίζεται από τους ελκυστήρες στο $\frac{1}{2}$ του ανοίγματος όπως οι μεσοτεγίδες οπότε σε αυτή τη διεύθυνση πρέπει να θεωρηθεί ως αμφιέριστη δοκός με θεωρητικό άνοιγμα $l = l_y = 4m$.

Αυτός ο υπολογισμός όμως θεωρείται εξαιρετικά δυσμενής γιατί παραλείπεται η επιρροή του επιστεγάσματος η οποία στο ανώτερο τμήμα είναι αναμφισβήτητη. Το επιστέγασμα στηρίζεται στο κατώτερο τμήμα της στέγης υπάρχει όμως φόρτιση στις δυο πλευρές της κορυφοτεγίδας οπότε αποκλείεται η υπερβολική κόπωση της κατά τον άξονα y . Οπότε για κορυφοτεγίδα γίνεται δεκτή η ίδια διατομή της δοκού I 140.

Σχήμα 2.6



2.4.5 Ελκυστήρες

Για την ανάληψη της ώθησης της στέγης τοποθετούνται ελκυστήρες στη μέση του ανοίγματος κάθε τεγίδας όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.7:

Επιλέγουμε ελκυστήρες κυκλικής διατομής. Η δύναμη ανά ελκυστήρα και τεγίδα δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$S = q_y * l_y = 107,15 * 2 = 214,3 ; 214Kp$$

Άρα θα είναι:

$$S_1 = 214Kp$$

$$S_2 = 2 * 214 = 428Kp$$

Ο τελευταίος ελκυστήρας S_3 διατάσσεται λοξά ώστε να μεταβιβάσει την ώθηση στον κόμβο της κορυφής του ζευκτού:

Σχηματίζει γωνία προς την τεγίδα:

$$ej a = \frac{t'}{l_y} = \frac{2,981}{2} = 1,49 \quad a = 56,13^\circ \quad hma = 0,83$$

$$S_3 = 3 * \frac{214Kp}{0,83} = 3 * 257,83 = 773,49Kp$$

Τοποθετούμε όμως δυο ελκυστήρες στις δυο κορυφές των ζευκτών, οπότε θα είναι:

$$S_3 = \frac{773,49Kp}{2} = 386,75 ; 387Kp$$

Για κοχλία M12 από τον Πίνακα 5 του παραρτήματος παίρνουμε τιμές για διάμετρο $d_k = 9,73mm$ και επιφάνεια $F_k = 0,74cm^2$ πυρήνα κοχλία καθώς από τον Πίνακα 6 του παραρτήματος την αναλαμβανόμενη δύναμη για ένα κοχλία $N_z = 832Kp$ και την επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού του κορμού του κοχλία $s_{z\epsilon p} = 1120Kp / cm^2$.

Άρα η υπολογιζόμενη τάση εφελκυσμού του κορμού του κοχλία για ελκυστήρες στρογγυλής διατομής σιδήρου Φ12 είναι:

Για S_1 έχουμε:

$$s_{z\upsilon p} = \frac{4 * S_1}{p * (d_k)^2} = \frac{4 * 214Kp}{3,14 * (9,73cm)^2} = 288Kp / cm^2 \leq 1120Kp / cm^2$$

Για S_2 έχουμε:

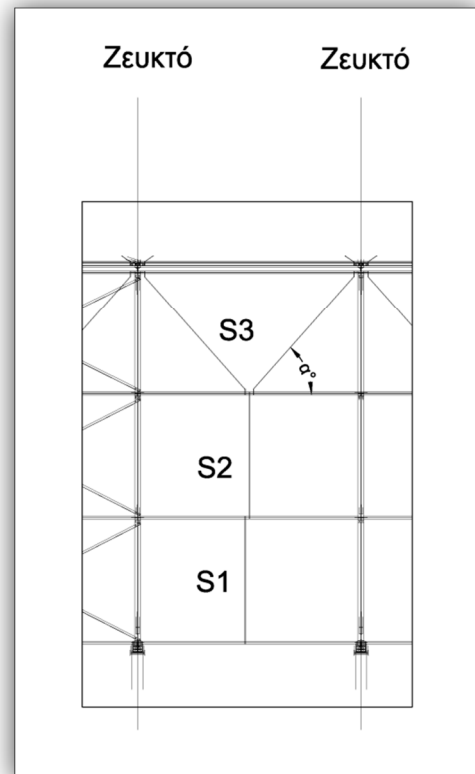
$$s_{z\upsilon p} = \frac{4 * S_2}{p * (d_k)^2} = \frac{4 * 428Kp}{3,14 * (9,73cm)^2} = 576Kp / cm^2 \leq 1120Kp / cm^2$$

Για S_3 έχουμε:

$$s_{z\upsilon p} = \frac{4 * S_3}{p * (d_k)^2} = \frac{4 * 387Kp}{3,14 * (9,73cm)^2} = 521Kp / cm^2 \leq 1120Kp / cm^2$$

Βλέπουμε ότι στους ελκυστήρες Φ12 οι υπολογιζόμενες τάσεις είναι και στις τρεις περιπτώσεις μικρότερες της επιτρεπόμενης. Άρα είναι κατάλληλοι ως προς την αντοχή και αυτοί θα χρησιμοποιηθούν στην στήριξη των τεγίδων της στέγης.

Σχήμα 2.7



2.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ ΖΕΥΚΤΟΥ

2.5.1 Φόρτιση ανά κόμβο

Κάθε κόμβος αναλαμβάνει συγκεκριμένα φορτία, οι ενδιάμεσοι κόμβοι αναλαμβάνουν φορτία ανάλογα της επιφάνειας επιρροής αυτού και τα φορτία αυτών είναι ίσα μεταξύ τους ενώ τα φορτία των ακραίων κόμβων είναι το $\frac{1}{2}$ των φορτίων των ενδιάμεσων κόμβων.

Η επιφάνεια διακρίνεται σε οριζόντια και κεκλιμένη επιφάνεια.

Κεκλιμένη επιφάνεια: $F' = l * t' = 4m * 2,981m = 11,924m^2$

Οριζόντια επιφάνεια: $F = l * t = 4m * 2,667m = 10,668m^2$

2.5.1.2 Ίδιο Βάρος

Το βάρος του επιστεγάσματος έχει ήδη υπολογισθεί παραπάνω και είναι $11,59 \text{ Kp/m}^2$. Το βάρος της τεγίδας I 140 από Πίνακα 3 του παραρτήματος είναι $14,3 \text{ Kp/m}$. Το βάρος του ζευκτού εκτιμάται 16 Kp/m^2 οριζόντιας επιφάνειας από Πίνακα 7 του παραρτήματος.

Επιστέγασμα: $11,59 * F' = 11,59 \text{ Kp/m}^2 * 11,924m^2 = 138,2 \text{ Kp}$

Τεγίδες: $14,3 * l = 14,3 \text{ Kp/m}^2 * 4m^2 = 57,2 \text{ Kp}$

Ζευκτά: $16 * F = 16 \text{ Kp/m}^2 * 10,668m^2 = 170,69 \text{ Kp}$

$P_g = 138,2 \text{ Kp} + 57,2 \text{ Kp} + 170,69 \text{ Kp} = 366,09 ; 366 \text{ Kp}$

2.5.1.3 Φόρτιση Χιονιού

Η φόρτιση του χιονιού έχει ήδη υπολογισθεί παραπάνω $s' = 68,43 \text{ Kp/m}^2$ σε οριζόντια προβολή.

Άρα το φορτίο ανά κόμβο είναι: $P_s = s' * F = 68,43 \text{ Kp/m}^2 * 10,668m^2 = 730 \text{ Kp}$

2.5.1.4 Φόρτιση Ανέμου

Το φορτίο του ανέμου έχει ήδη υπολογισθεί παραπάνω

$w' = 42,912 \text{ Kp/m}^2$.

Άρα το φορτίο ανά κόμβο είναι:

$P_w = w * F' = 42,912 \text{ Kp/m}^2 * 11,924m^2 = 512 \text{ Kp}$

2.5.2 Υπολογισμός των δυνάμεων

Η επίλυση του δικτυώματος για τον υπολογισμό των δυνάμεων γίνεται με τη γραφική μέθοδο Bow Cremona. Τα μπλε βέλη στα σχήματα 2.8, 2.11, 2.13 δείχνουν τις κατευθύνσεις των δυνάμεων άρα και αν μία ράβδος εφελκύεται ή θλίβεται.

2.5.2.1 Διάγραμμα ιδίου βάρους και χιονιού

$$P_g = 366Kp$$

$$P_s = 730Kp$$

$$P_w = 512Kp$$

Οι δυνάμεις στους κόμβους 2 έως 6 είναι ίσες με τιμή:

$$P_{2-6} = P_g + P_s = 1098Kp$$

Οι δυνάμεις στους κόμβους 1 και 7 είναι ίσες με τιμή:

$$P_{1,7} = \frac{P_g + P_s}{2} = \frac{1098Kp}{2} = 549Kp$$

Οι αντιδράσεις στήριξης θα είναι:

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ:

$$\Sigma_H = 0$$

$$H_1 = 0$$

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ:

Ιδίου βάρους:

$$\Sigma_n = 0$$

$$V_1 = V_2 = 3P_g = 3 * 366Kp = 1098Kp$$

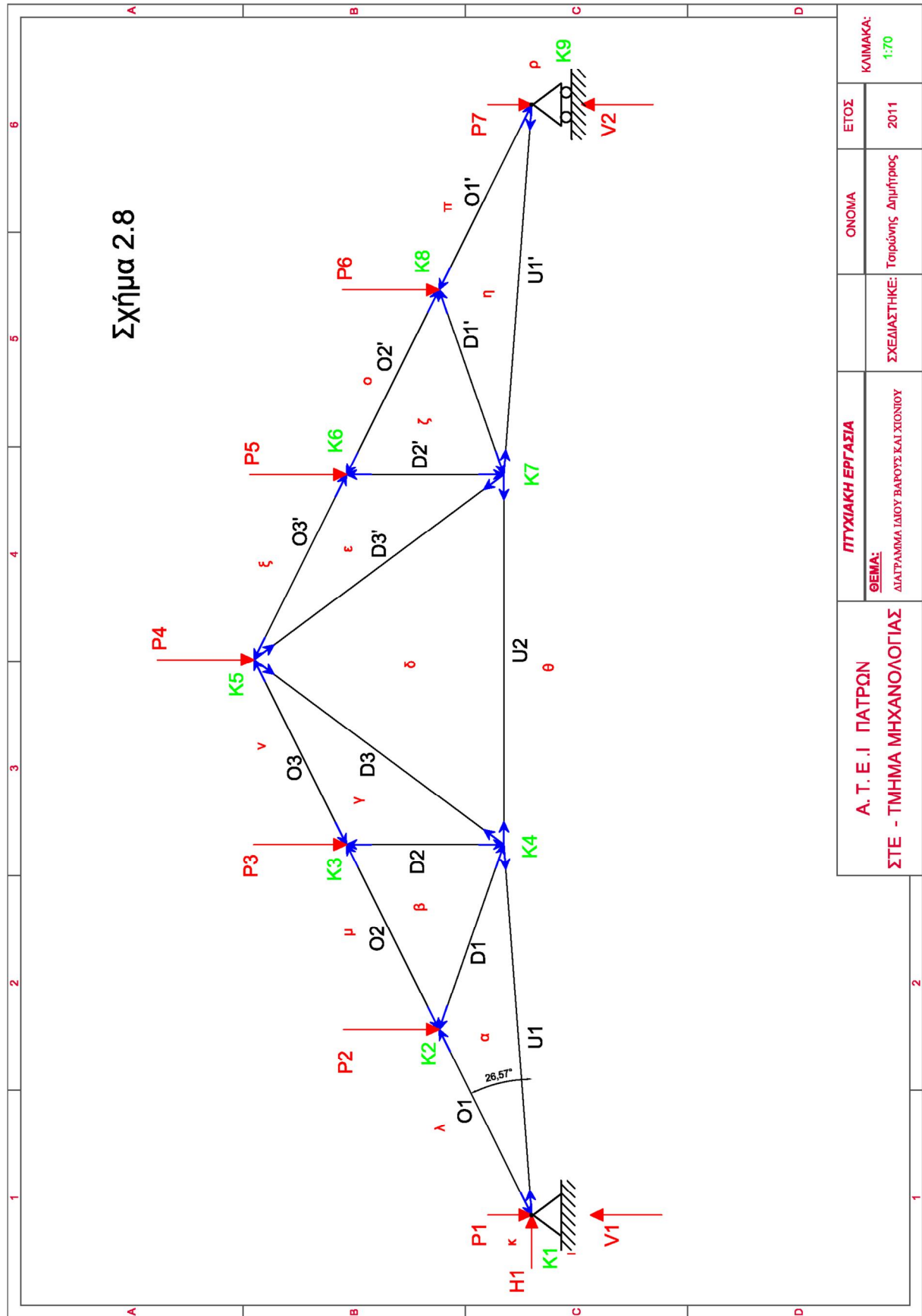
Χιονιού:

$$\Sigma_n = 0$$

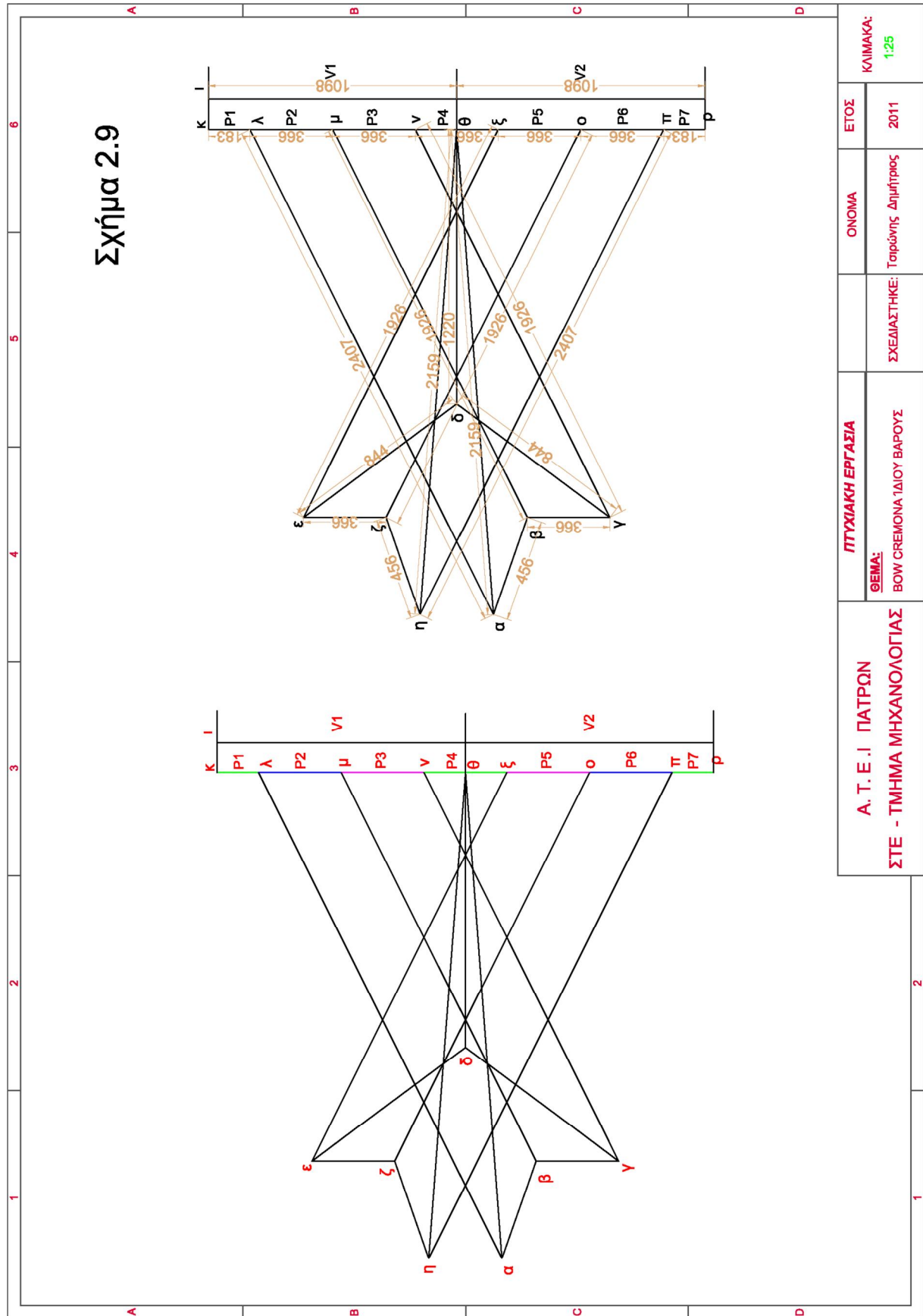
$$V_1 = V_2 = 3P_s = 3 * 730Kp = 2190Kp$$

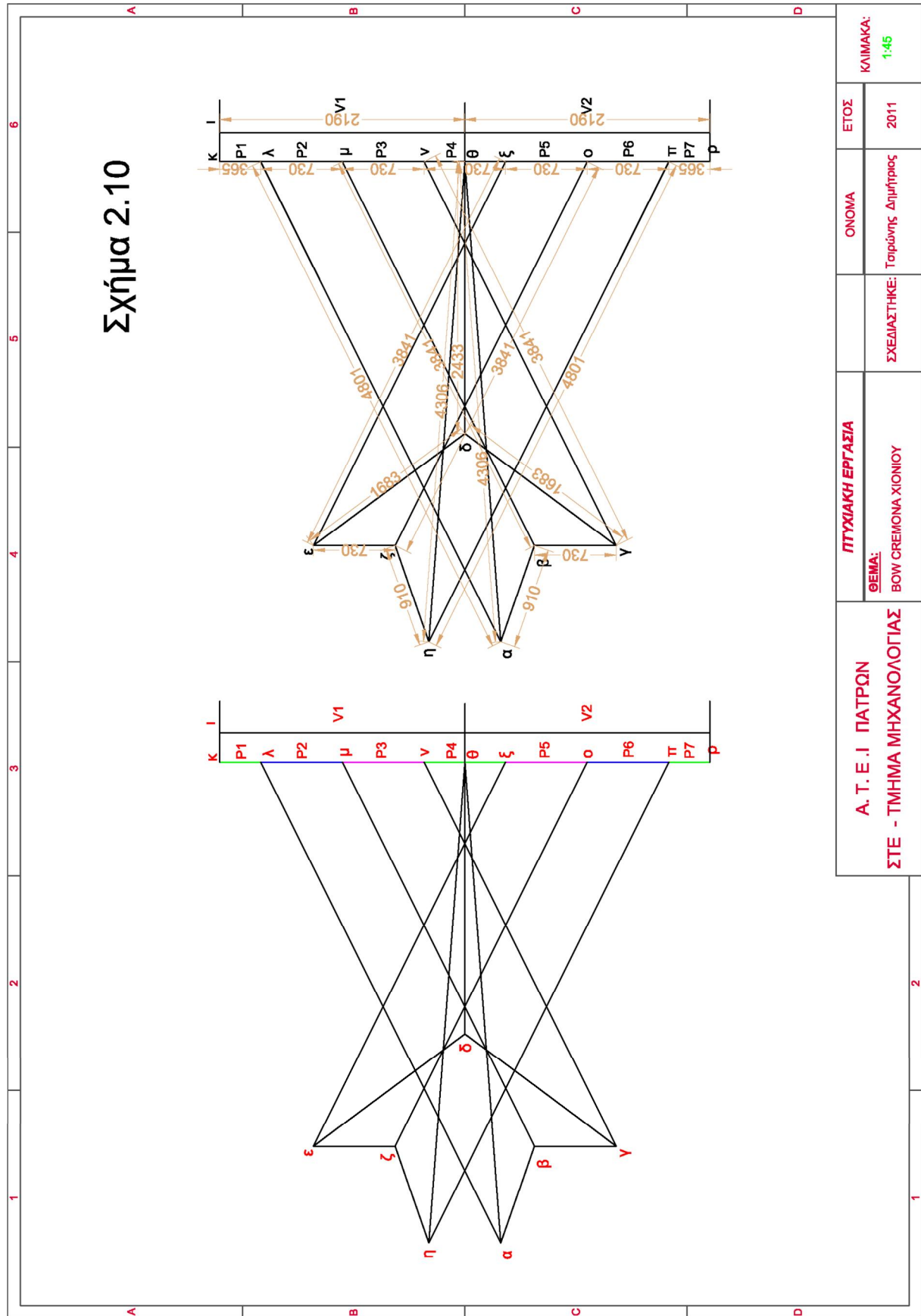
Ακολουθούμε δεξιόστροφη φορά.

Στα σχήματα 2.9 και 2.10 για το ίδιο βάρος και το χιόνι αντίστοιχα απεικονίζονται οι δυνάμεις γραφικά οι διευθύνσεις των γραμμών ταυτίζονται με αυτές του σχήματος 2.8 και το μήκος τους αντιστοιχεί στην τιμή της κάθε δύναμης. Κατά τον σχεδιασμό με τη βοήθεια του προγράμματος Autocad η σχεδίαση έγινε στην ίδια κλίμακα και τα μήκη που διαστασιολογούνται όπως φαίνεται στη δεξιά πλευρά των σχημάτων 2.9 και 2.10 είναι οι τιμές των δυνάμεων των ράβδων με αντιστοιχία 1mm=1Kp.



Α. Τ. Ε. Ι ΠΑΤΡΩΝ ΣΤΕ - ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ	ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ		ΕΤΟΣ	ΚΑΙΜΑΚΑ:
	ΘΕΜΑ: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΔΙΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΚΑΙ ΣΙΣΟΝΙΟΥ		2011	1:70
	ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΚΕ:	ΟΝΟΜΑ	2011	
		Τσιρώνης Δημήτριος		





2.5.2.2 Διάγραμμα ανέμου από αριστερά

Ακολουθούμε δεξιόστροφη φορά.

Αντιστοιχούν τα Σχήματα 2.11 και 2.13

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ:

$$\Sigma_H = 0 \Leftrightarrow$$

$$3P_w * hma - H_1 = 0 \Leftrightarrow$$

$$H_1 = 3P_w * hma \Leftrightarrow$$

$$H_1 = 3 * 512Kp * 0,4473 \Leftrightarrow$$

$$H_1 = 1536 * 0,4473 \Leftrightarrow$$

$$H_1 = 687,0528Kp ; 687$$

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ:

$$\Sigma_n = 0$$

$$3P_w * suna - V_1 - V_2 = 0 \Leftrightarrow$$

$$3 * 512Kp * 0,8944 = V_1 + V_2 \Leftrightarrow$$

$$V_1 + V_2 = 1373,8 ; 1374Kp$$

Ροπές ως προς Κ1:

$$M_{K1} = 0$$

$$P_2 * t' + P_3 * 2t' + P_4 * 3t' - V_2 * l = 0 \Leftrightarrow$$

$$P_w * t' + 2P_w * t' + \frac{1}{2}P_w * 3t' - 16 * V_2 = 0 \Leftrightarrow$$

$$512Kp * 2,981m + 2 * 512Kp * 2,981m + \frac{3}{2} * 512Kp * 2,981m = 16m * V_2 \Leftrightarrow$$

$$1526,27 + 3052,54 + 2289,41 = 16 * V_2 \Leftrightarrow$$

$$6868,22Kp * m = 16m * V_2 \Leftrightarrow$$

$$V_2 = \frac{6868,22Kp * m}{16m} = 429,26 ; 429Kp$$

Από προηγούμενη σχέση προκύπτει η V_1 :

$$V_1 + V_2 = 1374Kp \Leftrightarrow$$

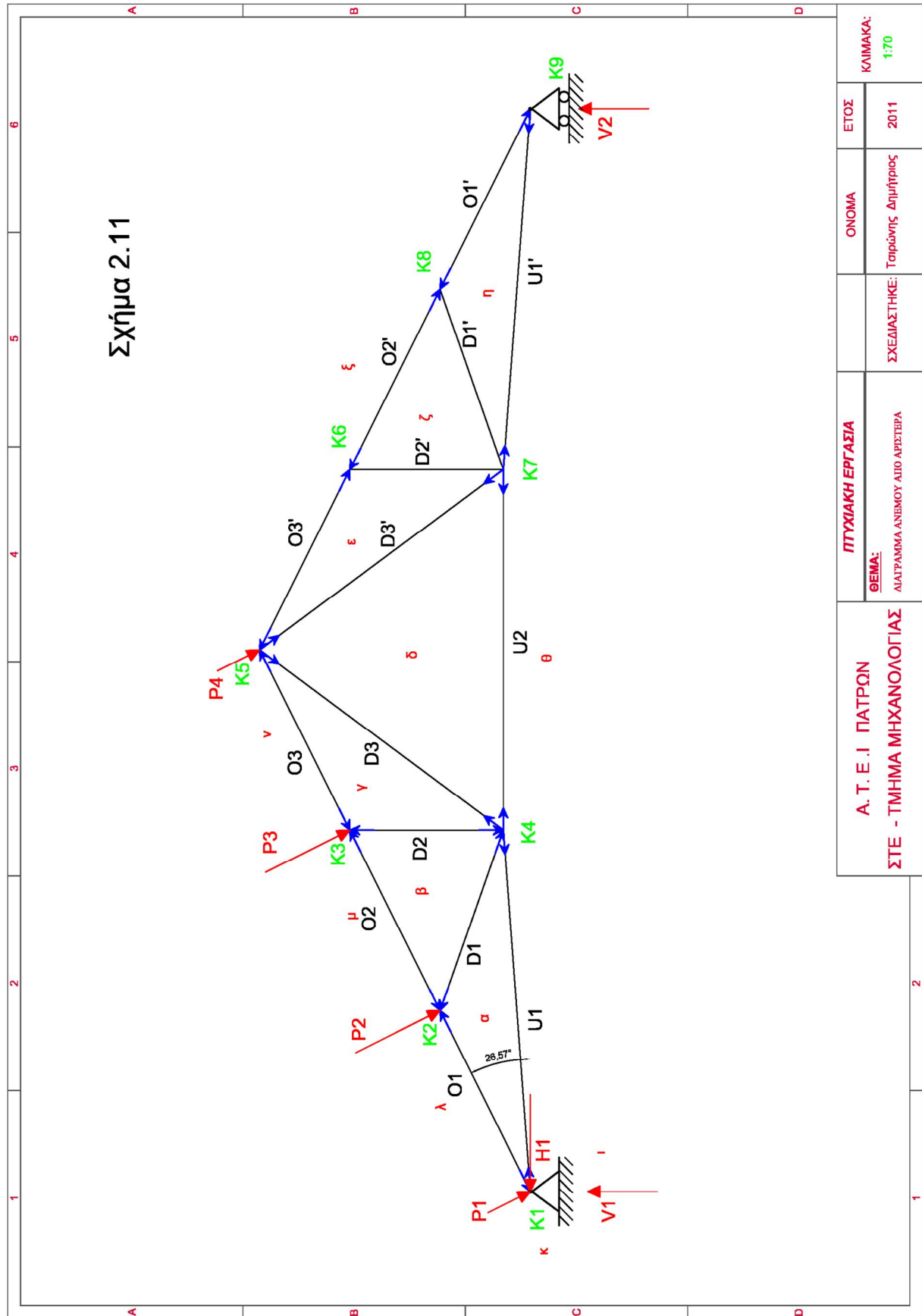
$$V_1 = 1374 - 429 \Leftrightarrow$$

$$V_1 = 945Kp$$

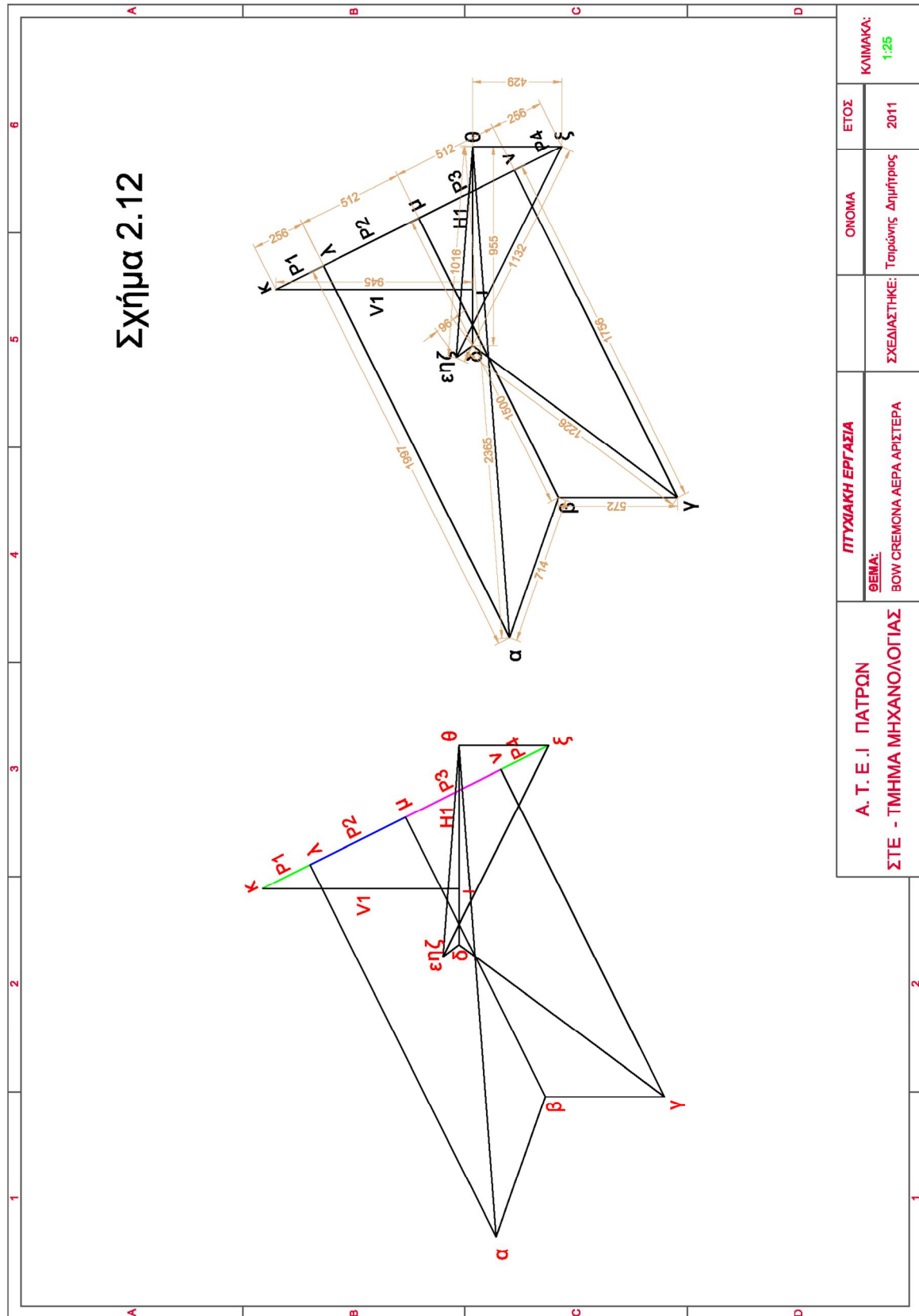
Άρα $H_1 = 687Kp$

$$V_1 = 945Kp$$

$$V_2 = 429Kp$$



Α. Τ. Ε. Ι. ΠΑΤΡΩΝ ΣΤΕ - ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ	ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ		ΕΤΟΣ	ΚΛΙΜΑΚΑ:
	ΘΕΜΑ: ΔΙΑΤΡΑΜΜΑ ΔΑΝΕΜΟΥ ΑΙΩΟ ΑΡΣΤΕΡΑ		2011	1:70
	ΟΝΟΜΑ	ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΚΕ: Τσιρώνης Δημήτρης		



2.5.2.3 Διάγραμμα ανέμου από δεξιά

Ακολουθούμε αριστερόστροφη φορά.

Αντιστοιχούν τα Σχήματα 2.12 και 2.14

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ:

$$\Sigma_H = 0 \Leftrightarrow$$

$$-3P_w * hma + H_1 = 0 \Leftrightarrow$$

$$H_1 = 3P_w * hma \Leftrightarrow$$

$$H_1 = 3 * 512Kp * 0,4473 \Leftrightarrow$$

$$H_1 = 1536 * 0,4473 = 687,05 ; 687Kp$$

Η κατεύθυνση της H1 έχει αλλάξει όπως φαίνεται στο σχήμα 2.12

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ:

$$\Sigma_n = 0 \Leftrightarrow$$

$$3P_w * suna - V_1 - V_2 = 0 \Leftrightarrow$$

$$3 * 512Kp * 0,8944 = V_1 + V_2 \Leftrightarrow$$

$$V_1 + V_2 = 1373,8 ; 1374Kp$$

Ροπές ως προς Κ9:

$$M_{K9} = 0 \Leftrightarrow$$

$$-P_2 * t' - P_3 * 2t' - P_4 * 3t' + V_1 * l = 0 \Leftrightarrow$$

$$-P_w * t' - 2P_w * t' - \frac{1}{2} P_w * 3t' + 16 * V_1 = 0 \Leftrightarrow$$

$$512Kp * 2,981m + 2 * 512Kp * 2,981m + \frac{3}{2} * 512Kp * 2,981m = 16m * V_1 \Leftrightarrow$$

$$1526,27 + 3052,54 + 2289,41 = 16 * V_1 \Leftrightarrow$$

$$6868,22Kp * m = 16m * V_1 \Leftrightarrow$$

$$V_1 = \frac{6868,22Kp * m}{16m} = 429,26 ; 429Kp$$

Από προηγούμενη σχέση προκύπτει η V₂:

$$V_1 + V_2 = 1374Kp \Leftrightarrow$$

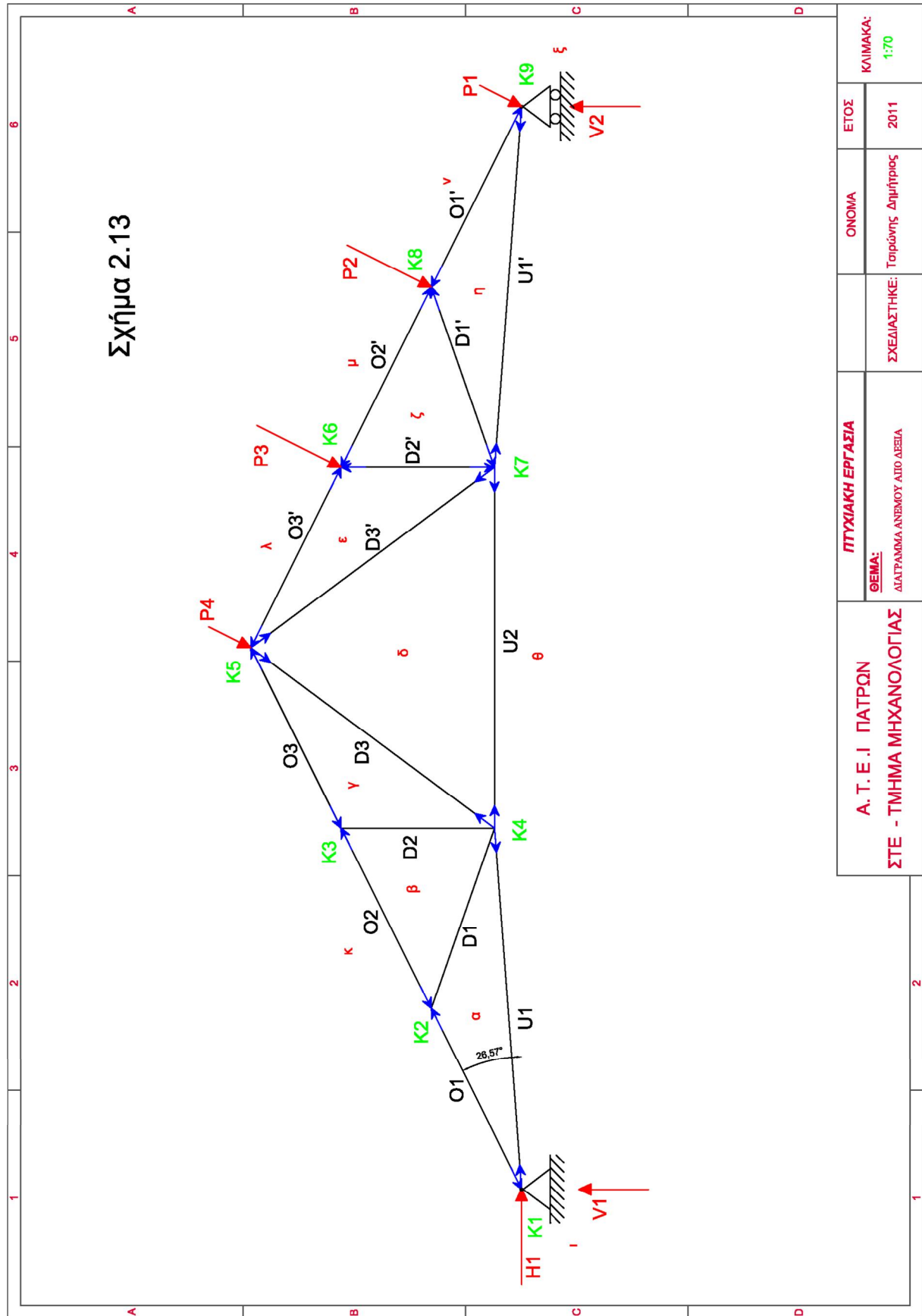
$$V_2 = 1374 - 429 \Leftrightarrow$$

$$V_2 = 945Kp$$

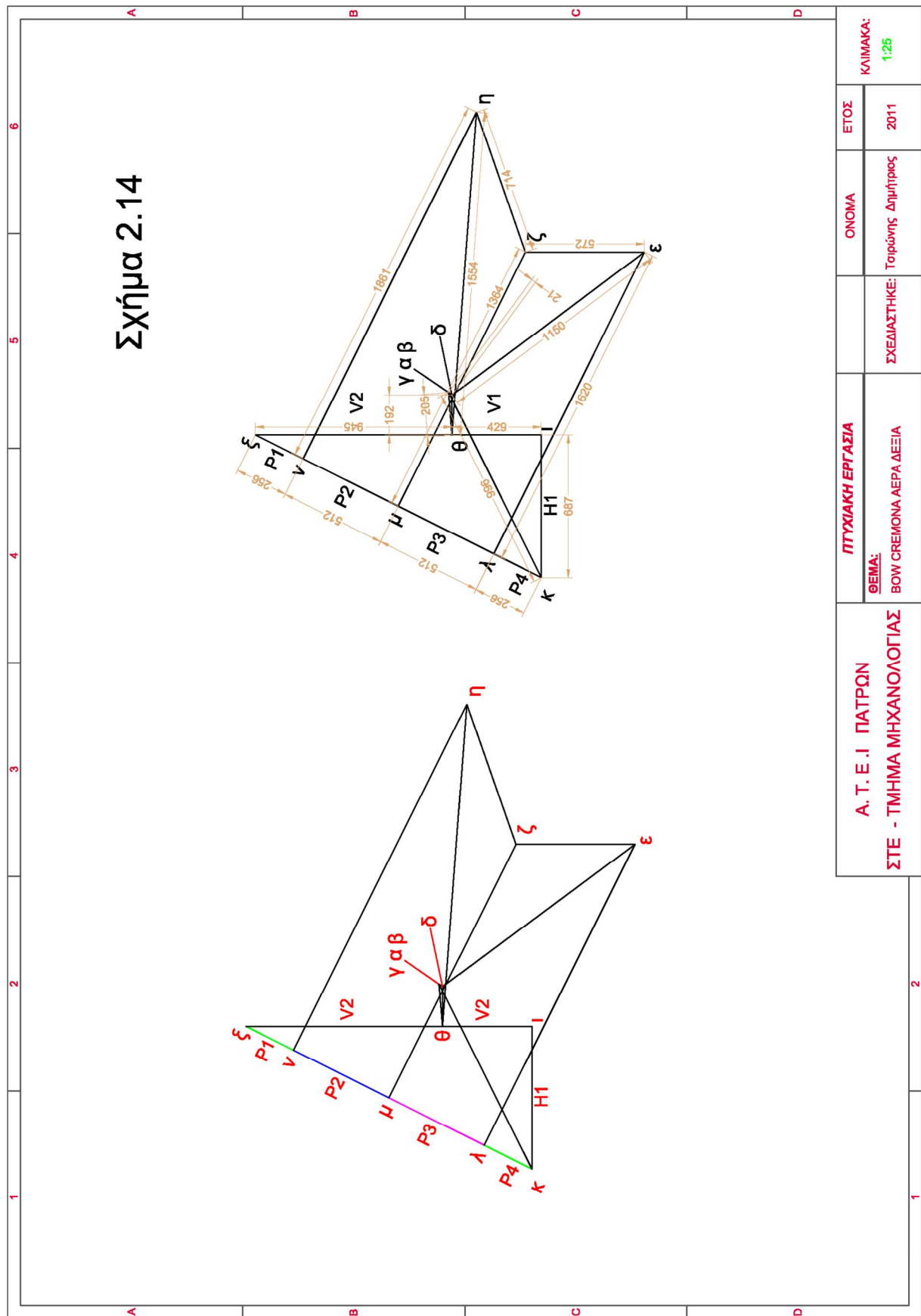
Άρα $H_1 = 687Kp$

$$V_1 = 429Kp$$

$$V_2 = 945Kp$$



Α. Τ. Ε. Ι ΠΑΤΡΩΝ ΣΤΕ - ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ	ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ	ΟΝΟΜΑ	ΕΤΟΣ	ΚΛΙΜΑΚΑ:
	ΘΕΜΑ: ΔΙΑΤΡΑΜΜΑ ΑΝΕΜΟΥ ΑΙΟ ΔΕΣΙΑ	ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΚΕ:	2011	1:70



Από τα σχέδια προκύπτουν οι τιμές των δυνάμεων για κάθε ράβδο και όλες μαζί συγκεντρώνονται αναλυτικά στον Πίνακα 2.3.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.3

Ράβδος	Δυνάμεις ράβδων λόγω :				Μέγιστη		Επιτρεπόμενες τάσεις για θλίψη St 37	Επιτρεπόμενες τάσεις για εφελκυσμό St 37	Αναλογία μέγιστων φορτίσεων Φόρτιση HZ/ Φόρτιση H	Ισχύουσα περίπτωση φόρτισης
	Ιδίου βάρους	Χιονιού	Ανέμου αριστερά	Ανέμου δεξιά	Φόρτιση H	Φόρτιση HZ	H:σ _H =1400 HZ: σ _{HZ} =1600	H:σ _H =1600 HZ: σ _{HZ} =1800		
	Kp	Kp	Kp	Kp	Kp	Kp	Αναλογία τάσεων σε θλιβόμενες ράβδους σ _{HZ} /σ _H =1600/1400=1,143	Αναλογία τάσεων σε εφελκυσόμενες ράβδους σ _{HZ} /σ _H =1800/1600=1,125		
O ₁	-2407	-4801	-1997	-996	-7208	-9205	1,143		1,277	HZ
O ₁ '	-2407	-4801	-1132	-1861	-7208	-9069	1,143		1,258	HZ
O ₂	-1926	-3841	-1500	-996	-5767	-7267	1,143		1,260	HZ
O ₂ '	-1926	-3841	-1132	-1364	-5767	-7131	1,143		1,237	HZ
O ₃	-1926	-3841	-1756	-996	-5767	-7523	1,143		1,304	HZ
O ₃ '	-1926	-3841	-1132	-1620	-5767	-7387	1,143		1,281	HZ
D ₁	-456	-910	-714	0	-1366	-2080	1,143		1,523	HZ
D ₁ '	-456	-910	0	-714	-1366	-2080	1,143		1,523	HZ
D ₂	-366	-730	-572	0	-1096	-1668	1,143		1,522	HZ
D ₂ '	-366	-730	0	-572	-1096	-1668	1,143		1,522	HZ
D ₃	844	1683	1226	21	2527	3753		1,125	1,485	HZ
D ₃ '	844	1683	96	1150	2527	3677		1,125	1,455	HZ
U ₁	2159	4306	2365	205	6465	8830		1,125	1,366	HZ
U ₁ '	2159	4306	1016	1554	6465	8019		1,125	1,240	HZ
U ₂	1220	2433	955	192	3653	4608		1,125	1,261	HZ

2.5.2.4 Μέγιστες δυνάμεις ράβδων

Στον παραπάνω Πίνακα 2.3 δίνονται οι υπολογισμένες δυνάμεις των ράβδων που προέκυψαν με την μέθοδο Cremona. Η αρνητικές τιμές εκφράζουν ότι στη ράβδος έχουμε θλίψη ενώ οι θετικές εφελκυσμό.

Επίσης δίνονται οι μέγιστες δυνάμεις για περιπτώσεις φορτίσεως:

H: Ιδίου βάρους και χιονιού

HZ: Ιδίου βάρους, χιονιού και ανέμου (έχουμε άνεμο δεξιά ή αριστερά οπότε επιλέγουμε την δυσμενέστερη)

Ακόμη δίνεται η Ισχύουσα περίπτωση φορτίσεως για τον υπολογισμό της διατομής κάθε ράβδου. Η οποία προκύπτει συγκρίνοντας τις αναλογίες μέγιστων φορτίσεων με τις αναλογίες επιτρεπόμενων τάσεων. Όταν δηλαδή προκύπτει μεγαλύτερη η αναλογία μέγιστης φόρτισης της ράβδου από αυτή της επιτρεπόμενης ισχύει ως δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης η HZ διαφορετικά η φόρτιση H.

Τέλος παρατηρούμε ότι έχουμε συμμετρικές ράβδους θα πρέπει λοιπόν να λάβουμε υπόψη τη δυσμενέστερη εξ' αυτών δεδομένου ότι η κατασκευή μας επιθυμούμε να είναι συμμετρική και προφανώς οι ράβδοι να έχουν ίδια διατομή.

2.5.3 Υπολογισμός Διατομών

2.5.3.1 Γενικά

Εκλέγονται για όλες τις ράβδους διατομές αποτελούμενες από δύο γωνιακά ελάσματα ανισοσκελή με απόσταση μεταξύ τους ίση με το πάχος του κομβοελάσματος.

Από τους κανονισμούς συνήθως το πάχος του κομβοελάσματος εκλέγεται:

t = 8 έως 10 mm	για δυνάμεις ράβδων: μέχρι 15000 Kp
t = 10 έως 12 mm	για δυνάμεις ράβδων: 15000 Kp έως 25000 Kp
t = 12 έως 14 mm	για δυνάμεις ράβδων: 25000 Kp έως 35000 Kp
t = 14 έως 20 mm	για δυνάμεις ράβδων: άνω των 35000 Kp.

Από τον Πίνακα 2.3 έχουμε μέγιστη δύναμη θλίψεως/εφελκυσμού $\max S_{HZ} = -9205 Kp$ οπότε το πάχος του κομβοελάσματος εκλέγεται:

$$t = 10mm$$

Για αποφυγή πολλών ενώσεων στις ράβδους μεταξύ τους επιλέγουμε όταν είναι εφικτό ράβδους με μεγαλύτερο μήκος. Επίσης θέλουμε για κατασκευαστικούς λόγους ομοιομορφία. Επομένως θα έχουν ενιαία διατομή οι παρακάτω ράβδοι:

$O_1 - O_2 - O_3$, D_1-D_2

Και οι αντίστοιχοι συμμετρικοί αυτών. Ο υπολογισμός των ράβδων θα γίνει βάση της δυσμενέστερης δύναμης.

Χρησιμοποιούνται γωνιακά ελάσματα ελάχιστου πλάτους σκέλους 50 mm ώστε δυνατή η χρησιμοποίηση ήλων διαμέτρου τουλάχιστον 13 mm.

Το μήκος λυγισμού των ορθοστατών και των διαγωνίων για λυγισμό ως προς το επίπεδο του ζευκτού λαμβάνεται γενικώς κατά 15 cm μικρότερο του θεωρητικού μήκους των ράβδων. Η επιλογή των 15 cm είναι η εκτιμώμενη απόσταση των κέντρων βάρους των δυο άκρων της ράβδου για το συγκεκριμένο σχέδιο της στέγης που μελετάμε.

2.5.3.2 Διατομές ράβδων

Για την ράβδο O_1 :

Ισχύουσα περίπτωση φόρτισης: HZ ($s_{HZ} = 1600Kp / cm^2$)

Έχουμε θλίψη της ράβδου οπότε θα πρέπει να εξεταστεί ως προς λυγισμό.

Η τιμή της μέγιστης δύναμης θλίψεως/εφελκυσμού που εφαρμόζεται στην ράβδο όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2.3 είναι:

$$\max S_{HZ} = -9205Kp$$

Το ιδεατό μήκος λυγισμού της ράβδου θα είναι:

$$s_k = b * l$$

όπου β : συντελεστής για διάφορες περιπτώσεις στηρίξεων ράβδων

l : πραγματικό μήκος της ράβδου, cm

Στην περίπτωσή μας έχουμε αμφιαρθρωτή ράβδο οπότε $\beta=1$. Επίσης διακρίνονται σε s_{kx}, s_{ky} για λυγισμό κάθετα προς τους κύριους άξονες x-x ή y-y. Σύμφωνα με τους κανονισμούς ταυτίζονται οπότε είναι:

$$s_{kx} = s_{ky} = b * l = 1 * 298,1cm = 298,1cm$$

Για τον έλεγχο της διατομής σε λυγισμό ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$S = \frac{w^* S}{F} \leq S_{ep}$$

Παρατηρούμε ότι προαπαιτείται η επιλογή της διατομής ώστε να μπορέσουμε να υπολογίσουμε το εμβαδόν και την ελάχιστη ροπή αδράνειας της ράβδου. Οπότε κατά τη διαδικασία επίλυσης επιλέγουμε την διατομή της ράβδου και στη συνέχεια γίνεται έλεγχος. Αν με τους υπολογισμούς κριθεί ακατάλληλη δοκιμάζουμε άλλη διατομή, οπότε κάνουμε όσες επαναλήψεις απαιτούνται.

Υπάρχουν όμως για την διευκόλυνση της επιλογής της διατομής σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς (DIN 4114) μέθοδοι, που μας βοηθούν να υπολογίσουμε στο περίπου τη πιθανή διατομή ώστε με λιγότερες επαναλήψεις ελέγχου να επιλέξουμε την κατάλληλη.

Ακολουθούμε τη μέθοδο του συντελεστή διατομής Z.

Επιλέγουμε από Πίνακα 8 του παραρτήματος για δυο ανισοσκελή γωνιακά Z=3

Υπολογίζουμε το συντελεστή ράβδου ζ:

$$z = \sqrt{\frac{Z^* s_k^2 * S_{ep}}{S}} = \sqrt{\frac{3 * (298,1cm)^2 * 1600Kp / cm^2}{9205Kp}} = 215,26$$

Από Πίνακα 9 του παραρτήματος ισχύει $w = \frac{z}{76,95}$ όταν $z > 180$

Υπολογίζω τον συντελεστή λυγισμού ω:

$$w = \frac{z}{76,95} = \frac{215,26}{76,95} = 2,797 ; 2,8$$

Οπότε η απαιτούμενη επιφάνεια της διατομής είναι:

$$F = w \frac{S}{S_{ep}} = 2,8 \frac{9205Kp}{1600Kp / cm^2} = 16,10875 ; 16,11cm^2$$

Από Πίνακα 10 του παραρτήματος εκλέγεται για $F = 17,1cm^2 > 16,11cm^2$ ανισοσκελή γωνιακό έλασμα με διατομή: 2 L 100x65x11

Η επιφάνεια της διατομής για 2 L ελάσματα είναι:

$$F = 2 * 17,1cm^2 = 34,2cm^2$$

Οι ακτίνες αδράνειας του ελάσματος είναι:

$$i_x = 3,13cm \quad i_y = 1,80cm \quad i_1 = 1,38cm \quad e_y = 1,67cm$$

Οι βαθμοί λυγηρότητας της ράβδου για άξονες x,y υπολογίζονται:

$$I_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{298,1cm}{3,13cm} = 95,2396 ; 95,24$$

$$i_y' = \sqrt{i_y^2 + (e_y + 0,5)^2} = \sqrt{(1,80cm)^2 + (1,67cm + 0,5cm)^2} = \sqrt{3,24 + 4,7089} = \sqrt{7,9489} ; 2,82cm$$

$$I_y = \frac{s_{ky}}{i_y'} = \frac{298,1cm}{2,82cm} = 105,709 ; 106$$

Τοποθετούνται ελάσματα συνδέσεων στα τρίτα του μήκους της ράβδου, οπότε το μέγιστο εύρος φατνώματος της ράβδου είναι:

$$s_1 = \frac{1}{3} * 298,1cm = 99,366 ; 99cm$$

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} = \frac{99cm}{1,38cm} = 71,739 ; 72$$

Ο συνολικός βαθμός λυγηρότητας θα είναι:

$$I_{yi} = \sqrt{I_y^2 + I_1^2} = \sqrt{106^2 + 72^2} = \sqrt{11236 + 5184} = \sqrt{16420} = 128,14 ; 128$$

Οπότε από Πίνακα 11 του παραρτήματος προκύπτει ο συντελεστής λυγισμού:

$$w_{yi} = 2,77$$

Έλεγχος μέγιστης επιτρεπόμενης απόστασης λεπίδων συνδέσεως:

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} \leq \frac{1}{2} * I_x \left(4 - 3 \frac{w_{yi} * S}{F * S_{ep}} \right) = \frac{1}{2} * 95,24 \left(4 - 3 \frac{2,77 * 9205Kp}{34,2cm^2 * 1600Kp/cm^2} \right) = 47,62(4 - 1,40) ; 124$$

δηλαδή

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} = 72 \leq 124$$

Ισχύει, αυτό σημαίνει ότι τα ελάσματα συνδέσεων ορθώς επιλέχθηκαν στα τρίτα του μήκους της ράβδου.

Άρα η υπολογιζόμενη τάση προκύπτει:

$$S_{up} = \frac{w^* \max S_{HZ}}{F} = \frac{2,77 * 9205 Kp}{34,2 cm^2} = 745,5511 ; 746 Kp / cm^2 \leq 1600 Kp / cm^2$$

Παρατηρούμε ότι η τιμή είναι πολύ μικρότερη από την επιτρεπόμενη οπότε είναι αποδεκτή η ράβδος. Έχουμε όμως το περιθώριο να επιλέξουμε μια ράβδο με μικρότερη διατομή ώστε να πετύχουμε μια πιο οικονομική κατασκευή με λιγότερα βάρη.

Επιλέγουμε λοιπόν από Πίνακα 10 του παραρτήματος έλασμα με διατομή: 2 L 100x50x10

Η επιφάνεια της διατομής είναι $F = 14,1 cm^2$ άρα για 2 L ελάσματα είναι:

$$F = 2 * 14,1 cm^2 = 28,2 cm^2$$

Οι ακτίνες αδράνειας του ελάσματος είναι:

$$i_x = 3,16 cm \quad i_y = 1,29 cm \quad i_1 = 1,04 cm \quad e_y = 1,2 cm$$

Οι βαθμοί λυγηρότητας της ράβδου για άξονες x,y υπολογίζονται:

$$I_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{298,1 cm}{3,16 cm} = 94,3354 ; 94,3$$

$$i_y' = \sqrt{i_y^2 + (e_y + 0,5)^2} = \sqrt{(1,29 cm)^2 + (1,2 cm + 0,5 cm)^2} = \sqrt{1,6641 + 2,89} = \sqrt{4,5541} ; 2,13 cm$$

$$I_y = \frac{s_{ky}}{i_y'} = \frac{298,1 cm}{2,13 cm} = 139,95 ; 140$$

Τοποθετούνται ελάσματα συνδέσεων στα τρίτα του μήκους της ράβδου, οπότε το μέγιστο εύρος φατνώματος της ράβδου είναι:

$$s_1 = \frac{1}{3} * 298,1 cm = 99,366 ; 99 cm$$

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} = \frac{99 cm}{1,04 cm} = 95,19 ; 95$$

Ο συνολικός βαθμός λυγηρότητας θα είναι:

$$I_{yi} = \sqrt{I_y^2 + I_1^2} = \sqrt{140^2 + 95^2} = \sqrt{19600 + 9025} = \sqrt{28625} = 169,189 ; 169$$

Οπότε από Πίνακα 11 του παραρτήματος προκύπτει ο συντελεστής λυγισμού:

$$w_{yi} = 4,82$$

Έλεγχος μέγιστης επιτρεπόμενης απόστασης λεπίδων συνδέσεως:

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} \leq \frac{1}{2} * I_x (4 - 3 \frac{w_{yi} * S}{F * S_{ep}}) = \frac{1}{2} * 94,3 (4 - 3 \frac{4,82 * 9205 Kp}{28,2 cm^2 * 1600 Kp / cm^2}) = 47,15 (4 - 2,95) = 49,5075 ; 50$$

δηλαδή

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} = 95 \leq 50$$

Δεν Ισχύει, αυτό σημαίνει ότι τα ελάσματα συνδέσεων εσφαλμένα επιλέχθηκαν στα τρίτα του μήκους της ράβδου.

Η υπολογιζόμενη τάση που προκύπτει:

$$S_{up} = \frac{w * \max S_{HZ}}{F} = \frac{4,82 * 9205 Kp}{28,2 cm^2} = 1573,337 ; 1573 Kp / cm^2 \leq 1600 Kp / cm^2$$

Παρατηρούμε ότι η τιμή είναι πολύ κοντά και μικρότερη της επιτρεπόμενης οπότε είναι αποδεκτή ως προς την αντοχή όμως παρουσιάζεται πρόβλημα στις συνδέσεις των ελασμάτων οπότε θα επιλέξουμε άλλο έλασμα από Πίνακα 10 του παραρτήματος με διατομή:

$$2 \perp 100x65x7$$

Η επιφάνεια της διατομής είναι $F = 11,2 cm^2$ άρα για 2 \perp ελάσματα είναι:

$$F = 2 * 11,2 cm^2 = 22,4 cm^2$$

Οι ακτίνες αδράνειας του ελάσματος είναι:

$$i_x = 3,17 cm \quad i_y = 1,84 cm \quad i_1 = 1,39 cm \quad e_y = 1,51 cm$$

Οι βαθμοί λυγηρότητας της ράβδου για άξονες x,y υπολογίζονται:

$$I_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{298,1 cm}{3,17 cm} = 94,0378 ; 94$$

$$i'_y = \sqrt{i_y^2 + (e_y + 0,5)^2} = \sqrt{(1,84 cm)^2 + (1,51 cm + 0,5 cm)^2} = \sqrt{3,3856 + 4,0401} = \sqrt{7,4257} ; 2,73 cm$$

$$I_y = \frac{s_{ky}}{i_y'} = \frac{298,1cm}{2,73cm} = 109,194 ; 109$$

Τοποθετούνται ελάσματα συνδέσεων στα τρίτα του μήκους της ράβδου, οπότε το μέγιστο εύρος φατνώματος της ράβδου είναι:

$$s_1 = \frac{1}{3} * 298,1cm = 99,366 ; 99cm$$

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} = \frac{99cm}{1,39cm} = 71,22 ; 71$$

Ο συνολικός βαθμός λυγηρότητας θα είναι:

$$I_{yi} = \sqrt{I_y^2 + I_1^2} = \sqrt{109^2 + 71^2} = \sqrt{11881 + 5041} = \sqrt{16922} = 130,085 ; 130$$

Οπότε από Πίνακα 11 του παραρτήματος προκύπτει ο συντελεστής λυγισμού:

$$w_{yi} = 2,85$$

Έλεγχος μέγιστης επιτρεπόμενης απόστασης λεπίδων συνδέσεως:

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} \leq \frac{1}{2} * I_x \left(4 - 3 \frac{w_{yi} * S}{F * S_{ep}} \right) = \frac{1}{2} * 94 \left(4 - 3 \frac{2,85 * 9205Kp}{22,4cm^2 * 1600Kp/cm^2} \right) = 47(4 - 2,2) = 84,6 ; 85$$

δηλαδή

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} = 71 \leq 85$$

Ισχύει, αυτό σημαίνει ότι τα ελάσματα συνδέσεων ορθώς επιλέχθηκαν στα τρίτα του μήκους της ράβδου.

Άρα η υπολογιζόμενη τάση προκύπτει:

$$s_{up} = \frac{w * \max S_{HZ}}{F} = \frac{2,85 * 9205Kp}{22,4cm^2} = 1171,1718 ; 1171Kp/cm^2 \leq 1600Kp/cm^2$$

Όπως έχει προαναφερθεί οι ράβδοι $O_1 - O_2 - O_3$ και οι αντίστοιχοι συμμετρικοί αυτών $O_1' - O_2' - O_3'$ θα έχουν την ίδια διατομή για κατασκευαστικούς λόγους. Αν παρατηρήσουμε τον Πίνακα 2.3 βλέπουμε ότι πράγματι οι ράβδοι παρουσιάζουν ομοιότητες και στην ισχύουσα περίπτωση φόρτισης αλλά και στο ότι είναι θλιβόμενες.

Η διαφορά παρουσιάζεται στη μέγιστη δύναμη θλίψεως όπου έχουμε την δυσμενέστερη περίπτωση της O_1 με $\max S_{HZ} = -9205Kp$ που μόλις ξετάσαμε και την ευνοϊκότερη περίπτωση της O_2' με $\max S_{HZ} = -7131Kp$

Αν εξετάσουμε λοιπόν την O_2' ως προς λυγισμό η διαδικασία είναι η ίδια με την O_1 και για διατομή ράβδου $2 \perp 100 \times 65 \times 7$ η υπολογιζόμενη τάση θα είναι:

$$S_{up} = \frac{w * \max S_{HZ}}{F} = \frac{2,85 * 7131 Kp}{22,4 cm^2} = 907,292 ; 907 Kp / cm^2 \leq 1600 Kp / cm^2$$

Αποδεκτή άρα και όλες οι υπόλοιπες ράβδοι που έχουν ενδιάμεσες τιμές μέγιστης δύναμης θλίψεως θα έχουν διατομή ράβδου $2 \perp 100 \times 65 \times 7$.

Για την ράβδο D_1 :

Ισχύουσα περίπτωση φόρτισης: HZ ($s_{HZ} = 1600 Kp / cm^2$)

Έχουμε θλίψη της ράβδου οπότε θα πρέπει να εξεταστεί ως προς λυγισμό.

Η τιμή της μέγιστης δύναμης θλίψεως που εφαρμόζεται στην ράβδο όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2.3 είναι:

$$\max S_{HZ} = -2080 Kp$$

Το ιδεατό μήκος λυγισμού της ράβδου θα είναι:

$$s_k = b * l$$

όπου β : συντελεστής για διάφορες περιπτώσεις στηρίξεων ράβδων
 l : πραγματικό μήκος της ράβδου, cm

Στην περίπτωσή μας έχουμε αμφιαρθρωτή ράβδο οπότε $\beta=1$. Επίσης διακρίνονται σε s_{kx}, s_{ky} για λυγισμό κάθετα προς τους κύριους άξονες x-x ή y-y.

Στον προηγούμενο υπολογισμό των ράβδων O_1-O_3 είδαμε ότι το πραγματικό μήκος λυγισμού ταυτίζεται όμως σε αυτή την περίπτωση οι τιμές για τους άξονες x-x ή y-y θα διαφέρουν κατά 15 cm. Όπως έχει επισημανθεί παραπάνω, το μήκος λυγισμού των ορθοστατών και των διαγωνίων για λυγισμό ως προς το επίπεδο του ζευκτού λαμβάνεται γενικώς κατά 15 cm μικρότερο του θεωρητικού μήκους των ράβδων. Η επιλογή των 15 cm είναι η εκτιμώμενη απόσταση των κέντρων βάρους των δυο άκρων της ράβδου για το συγκεκριμένο σχέδιο της στέγης που μελετάμε.

$$s_{ky} = b * l = 1 * 282,5 cm = 282,5 cm \quad s_{kx} = b * (l - 15) = 1 * (282,5 cm - 15 cm) = 267,5 cm$$

Ακολουθούμε τη μέθοδο του συντελεστή διατομής Z όπως έχει προαναφερθεί προηγουμένως.

Επιλέγουμε από Πίνακα 8 του παραρτήματος για δυο ανισοσκελή γωνιακά $Z=3$

Υπολογίζουμε το συντελεστή ράβδου ζ:

$$z = \sqrt{\frac{Z * s_k^2 * S_{ep}}{S}} = \sqrt{\frac{3 * (282,5cm)^2 * 1600Kp / cm^2}{2080Kp}} = 429,14$$

Από Πίνακα 9 του παραρτήματος ισχύει $w = \frac{z}{76,95}$ όταν $z > 180$

Υπολογίζω τον συντελεστή λυγισμού ω:

$$w = \frac{z}{76,95} = \frac{429,14}{76,95} = 5,5768 ; 5,6$$

Οπότε η απαιτούμενη επιφάνεια της διατομής είναι:

$$F = w \frac{S}{S_{ep}} = 5,6 \frac{2080Kp}{1600Kp / cm^2} = 7,28cm^2$$

Από Πίνακα 10 του παραρτήματος εκλέγεται για $F = 7,6cm^2 > 7,28cm^2$ ανισοσκελή γωνιακό έλασμα με διατομή: 2 L 65x50x7

Η επιφάνεια της διατομής για 2 L ελάσματα είναι:

$$F = 2 * 7,6cm^2 = 15,2cm^2$$

Οι ακτίνες αδράνειας του ελάσματος είναι:

$$i_x = 2,02cm \quad i_y = 1,44cm \quad i_1 = 1,05cm \quad e_y = 1,33cm$$

Οι βαθμοί λυγηρότητας της ράβδου για άξονες x,y υπολογίζονται:

$$l_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{267,5cm}{2,02cm} = 132,425 ; 132,43$$

$$i'_y = \sqrt{i_y^2 + (e_y + 0,5)^2} = \sqrt{(1,44cm)^2 + (1,33cm + 0,5cm)^2} = \sqrt{2,0736 + 3,3489} = \sqrt{5,4225} ; 2,33cm$$

$$l_y = \frac{s_{ky}}{i'_y} = \frac{282,5cm}{2,33cm} = 121,244 ; 121$$

Τοποθετούνται ελάσματα συνδέσεων στα τρίτα του μήκους της ράβδου, οπότε το μέγιστο εύρος φατνώματος της ράβδου είναι:

$$s_1 = \frac{1}{3} * 282,5cm = 94,166 ; 94cm$$

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} = \frac{94cm}{1,05cm} = 89,5238 ; 89,5$$

Ο συνολικός βαθμός λυγηρότητας θα είναι:

$$I_{yi} = \sqrt{I_y^2 + I_1^2} = \sqrt{121^2 + 89,5^2} = \sqrt{14641 + 8010,25} = \sqrt{22651,25} = 150,5033 ; 151$$

Οπότε από Πίνακα 11 του παραρτήματος προκύπτει ο συντελεστής λυγισμού:

$$w_{yi} = 3,85$$

Έλεγχος μέγιστης επιτρεπόμενης απόστασης λεπίδων συνδέσεως:

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} \leq \frac{1}{2} * I_x \left(4 - 3 \frac{w_{yi} * S}{F * S_{ep}} \right) = \frac{1}{2} * 132,43 \left(4 - 3 \frac{3,85 * 2080Kp}{15,2cm^2 * 1600Kp/cm^2} \right) = 199,4395 ; 199$$

δηλαδή

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} = 72 \leq 101$$

Ισχύει, αυτό σημαίνει ότι τα ελάσματα συνδέσεων ορθώς επιλέχθηκαν στα τρίτα του μήκους της ράβδου.

Άρα η υπολογιζόμενη τάση προκύπτει:

$$S_{up} = \frac{w * \max S_{HZ}}{F} = \frac{3,85 * 2080Kp}{15,2cm^2} = 526,8421 ; 527Kp/cm^2 \leq 1600Kp/cm^2$$

Παρατηρούμε ότι η τιμή είναι πολύ μικρότερη από την επιτρεπόμενη οπότε είναι αποδεκτή η ράβδος. Έχουμε όμως το περιθώριο να επιλέξουμε μια ράβδο με μικρότερη διατομή ώστε να πετύχουμε μια πιο οικονομική κατασκευή με λιγότερα βάρη.

Επιλέγουμε λοιπόν από Πίνακα 10 του παραρτήματος έλασμα με διατομή:

$$2 \perp 50x40x5$$

Η επιφάνεια της διατομής είναι $F = 4,27cm^2$ άρα για 2 \perp ελάσματα είναι:

$$F = 2 * 4,27cm^2 = 8,54cm^2$$

Οι ακτίνες αδράνειας του ελάσματος είναι:

$$i_x = 1,56cm \quad i_y = 1,18cm \quad i_1 = 0,84cm \quad e_y = 1,07cm$$

Οι βαθμοί λυγηρότητας της ράβδου για άξονες x,y υπολογίζονται:

$$I_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{267,5cm}{1,56cm} = 171,4743 ; 171,47$$

$$i_y' = \sqrt{i_y^2 + (e_y + 0,5)^2} = \sqrt{(1,18cm)^2 + (1,07cm + 0,5cm)^2} = \sqrt{1,3924 + 2,4649} = \sqrt{3,8573} ; 1,96cm$$

$$I_y = \frac{s_{ky}}{i_y'} = \frac{282,5cm}{1,96cm} = 144,13265 ; 144$$

Τοποθετούνται ελάσματα συνδέσεων στα τρίτα του μήκους της ράβδου, οπότε το μέγιστο εύρος φατνώματος της ράβδου είναι:

$$s_1 = \frac{1}{3} * 282,5cm = 94,166 ; 94cm$$

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} = \frac{94cm}{0,84cm} = 111,904 ; 112$$

Ο συνολικός βαθμός λυγηρότητας θα είναι:

$$I_{yi} = \sqrt{I_y^2 + I_1^2} = \sqrt{144^2 + 112^2} = \sqrt{20736 + 12544} = \sqrt{33280} = 182,428 ; 182$$

Οπότε από Πίνακα 11 του παραρτήματος προκύπτει ο συντελεστής λυγισμού:

$$w_{yi} = 5,59$$

Έλεγχος μέγιστης επιτρεπόμενης απόστασης λεπίδων συνδέσεως:

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} \leq \frac{1}{2} * I_x \left(4 - 3 \frac{w_{yi} * S}{F * S_{ep}}\right) = \frac{1}{2} * 171,47 \left(4 - 3 \frac{5,59 * 2080Kp}{8,54cm^2 * 1600Kp/cm^2}\right) = 85,735(4 - 2,55) ; 124$$

δηλαδή

$$I_1 = \frac{s_1}{i_1} = 112 \leq 124$$

Ισχύει, αυτό σημαίνει ότι τα ελάσματα συνδέσεων ορθώς επιλέχθηκαν στα τρίτα του μήκους της ράβδου.

Άρα η υπολογιζόμενη τάση προκύπτει:

$$S_{up} = \frac{w * \max S_{HZ}}{F} = \frac{5,59 * 2080Kp}{8,54cm^2} = 1361,4988 ; 1361Kp/cm^2 \leq 1600Kp/cm^2$$

Παρατηρούμε ότι η τιμή είναι πολύ κοντά στην επιτρεπόμενη οπότε είναι αποδεκτή η ράβδος.

Όπως έχει προαναφερθεί οι ράβδοι D_1-D_2 και οι αντίστοιχοι συμμετρικοί αυτών $D_1' - D_2'$ θα έχουν την ίδια διατομή για κατασκευαστικούς λόγους. Αν παρατηρήσουμε τον Πίνακα 2.3 βλέπουμε ότι πράγματι οι ράβδοι παρουσιάζουν ομοιότητες και στην ισχύουσα περίπτωση φόρτισης αλλά και στο ότι είναι θλιβόμενες.

Η διαφορά παρουσιάζεται στη μέγιστη δύναμη θλίψεως όπου έχουμε την δυσμενέστερη περίπτωση της D_1 με $\max S_{HZ} = -2080Kp$ που μόλις ξετάσαμε και την ευνοϊκότερη περίπτωση της D_2 με $\max S_{HZ} = -1668Kp$

Αν ξετάσουμε λοιπόν την D_2 ως προς λυγισμό η διαδικασία είναι η ίδια με την D_1 και για διατομή ράβδου $2 \perp 50 \times 40 \times 5$ η υπολογιζόμενη τάση θα είναι:

$$s_{up} = \frac{w \cdot \max S_{HZ}}{F} = \frac{5,59 \cdot 1668Kp}{8,54cm^2} = 1091,8173 ; 1092Kp / cm^2 \leq 1600Kp / cm^2$$

Παρατηρούμε ότι είναι αποδεκτή.

Για την ράβδο D_3 :

Ισχύουσα περίπτωση φόρτισης: HZ ($s_{HZ} = 1800Kp / cm^2$)
Έχουμε εφελκυσμό της ράβδου.

Η τιμή της μέγιστης δύναμης εφελκυσμού που εφαρμόζεται στην ράβδο όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2.3 είναι:

$$\max S_{HZ} = 3753Kp$$

Εκλέγεται διατομή $2 \perp 50 \times 40 \times 4$

Η επιφάνεια της διατομής είναι $F = 3,46cm^2$ άρα για $2 \perp$ ελάσματα είναι:

$$F = 2 \cdot 3,46cm^2 = 6,92cm^2$$

Για τον έλεγχο της διατομής σε εφελκυσμό ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$s_{up} = \frac{\max S_{HZ}}{F_n} \leq s_{ep}$$

Η F_n είναι η χρήσιμη διατομή της ράβδου και προκύπτει αν αφαιρέσουμε από την πλήρη διατομή της ράβδου F τις οπές που θα δημιουργηθούν κατά την δυσμενέστερη γραμμή θραύσεως. Στο έλασμα $L 50 \times 40 \times 4$ θα τοποθετηθούν ήλοι σε μια σειρά οπότε υπάρχει μία οπή κατά την δυσμενέστερη γραμμή θραύσεως, έχουμε όμως δύο ελάσματα άρα θα αφαιρεθούν 2 οπές.

$$F_n = F - 2 * d * s$$

όπου d : διάμετρος οπής
 s : πάχος ελάσματος

Η τιμή της λοιπόν για 2 οπές των 2 L ελασμάτων διαμέτρου 13mm θα είναι:

$$F_n = F - 2 * d * s = 6,92 \text{ cm}^2 - 2 * 1,3 \text{ cm} * 0,4 \text{ cm} = 5,88 \text{ cm}^2$$

Άρα η υπολογιζόμενη τάση προκύπτει:

$$s_{up} = \frac{\max S_{HZ}}{F_n} = \frac{3753 \text{ Kp}}{5,88 \text{ cm}^2} = 638,2653 ; 638 \text{ Kp / cm}^2 \leq 1800 \text{ Kp / cm}^2$$

Παρατηρούμε ότι η τιμή είναι πολύ μικρότερη από την επιτρεπόμενη οπότε είναι αποδεκτή η ράβδος. Δεν έχουμε όμως το περιθώριο να επιλέξουμε μια ράβδο με μικρότερη διατομή ώστε να πετύχουμε μια πιο οικονομική κατασκευή λόγω του περιορισμού που θέσαμε αρχικά ότι θα έχουμε ελάσματα ελάχιστου πλάτους σκέλους 50 mm ώστε δυνατή η χρησιμοποίηση ήλων διαμέτρου τουλάχιστον 13 mm.

Η συμμετρική ράβδος της D_3 δηλαδή η D_3' θα έχει την ίδια διατομή διότι και αυτή εφελκύεται με ελάχιστα μικρότερη τιμή μέγιστης δύναμης εφελκυσμού $\max S_{HZ} = 3677 \text{ kP}$ \mathbf{p} 3753 kP . Δηλαδή η υπολογιζόμενη τάση είναι:

$$s_{up} = \frac{\max S_{HZ}}{F_n} = \frac{3677 \text{ Kp}}{5,88 \text{ cm}^2} = 625,3401 ; 625 \text{ Kp / cm}^2 \leq 1800 \text{ Kp / cm}^2$$

Για την ράβδο U_1 :

Ισχύουσα περίπτωση φόρτισης: HZ ($s_{HZ} = 1800 \text{ Kp / cm}^2$)
 Έχουμε εφελκυσμό της ράβδου.

Η τιμή της μέγιστης δύναμης εφελκυσμού που εφαρμόζεται στην ράβδο όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2.3 είναι:

$$\max S_{HZ} = 8830 \text{ Kp}$$

Εκλέγεται διατομή 2 $L 50 \times 40 \times 4$

Η επιφάνεια της διατομής είναι $F = 3,46cm^2$ άρα για 2 L ελάσματα είναι:

$$F = 2 * 3,46cm^2 = 6,92cm^2$$

Η τιμή της χρήσιμης διατομής F_n για 2 οπές των 2 L ελασμάτων διαμέτρου 13mm θα είναι:

$$F_n = F - 2 * d * s = 6,92cm^2 - 2 * 1,3cm * 0,4cm = 5,88cm^2$$

Άρα η υπολογιζόμενη τάση προκύπτει:

$$s_{up} = \frac{\max S_{HZ}}{F_n} = \frac{8830Kp}{5,88cm^2} = 1501,7006 ; 1502Kp / cm^2 \leq 1800Kp / cm^2$$

Παρατηρούμε ότι η τιμή είναι μικρότερη από την επιτρεπόμενη οπότε είναι αποδεκτή η ράβδος.

Η συμμετρική ράβδος της U_1 δηλαδή η U_1' θα έχει την ίδια διατομή διότι και αυτή εφελκύεται με ελάχιστα μικρότερη τιμή μέγιστης δύναμης εφελκυσμού $\max S_{HZ} = 8019kp$ $\leq 8830kp$. Δηλαδή η υπολογιζόμενη τάση είναι:

$$s_{up} = \frac{\max S_{HZ}}{F_n} = \frac{8019Kp}{5,88cm^2} = 1363,7755 ; 1364Kp / cm^2 \leq 1800Kp / cm^2$$

Για την ράβδο U_2 :

Ισχύουσα περίπτωση φόρτισης: HZ ($s_{HZ} = 1800Kp / cm^2$)

Έχουμε εφελκυσμό της ράβδου.

Η τιμή της μέγιστης δύναμης εφελκυσμού που εφαρμόζεται στην ράβδο όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2.3 είναι:

$$\max S_{HZ} = 4608Kp$$

Εκλέγεται διατομή 2 L 50x40x4

Η επιφάνεια της διατομής είναι $F = 3,46cm^2$ άρα για 2 L ελάσματα είναι:

$$F = 2 * 3,46cm^2 = 6,92cm^2$$

Η τιμή της χρήσιμης διατομής F_n για 2 οπές των 2 L ελασμάτων διαμέτρου 13mm θα είναι:

$$F_n = F - 2 * d * s = 6,92cm^2 - 2 * 1,3cm * 0,4cm = 5,88cm^2$$

Άρα η υπολογιζόμενη τάση προκύπτει:

$$S_{up} = \frac{\max S_{HZ}}{F_n} = \frac{4608Kp}{5,88cm^2} = 783,6734 ; 784Kp / cm^2 \leq 1800Kp / cm^2$$

Αποδεκτή η ράβδος.

2.5.3.2 Διατομές ράβδων

Πίνακας Διατομών:

Στον Πίνακα 2.4 δίνονται για όλες τις ράβδους οι εκλεγμένες διατομές, τα στοιχεία κάθε διατομής και οι τάσεις που αναπτύσσονται σ' αυτές.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.4

Ράβδος	Διατομή	Μέγιστη δύναμη maxS Kp	Επιφάνεια Διατομής F cm ²	F _n cm ²	Συντελεστής λυγισμού ω	Φόρτιση	Υπολογιζόμενη τάση σ _{υπ} Kp/cm ²
O ₁ - O ₂ - O ₃	2 L 100x65x7	-9205	22,4	-	2,85	HZ	1171
D ₁ - D ₂	2 L 50x40x5	-2080	8.54	-	5.59	HZ	1362
D ₃	2 L 50x40x4	3753	-	5,88	-	HZ	638
D ₃ '	2 L 50x40x4	3677	-	5,88	-	HZ	625
U ₁	2 L 50x40x4	8830	-	5,88	-	HZ	1502
U ₁ '	2 L 50x40x4	8019	-	5,88	-	HZ	1364
U ₂	2 L 50x40x4	4608	-	5,88	-	HZ	784

2.6 ΚΟΜΒΟΙ ΚΑΙ ΕΝΩΣΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ

2.6.1 Ηλώσεις ράβδων ζευκτού

Για την ήλωση των ράβδων στους κόμβους η διάμετρος των ήλων λαμβάνεται ανάλογα με το πλάτος του ελάσματος:

Για πλάτος $b = 35mm$ ήλοι διαμέτρου: $d = 11mm$

Για πλάτος $b = 50mm$ ήλοι διαμέτρου: $d = 13mm$

Για πλάτος $b = 55mm$ ήλοι διαμέτρου: $d = 17mm$

Για πλάτος $b = 65mm$ ήλοι διαμέτρου: $d = 21mm$

Για πλάτος $b = 75mm$ ήλοι διαμέτρου: $d = 23mm$

Για τα ελάσματα που προκύπτουν από τον προηγούμενο Πίνακα 2.4 μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε ήλους διαμέτρου:

$d = 13mm$ για 2 L 50x40x5 και 2 L 50x40x4

$d = 17mm$ ή $d = 21mm$ για 2 L 100x65x7

Επίσης η διάμετρος των ήλων επιλέγεται και ανάλογα με το πάχος του λεπτοτέρου ελάσματος όπως δείχνει ο παρακάτω Πίνακα 2.5.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.5

Διάμετρος ήλου d (mm)	Κατάλληλο πάχος ελάσματος t (mm)	Επιτρεπτό να χρησιμοποιηθεί πάχος ελάσματος t (mm)
13	4 έως 6	4 έως 7
17	6 έως 8	5 έως 10
21	8 έως 11	6 έως 13
23	10 έως 14	8 έως 17
25	13 έως 17	11 έως 20
28	16 έως 21	14 έως 24

Όποτε για την ήλωση των ράβδων στους κόμβους όπως φαίνεται από τον παραπάνω Πίνακα 2.5 θα χρησιμοποιηθούν ήλοι διαμέτρου:

$d = 13mm$ για 2 L 50x40x5 και 2 L 50x40x4

$d = 17mm$ για 2 L 100x65x7

Για τον υπολογισμό της ήλωσης πρέπει να γίνει έλεγχος ως προς διάτμηση και σύνθλιψη της άντυγος των οπών και επιλέγουμε όποιο αποτέλεσμα είναι δυσμενέστερο, αυτό δηλαδή που απαιτείται μεγαλύτερος αριθμός ήλων.

Για διάφορες όμως διαμέτρους d είναι δυνατό να υπολογίζουμε το πάχος κομβοελάσματος. Αν λοιπόν το κομβοέλασμα που έχουμε ήδη επιλέξει προκύπτει

μικρότερο από αυτό που υπολογίζουμε τότε ισχύει η περίπτωση της σύνθλιψης της άντυγος, ενώ αν προκύπτει μεγαλύτερο ισχύει αυτή της διάτμησης. Ο τύπος υπολογισμού δίνεται από τους κανονισμούς:

- Για μονόμητη ήλωση $t = 0,393d$
- Για δίμητη ήλωση $t = 0,785d$

Έχουμε λοιπόν δίμητη ήλωση με πάχος κομβοελάσματος $t = 10mm$, άρα:

Για $d = 13mm$ ισχύει:

$$t = 0,785d = 0,785 * 13mm = 10,205mm > 10mm \Leftrightarrow$$

$$10mm < 10,205mm$$

Το πάχος κομβοελάσματος που έχουμε είναι μικρότερο άρα ισχύει η περίπτωση της σύνθλιψης της άντυγος.

Ομοίως για $d = 17mm$ ισχύει:

$$t = 0,785d = 0,785 * 17mm = 13,345mm > 10mm \Leftrightarrow$$

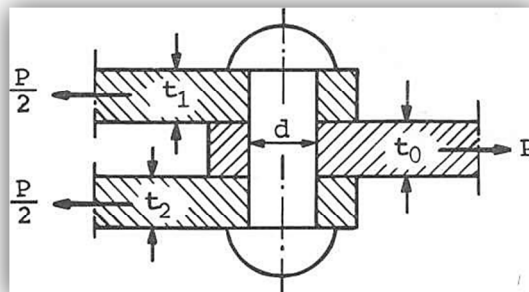
$$10mm < 13,345mm$$

Το πάχος κομβοελάσματος που έχουμε είναι μικρότερο άρα ισχύει η περίπτωση της σύνθλιψης της άντυγος.

Δεδομένου ότι όλες οι ράβδοι αποτελούνται από δυο γωνιακά, όλοι οι ήλοι που συνδέονται σε αυτούς με το κομβοέλασμα είναι δίμητοι. Όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 2.14 όπου έχουμε δίμητη ήλωση το πάχος t ανάλογα με την διεύθυνση που μεταφέρεται η δύναμη θα πρέπει να είναι ίσο με το μικρότερο συνολικό πάχος των ελασμάτων. Δηλαδή,

εάν $t_0 < t_1 + t_2$ τότε $t = t_0$ ενώ εάν $t_0 > t_1 + t_2$ τότε $t = t_1 + t_2$.

Σχήμα 2.14



Για τον υπολογισμό της ήλωσης ως προς την σύνθλιψη της άντυγος των οπών (θεωρείται δυσμενέστερη περίπτωση όπως αναλύθηκε προηγουμένως) είναι:

$$t = 4 + 4 = 8\text{mm} (< 10\text{mm})$$

για τους ήλους διαμέτρου $d = 13\text{mm}$

$$t = 10\text{mm} (< 7 + 7 = 14\text{mm})$$

για τους ήλους διαμέτρου $d = 17\text{mm}$

Για τις ηλώσεις της εξεταζόμενης στέγης από τον Πίνακα 13 του παραρτήματος η επιτρεπόμενη υπό του ενός ήλου δύναμη που αναλαμβάνεται είναι:

$$d = 13\text{mm} \quad t = 8\text{mm} \quad \text{Φόρτιση H : } N_{ep} = 2910\text{Kp}$$

$$\text{Φόρτιση HZ : } N_{ep} = 3330\text{Kp}$$

$$d = 17\text{mm} \quad t = 10\text{mm} \quad \text{Φόρτιση H : } N_{ep} = 4760\text{Kp}$$

$$\text{Φόρτιση HZ : } N_{ep} = 5440\text{Kp}$$

Οπότε ο υπολογιζόμενος αριθμός ήλων προκύπτει από την σχέση:

$$n = \frac{S}{N_{ep}}$$

Επίσης από τους κανονισμούς απαιτείται να έχουμε τουλάχιστον 2 ήλους.

Επομένως για την ήλωση της κάθε ράβδου του ζευκτού προς το αντίστοιχο κομβόελασμα απαιτείται ο παρακάτω αριθμός ήλων όπως φαίνεται στον παρακάτω Πίνακα 2.6:

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.6

Ράβδος	Δύναμη S (Kp)	Διάμετρος οπής ήλων (mm)	Φόρτιση	Υπολογιζόμενος αριθμός ήλων $S/N_{επ}$	Απαιτούμενος αριθμός ήλων n
O ₁	9205	17	HZ	1,692	2
O ₁ '	9069	17	HZ	1,667	2
O ₂	7267	17	HZ	1,336	2
O ₂ '	7131	17	HZ	1,311	2
O ₃	7523	17	HZ	1,383	2
O ₃ '	7387	17	HZ	1,358	2
D ₁	2080	13	HZ	0,625	2
D ₁ '	2080	13	HZ	0,625	2
D ₂	1668	13	HZ	0,501	2
D ₂ '	1668	13	HZ	0,501	2
D ₃	3753	13	HZ	1,127	2
D ₃ '	3677	13	HZ	1,104	2
U ₁	8830	13	HZ	2,652	2-3
U ₁ '	8019	13	HZ	2,408	2-3
U ₂	4608	13	HZ	1,384	2

Για τον Κόμβο Κ5 χρησιμοποιούνται αντί ήλων, συνήθεις κοχλίες για εύκολη επιτόπου σύνδεση των δύο τεμαχίων του ζευκτού. Για τις Ράβδους λοιπόν Ο₃, Ο₃' επιλέγονται κοχλίες M16 άρα από Πίνακα 6 του παραρτήματος για $t = 10mm$ και φόρτιση HZ έχουμε:

$$N_{ep} = 4320Kp$$

Οπότε ο απαιτούμενος αριθμός κοχλιών n

$$n = \frac{7523Kp}{4320Kp} = 1,741 \text{ Άρα } n = 2$$

Για τις Ράβδους λοιπόν D₃, D₃' επιλέγονται κοχλίες M12 άρα από Πίνακα 6 του παραρτήματος για $t = 8mm$ και φόρτιση H έχουμε:

$$N_{ep} = 2300Kp$$

Οπότε ο απαιτούμενος αριθμός κοχλιών n

$$n = \frac{2527Kp}{2300Kp} = 1,099 \text{ Άρα } n = 2$$

Όπως παρατηρούμε δεν έχουμε μεγάλη διαφορά με τον Πίνακα 2.6 όπου υπολογίσαμε ήλους και αυτό γιατί δεν υπάρχει μεγάλη διαφορά στην επιτρεπόμενη υπό του ενός ήλου δύναμη μεταξύ ήλων και κοχλιών.

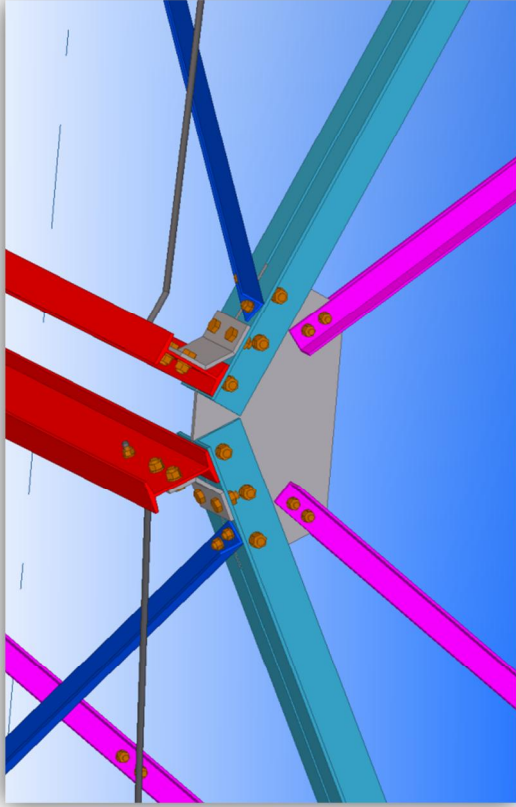
Στον Πίνακα 2.6 παρατηρούμε ότι ο Απαιτούμενος αριθμός ήλων προκύπτει σχεδόν για όλες τις ράβδους $n = 2$. Αυτός ο αριθμός όμως θα αλλάξει κατά την διαμόρφωση του κατασκευαστικού σχεδίου.

Κατά τη σχεδίαση τηρούνται με πολύ προσοχή οι κανονισμοί, παραδείγματος χάρη οι αποστάσεις των ήλων από τα άκρα των ράβδων και του κομβοελάσματος οι λεγόμενες ακραίες αποστάσεις η το σχήμα του κομβοελάσματος καθώς και οι μέγιστες οπές που ορίζουν τα ελάσματα ανάλογα με το μέγεθος του. Το σύνολο λοιπόν των σχεδιαστικών κανονισμών μας παρέχουν σχετικά καλή ασφάλεια στο ότι η κατασκευή μας θα αντέξει στους μετέπειτα ελέγχους.

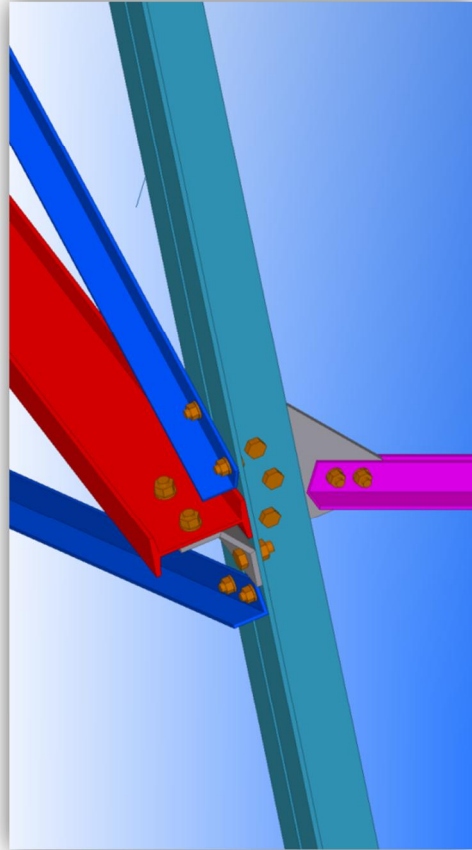
Για τη σχεδίαση χρησιμοποιούνται τα σχεδιαστικά προγράμματα Tekla Structures 15.0 και AutoCAD 2011

Παρατίθενται τα σχέδια που εκπονήθηκαν:

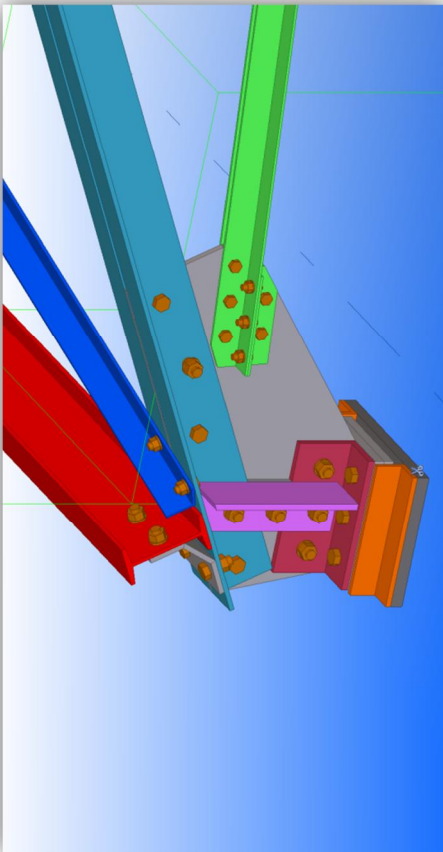
Σχήμα κόμβου K5



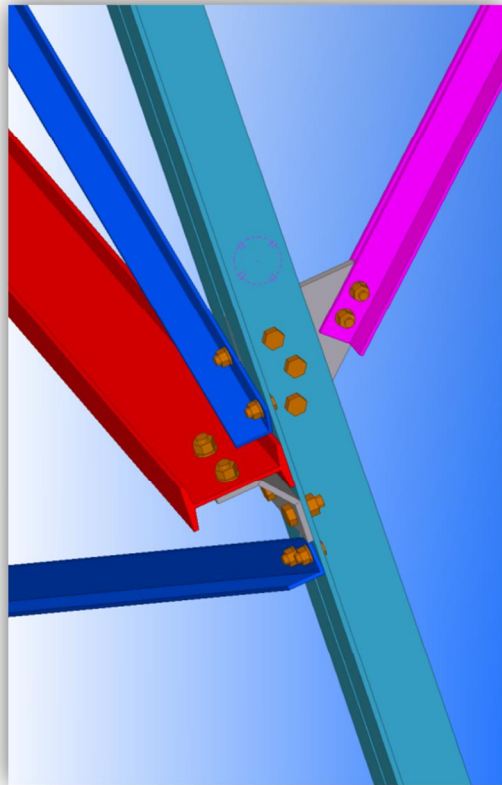
Σχήμα κόμβου K3



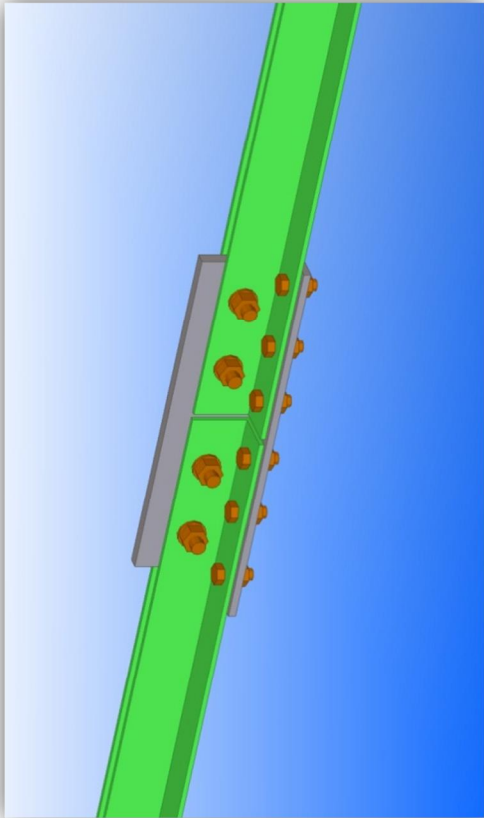
Σχήμα έδρασης κόμβου K1



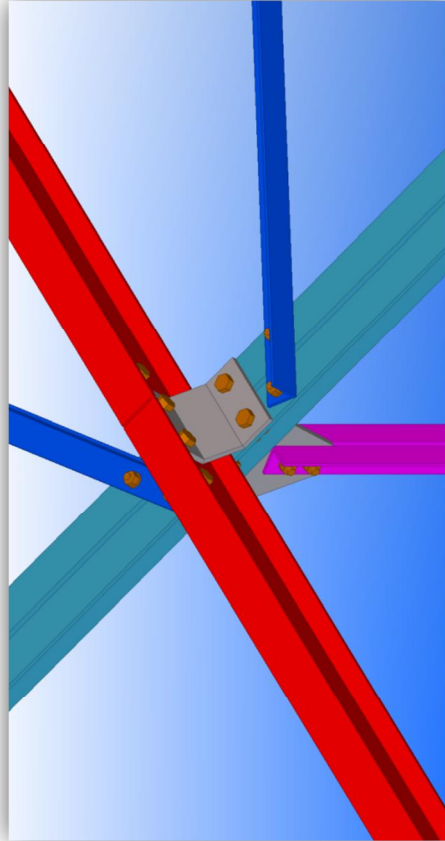
Σχήμα κόμβου K2



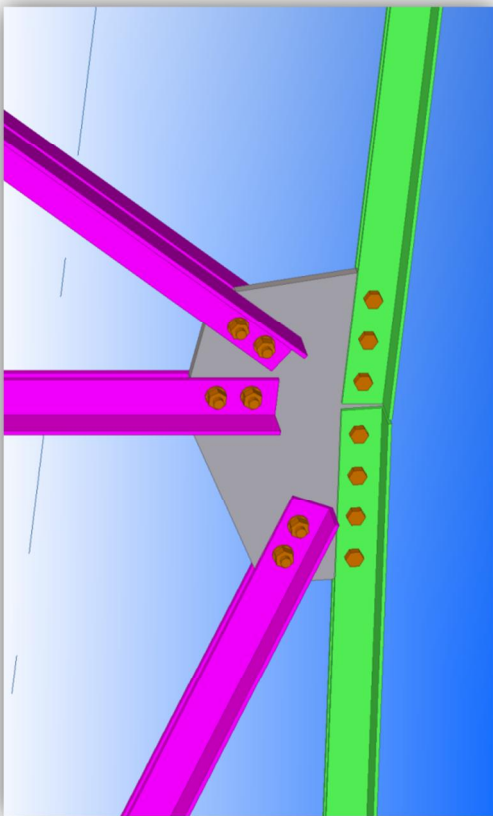
Σχήμα ένωσης ράβδου U₂



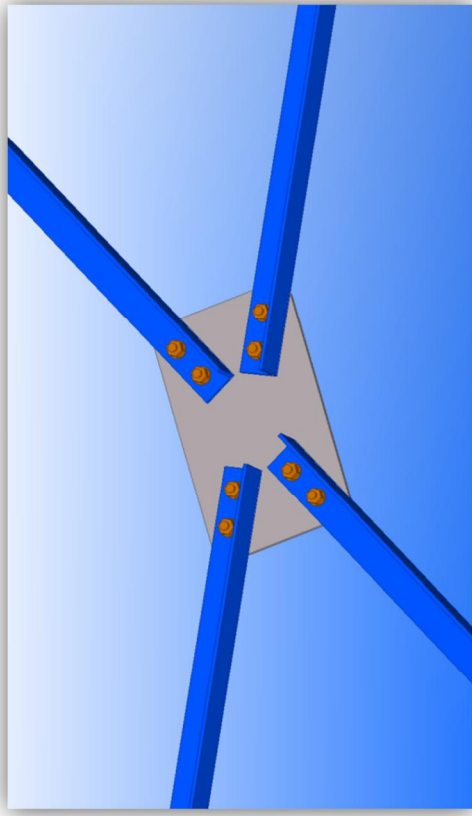
Στήριξη τειγίδας με γωνιακό

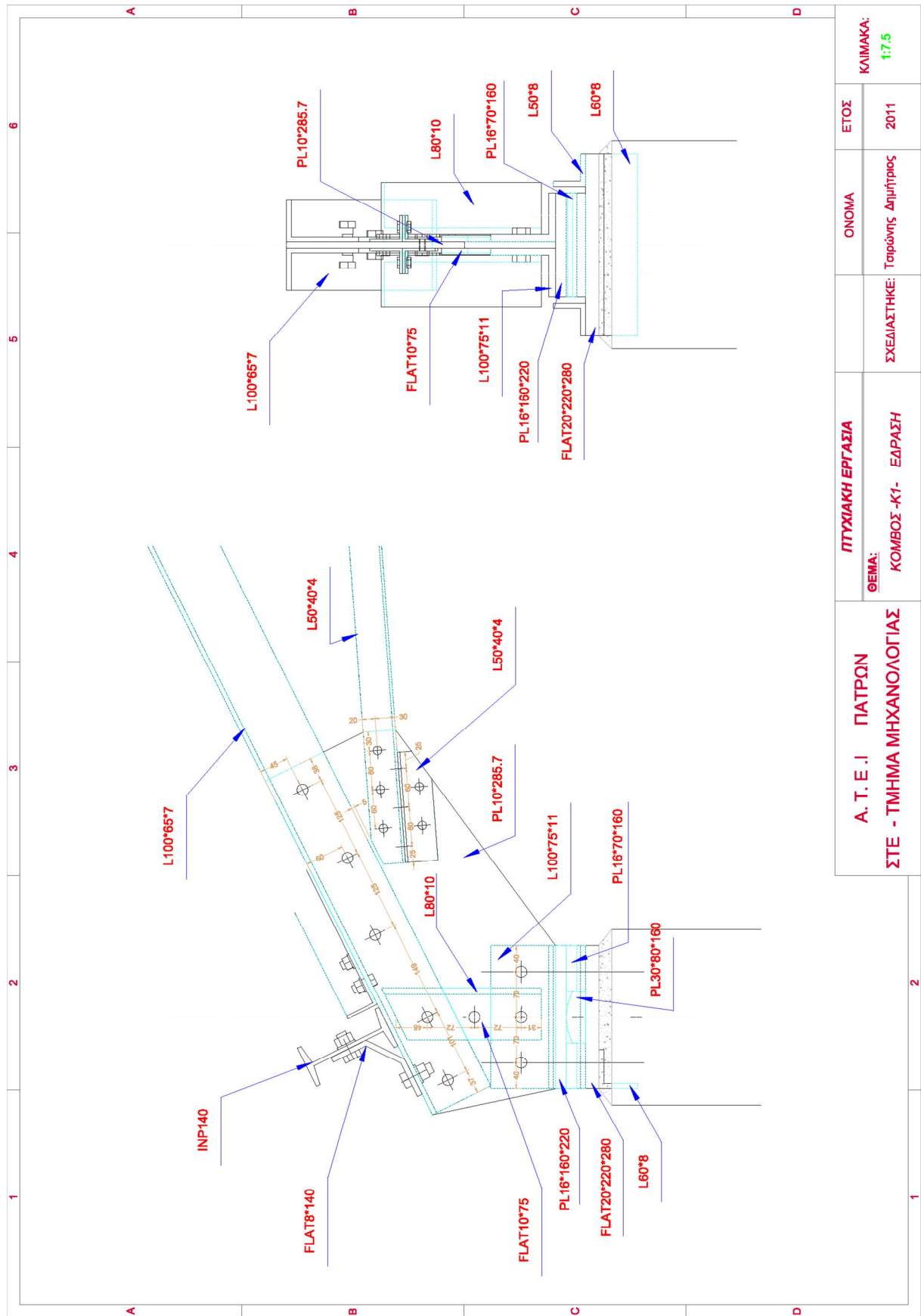


Σχήμα κόμβου K4

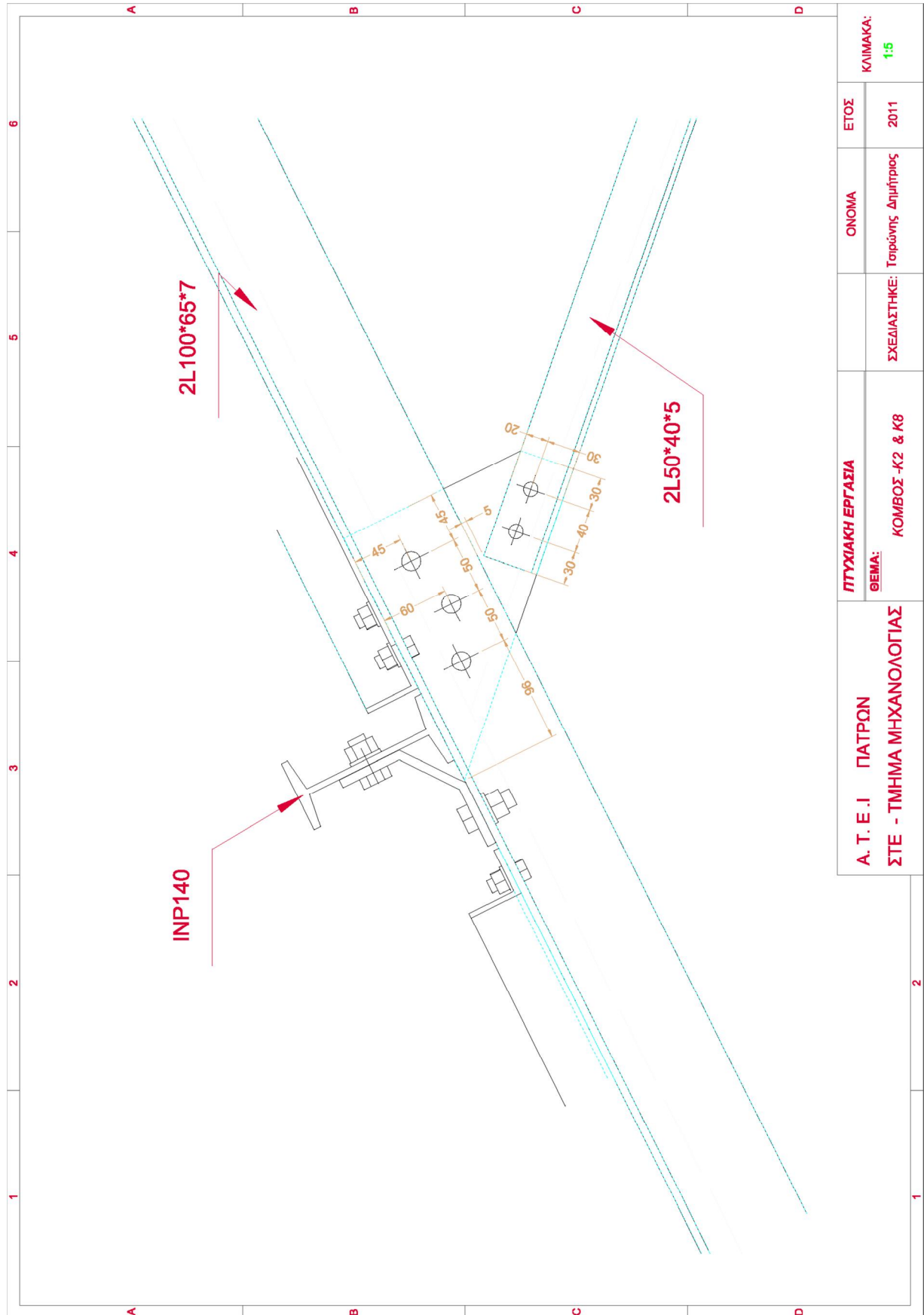


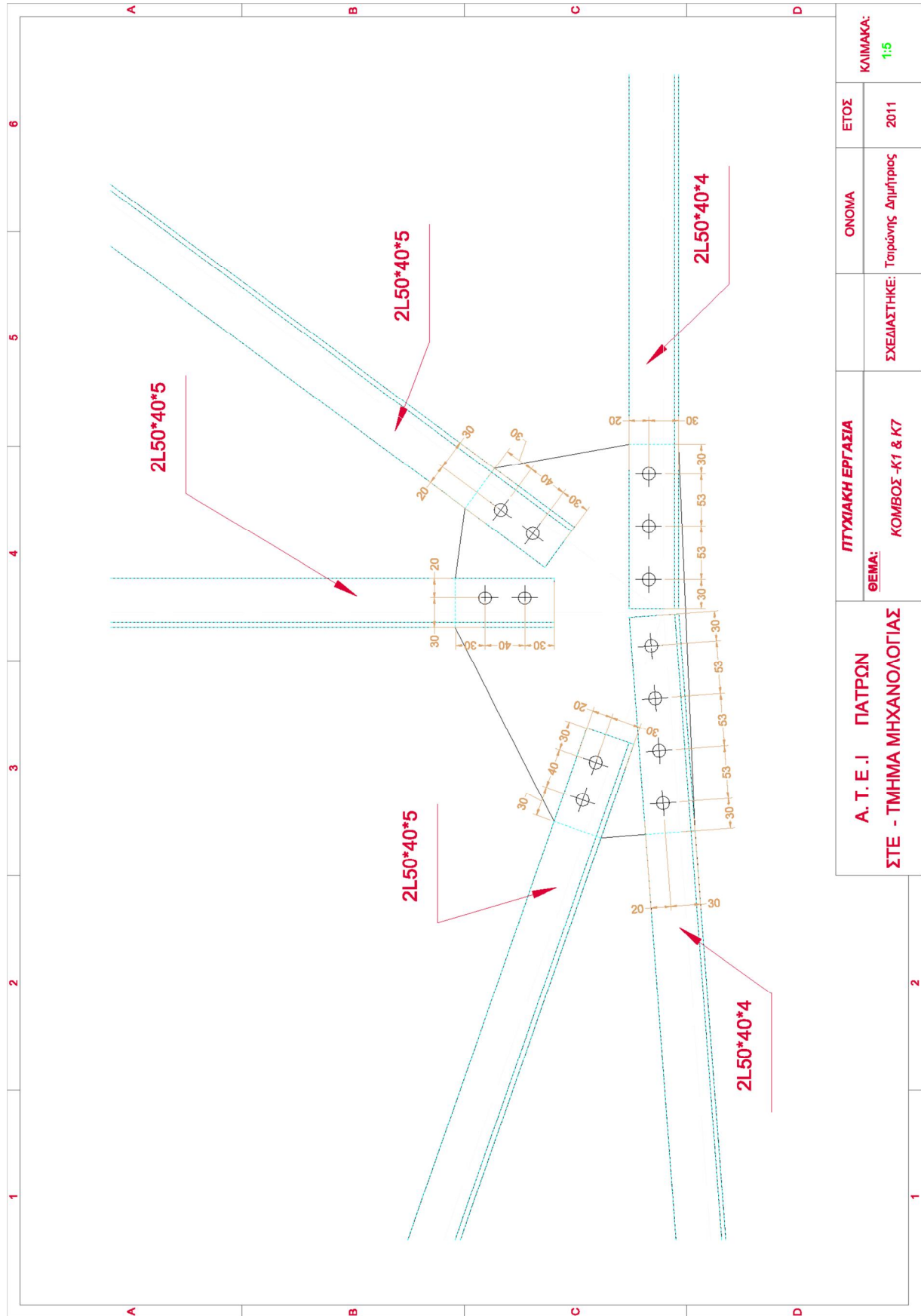
Σύνδεση αντιανεμίου



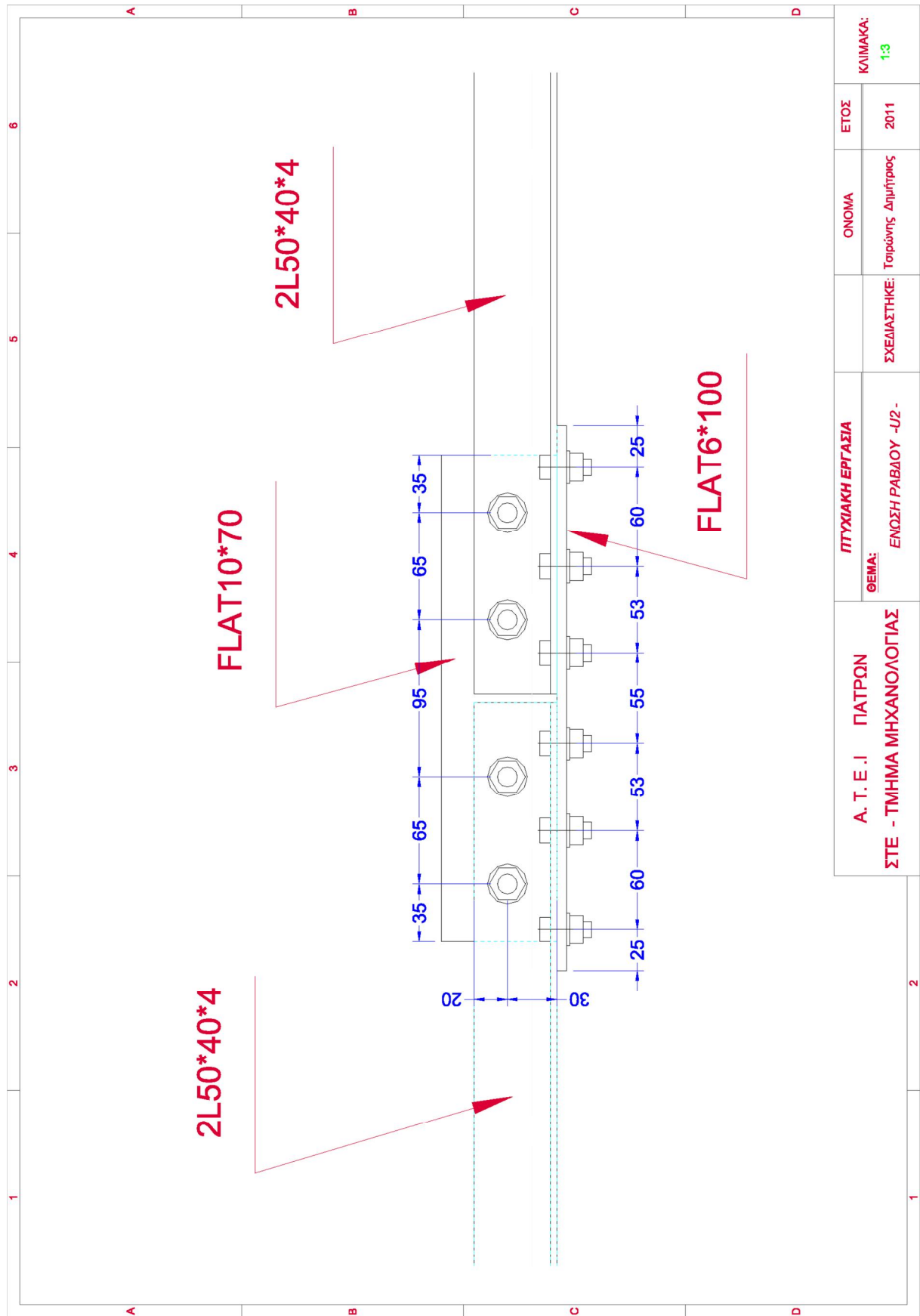


Α. Τ. Ε. Ι ΠΑΤΡΩΝ ΣΤΕ - ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ	ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΘΕΜΑ: ΚΟΜΒΟΣ -Κ1- ΕΔΡΑΣΗ	ΟΝΟΜΑ Τσιρώνης Δημήτρης	ΕΤΟΣ 2011	ΚΑΙΜΑΚΑ: 1:7.5
		ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΚΕ:		

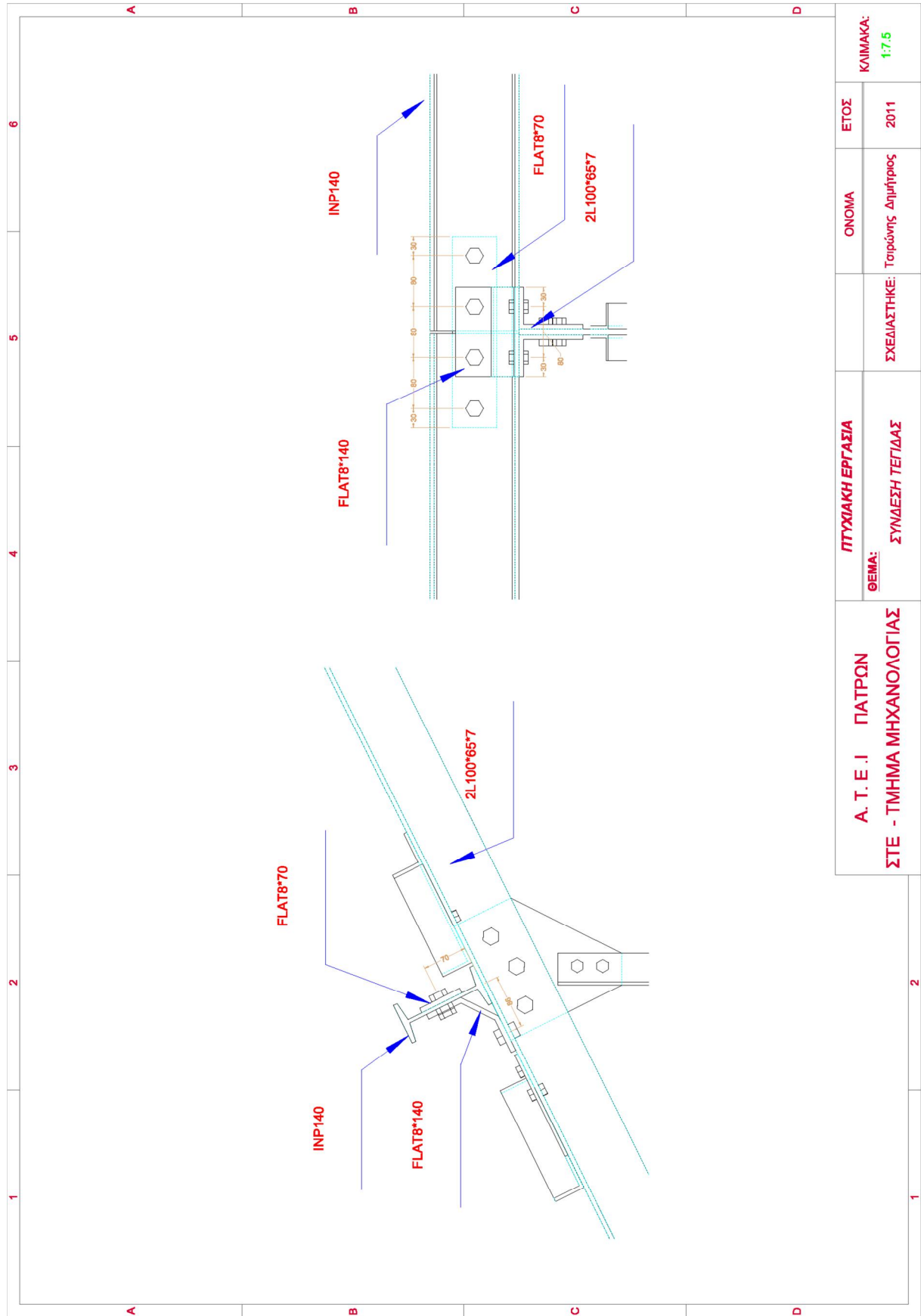


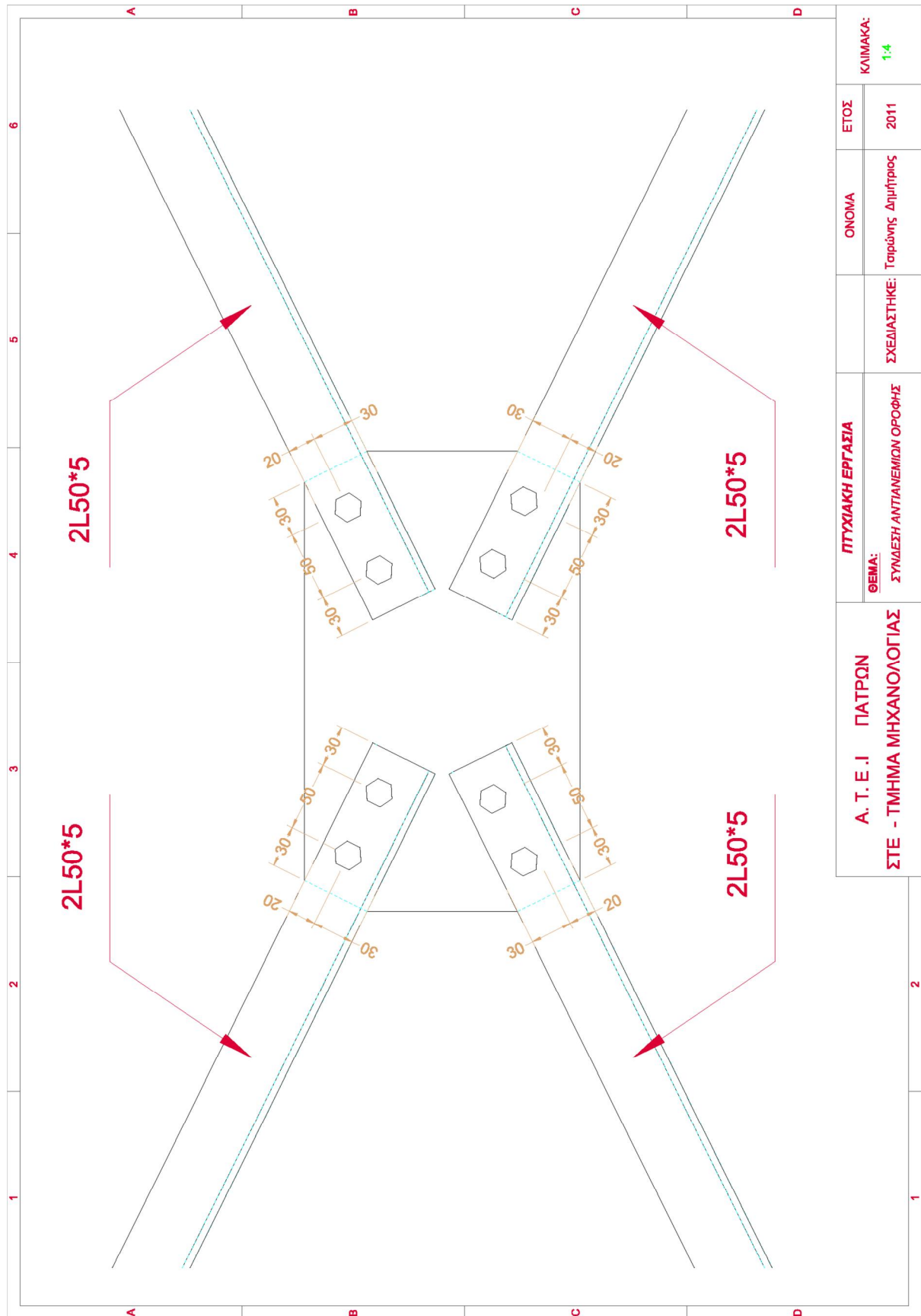


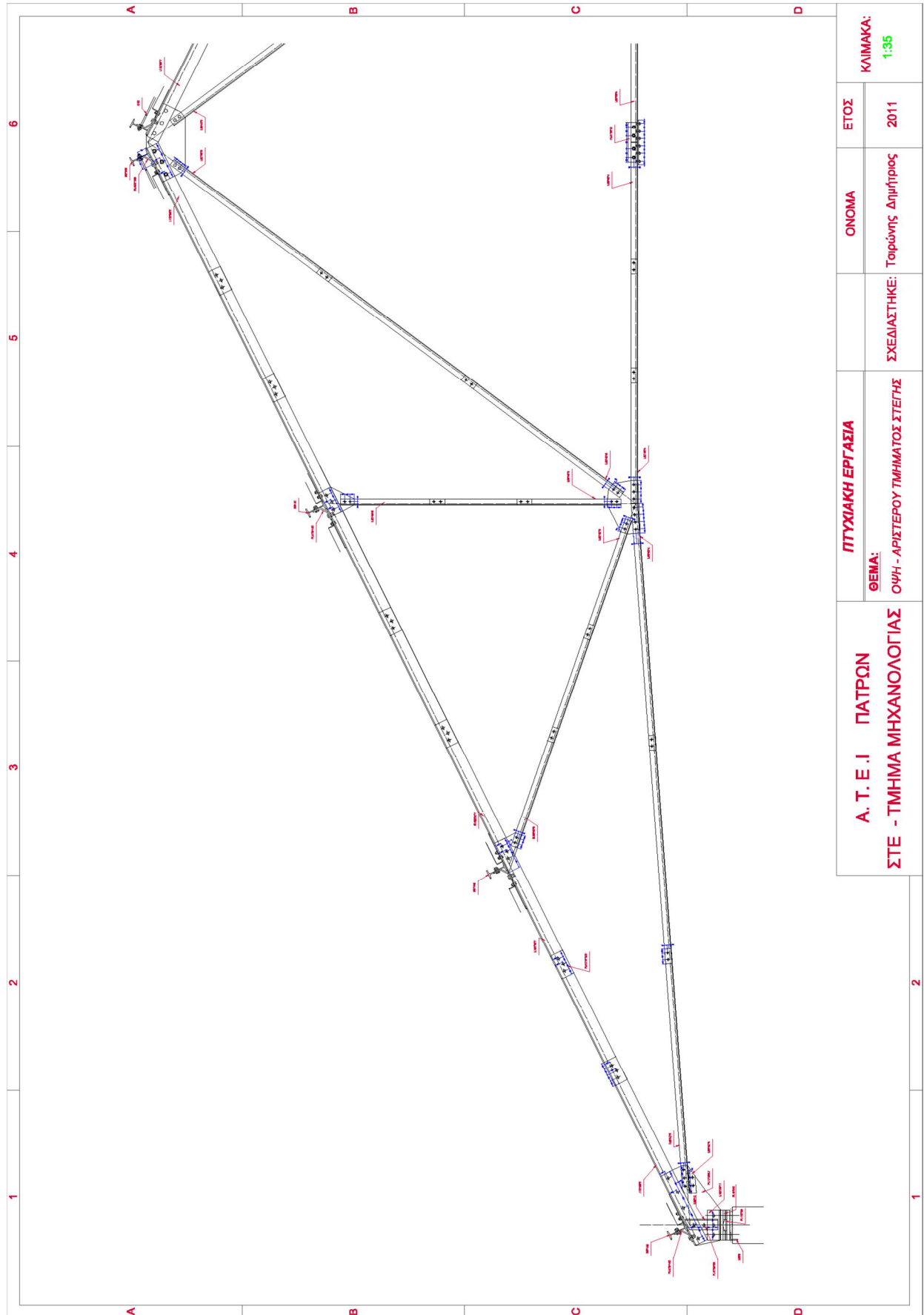
Α. Τ. Ε. Ι. ΠΑΤΡΩΝ ΣΤΕ - ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ	ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΘΕΜΑ: ΚΟΜΒΟΣ -Κ1 & Κ7	ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΚΕ: Τσιρώνης Δημήτρης	ΟΝΟΜΑ	ΕΤΟΣ 2011	ΚΑΙΜΑΚΑ: 1:5



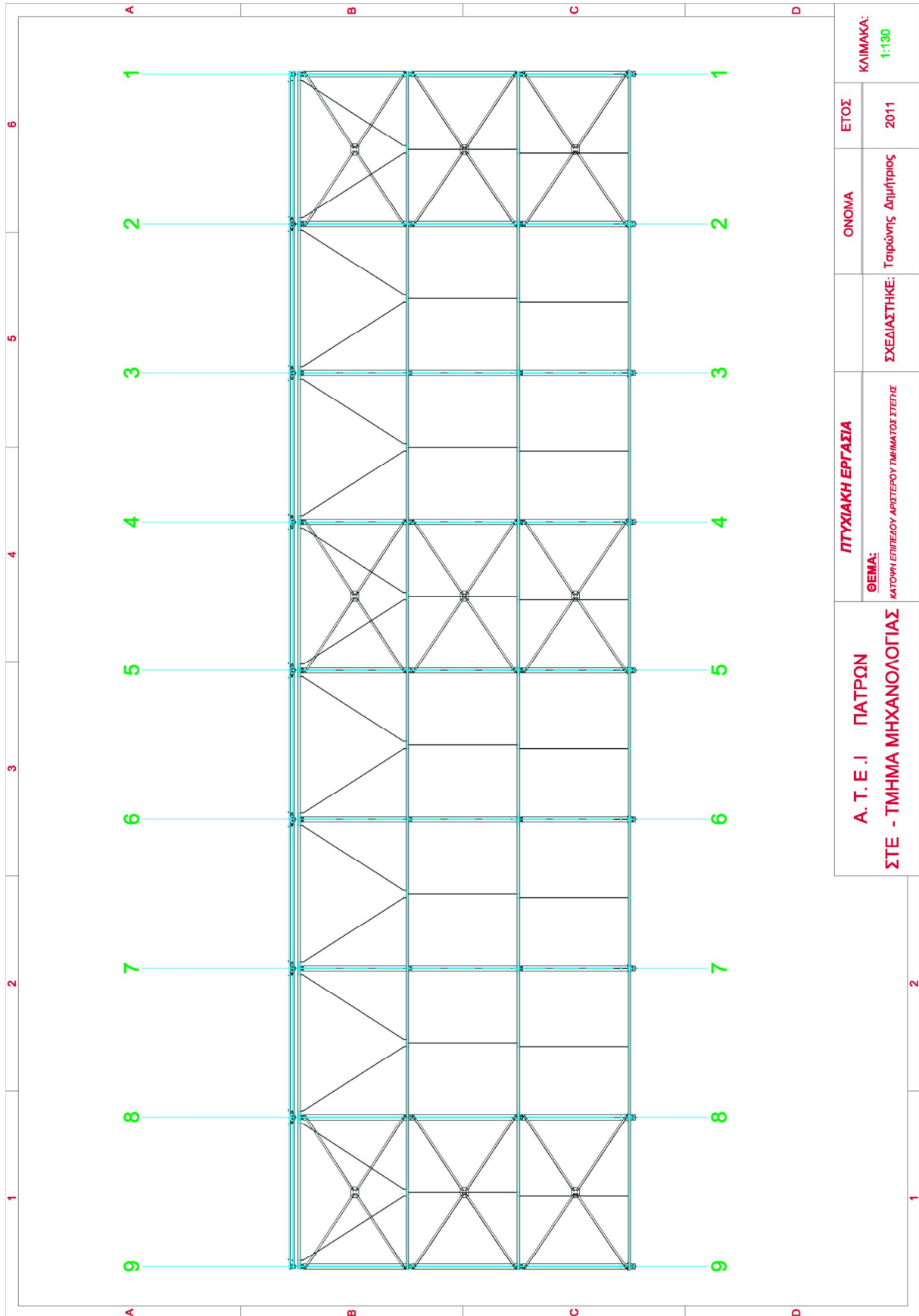
Α. Τ. Ε. Ι ΠΑΤΡΩΝ ΣΤΕ - ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ	ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΘΕΜΑ: ΕΝΩΣΗ ΡΑΒΔΟΥ -J2 -	ΟΝΟΜΑ Τσιρώνης Δημήτρης	ΕΤΟΣ 2011	ΚΛΙΜΑΚΑ: 1:3
	ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΚΕ:	ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΚΕ:	ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΚΕ:	ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΚΕ:

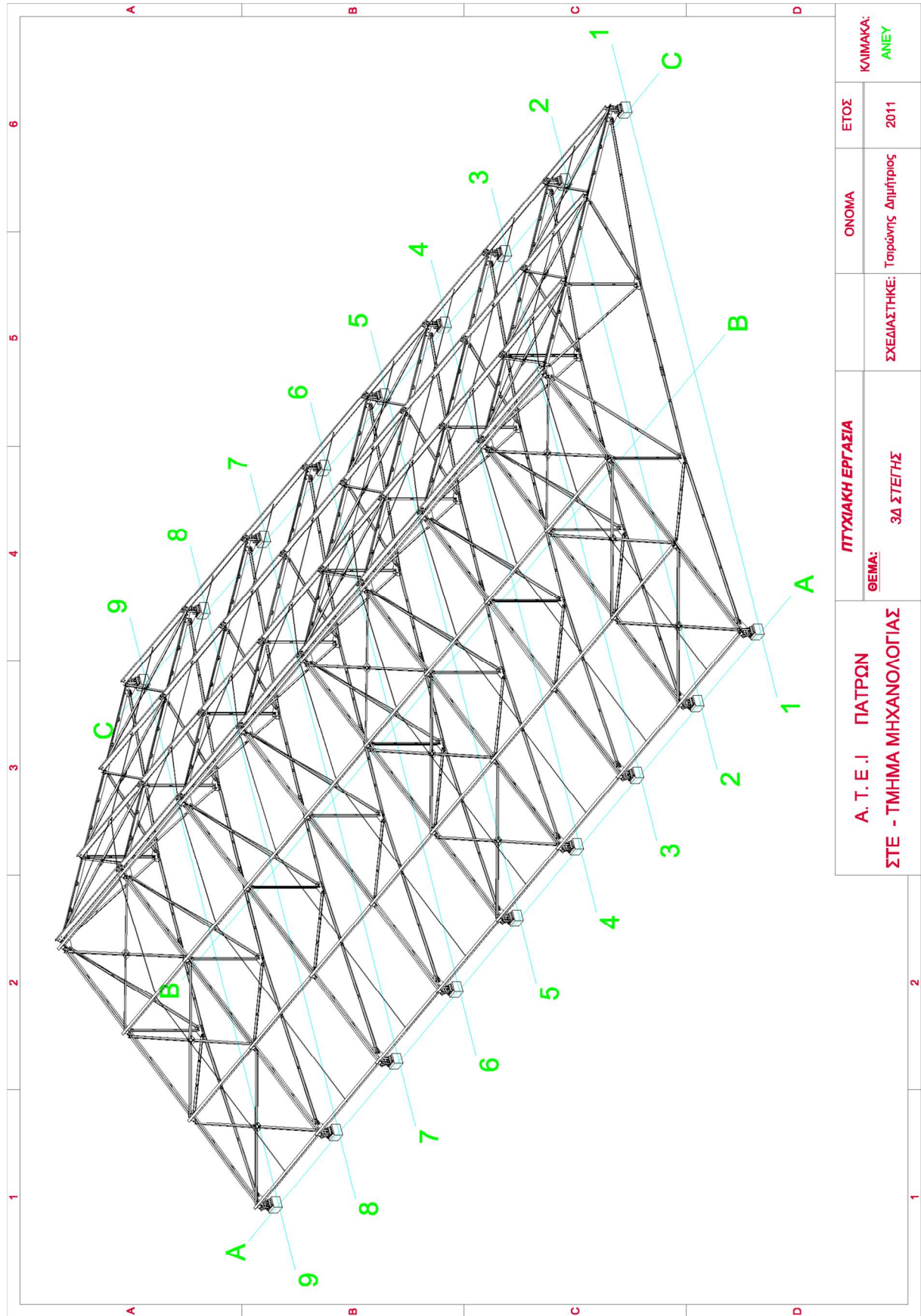






Α. Τ. Ε. Ι ΠΑΤΡΩΝ ΣΤΕ - ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ	ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΘΕΜΑ: ΟΨΗ - ΑΡΙΣΤΕΡΟΥ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΣΤΕΓΗΣ	ΟΝΟΜΑ Τσιρώνης Δημήτριος	ΕΤΟΣ 2011	ΚΛΙΜΑΚΑ: 1:35





Α. Τ. Ε. Ι ΠΑΤΡΩΝ ΣΤΕ - ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΑΣ	ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΘΕΜΑ: 3Δ ΣΤΕΓΗΣ		ΣΧΕΔΙΑΣΤΗΚΕ: Τσιρώνης Δημήτριος	ΟΝΟΜΑ Τσιρώνης Δημήτριος	ΕΤΟΣ 2011	ΚΑΙΜΑΚΑ: ANEY

Ο αριθμός ήλων που προκύπτει από το κατασκευαστικό σχέδιο της στέγης είναι:

Κόμβος K1:

Ράβδοι $O_1: n = 5$
 $U_1: n = 3$ (5 με ενίσχυση)

Κόμβος K 2:

Ράβδοι $O_{1-2}: n = 3$
 $D_1: n = 2$

Κόμβος K 3:

Ράβδοι $O_{2-3}: n = 3$
 $D_2: n = 2$

Κόμβος K 4:

Ράβδοι $U_1: n = 4$
 $U_2: n = 3$
 $D_1: n = 2$
 $D_2: n = 2$
 $D_3: n = 2$

Κόμβος K 5:

Ράβδοι $O_3, O_3': n = 4$ (κοχλίες)
 $D_3, D_3': n = 2$ (κοχλίες)

Κόμβος K 6:

Ράβδοι $O_{2-3}': n = 3$
 $D_2': n = 2$

Κόμβος K 7:

Ράβδοι $U_1': n = 4$
 $U_2: n = 3$
 $D_1': n = 2$
 $D_2': n = 2$
 $D_3': n = 2$

Κόμβος K 8:

Ράβδοι $O_{1-2}': n = 3$
 $D_1': n = 2$

Κόμβος K 9:

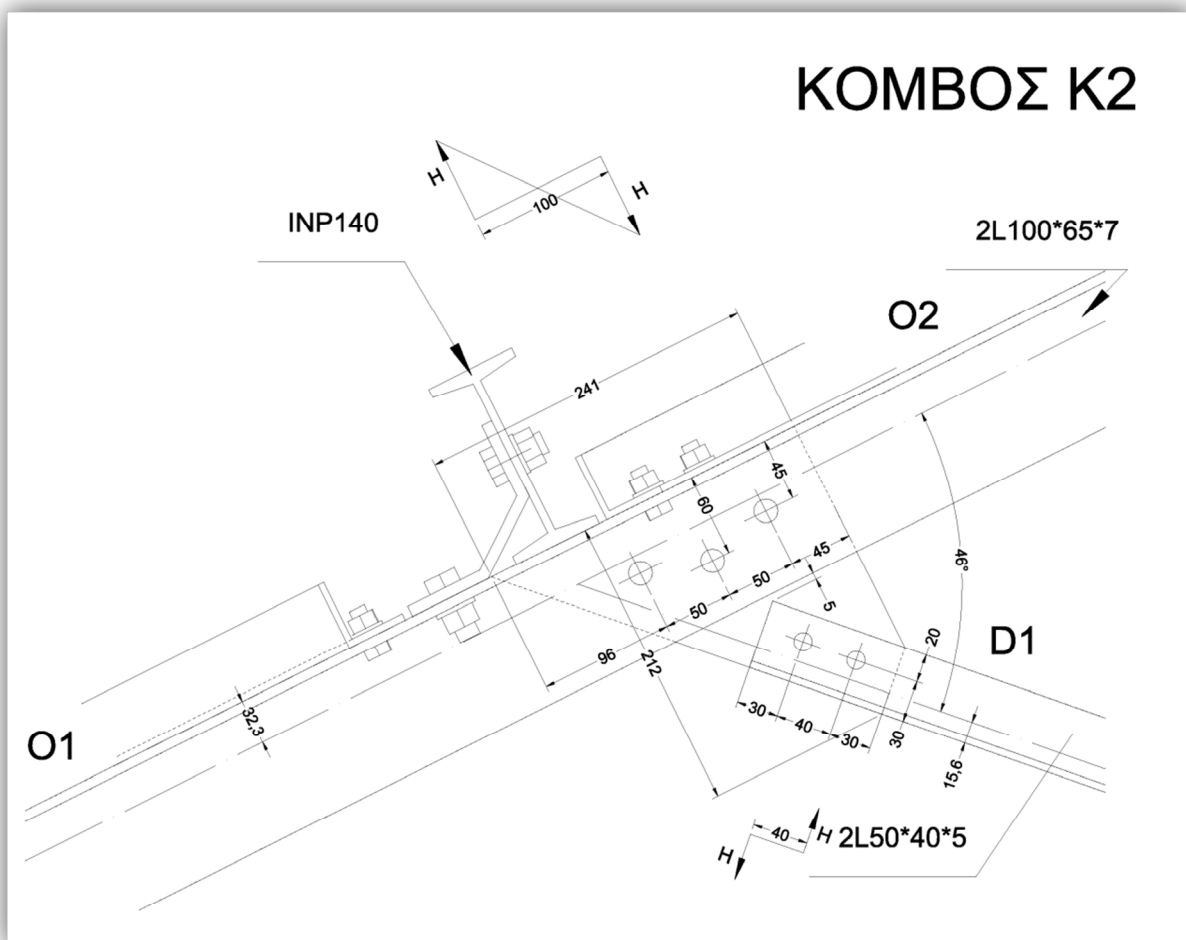
Ράβδοι $O_1': n = 5$
 $U_1': n = 3$ (5 με ενίσχυση)

2.6.2 Έλεγχος τάσεων στους κόμβους Κ2 και Κ4

Εφόσον τηρούνται γενικά οι κατασκευαστικοί κανόνες για την μόρφωση των κόμβων, δεν εμφανίζονται απαράδεκτες εντατικές καταστάσεις από την αναπόφευκτη εκκεντρότητα των συνδέσεων των γωνιακών ελασμάτων προς το κομβοέλασμα. Επομένως περιπεύει ο πιο ενδελεχής έλεγχος των ηλώσεων και των κομβοελασμάτων. Ενδεικτικά θα γίνει έλεγχος στους κόμβους Κ2 και Κ4

2.6.2.1 Κόμβος Κ2

Σχήμα 2.15



Στον Κόμβο Κ2 συντρέχουν οι ράβδοι όπως φαίνονται στον Πίνακα 2.7:

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.7

Ράβδος	Διατομή	Μέγιστη δύναμη maxS Kp	Διάμετρος οπής ήλων mm	Φόρτιση	Αριθμός ήλων n
O ₁	2 L 100x65x7	9205	17	HZ	3
O ₂	2 L 100x65x7	7267	17	HZ	3
D ₁	2 L 50x40x5	2080	13	HZ	2

Η ράβδος $O_1 - O_2$ δεν διακόπτεται στον κόμβο $K2$ επομένως ηλούται βάση της διαφοράς των δυνάμεων $\max S = O_1 - O_2 = 9205Kp - 7267Kp = 1938Kp$

Από τον Πίνακα 12 του παραρτήματος οι επιτρεπόμενες τάσεις ηλώσεων είναι:
Διάτμηση:

- Φόρτιση H : $t_{ep} = 1400Kp / cm^2$
- Φόρτιση HZ : $t_{ep} = 1600Kp / cm^2$

Σύνθλιψη της άντυγος των οπών:

- Φόρτιση H : $sl_{ep} = 2800Kp / cm^2$
- Φόρτιση HZ : $sl_{ep} = 3200Kp / cm^2$

Έλεγχος ηλώσεως ράβδου $O_1 - O_2$:

Όπως παρατηρούμε στο Σχήμα 2.15 έχουμε ήλωση κατά διαγώνιο με τρεις ήλους.

Έχουμε εκκεντρότητα στην σύνδεση των γωνιακών ελασμάτων δηλαδή η αξονική δύναμη της ράβδου εφαρμόζεται στον κεντροβαρικό άξονα ο οποίος συμπίπτει με τη θεωρητική γραμμή του ζευκτού ενώ οι ήλοι τοποθετούνται στη γραμμή ηλώσεως η όπου για κατασκευαστικούς λόγους δε συμπίπτουν με τον κεντροβαρικό άξονα. Λόγω λοιπόν της εκκεντρότητας της σύνδεσης αναπτύσσεται ροπή $M = S * a$ οπότε προκαλούνται επιπρόσθετες τάσεις στους ήλους.

Οπότε έχουμε:

Η διαφορά των αξόνων του κεντροβαρικού άξονα με τον άξονα των ήλων είναι:

$$a = w - e_x = \frac{n_1 * w_1 + n_2 * w_2}{n} - e_x = \frac{2 * 45mm + 1 * 60mm}{3} - 32,3mm = 50 - 32,3 = 17,7mm$$

Άρα η ροπή που αναπτύσσεται θα είναι:

$$M = S * a = 1938Kp * 1,77cm = 3430,26 ; 3430Kp * cm$$

Σε κάθε ήλο λοιπόν ασκούνται η αξονική δύναμη V και κάθετα σε αυτήν η δύναμη H λόγω ροπής. Επομένως χρειάζεται να υπολογίσουμε τη μέγιστη δύναμη που αντιστοιχεί σε ένα ήλο, η οποία πρέπει να είναι μικρότερη από όση μπορεί να αναλάβει ο ήλος και ως προς διάτμηση δίτμητου ήλου αλλά και ως προς τη σύνθλιψη άντυγος των οπών.

Οπότε συνολικά η μέγιστη δύναμη θα είναι:

$$N = \sqrt{H^2 + V^2}$$

Αξονική δύναμη V:

$$V = \frac{\max S}{n} = \frac{1938 Kp}{3} = 646 Kp$$

Απόσταση ήλων:

$$e_0 = 50 mm$$

Δύναμη H λόγω ροπής:

$$H * 2 * e_0 = M \Leftrightarrow$$

$$H * 2 * 50 mm = 3430 Kp * cm \Leftrightarrow$$

$$H * 10 cm = 3430 Kp * cm \Leftrightarrow$$

$$H = \frac{3430 Kp * cm}{10 cm} \Leftrightarrow$$

$$H = 343 Kp$$

Άρα η τιμή της συνολικής μέγιστης δύναμης είναι :

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{(343 Kp)^2 + (646 Kp)^2} = \sqrt{117649 + 417316} = 731,413 ; 731 Kp$$

Οι τάσεις ως προς διάτμηση δίτμητου ήλου αλλά και ως προς τη σύνθλιψη άντυγος των οπών θα είναι:

$$t_{up} = \frac{N}{\frac{n * p d^2}{4}} = \frac{731 Kp}{\frac{2 * 3,14 (1,7 cm)^2}{4}} = \frac{731}{4,5373} = 161,1090 ; 161 Kp / cm^2 < 1600 Kp / cm^2$$

(n=2 και όχι n=3 γιατί παίρνουμε ροπές ως προς τον κεντρικό ήλο οπότε αυτός δεν προσμετράται.)

$$s l_{up} = \frac{N}{t * d} = \frac{731 Kp}{(0,7 cm + 0,7 cm) * 1,7 cm} = \frac{731}{2,38} = 307,1428 ; 307 Kp / cm^2 < 3200 Kp / cm^2$$

Παρατηρούμε ότι είναι αποδεκτές και οι δύο τάσεις

Έλεγχος ηλώσεως ράβδου D₁:

Όπως παρατηρούμε στο Σχήμα 2.15 έχουμε ήλωση κατά σειρά με δύο ήλους.

Ομοίως με προηγούμενως έχουμε:

Η διαφορά των αξόνων του κεντροβαρικού άξονα με τον άξονα των ήλων είναι:

$$a = w - e_x = 30 mm - 15,6 mm = 14,4 mm$$

Άρα η ροπή που αναπτύσσεται θα είναι:

$$M = S * a = 2080 \text{ Kp} * 1,44 \text{ cm} = 2995,2 ; 2995 \text{ Kp} * \text{cm}$$

Αξονική δύναμη V:

$$V = \frac{\max S}{n} = \frac{2080}{2} = 1040 \text{ Kp}$$

Απόσταση ήλων:

$$e_0 = 40 \text{ mm}$$

Δύναμη H λόγω ροπής:

$$H * e_0 = M \Leftrightarrow$$

$$H * 40 \text{ mm} = 2995 \text{ Kp} * \text{cm} \Leftrightarrow$$

$$H * 4 \text{ cm} = 2995 \text{ Kp} * \text{cm} \Leftrightarrow$$

$$H = \frac{2995 \text{ Kp} * \text{cm}}{4 \text{ cm}} \Leftrightarrow$$

$$H = 748,75 ; 749 \text{ Kp}$$

Άρα η τιμή της συνολικής η μέγιστης δύναμης :

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{(749 \text{ Kp})^2 + (1040 \text{ Kp})^2} = \sqrt{561001 + 1081600} = 1281,6399 ; 1282 \text{ Kp}$$

Οι τάσεις ως προς διάτμηση δίμητου ήλου αλλά και ως προς τη σύνθλιψη άντυγος των οπών θα είναι:

$$t_{up} = \frac{N}{n * \frac{pd^2}{4}} = \frac{1282 \text{ Kp}}{2 * \frac{3,14(1,3 \text{ cm})^2}{4}} = \frac{1282}{2,6533} = 483,1718 ; 483 \text{ Kp} / \text{cm}^2 < 1600 \text{ Kp} / \text{cm}^2$$

$$sl_{up} = \frac{N}{t * d} = \frac{1282 \text{ Kp}}{(0,5 \text{ cm} + 0,5 \text{ cm}) * 1,3 \text{ cm}} = \frac{1282}{1,3} = 986,1538 ; 986 \text{ Kp} / \text{cm}^2 < 3200 \text{ Kp} / \text{cm}^2$$

Παρατηρούμε ότι είναι αποδεκτές και οι δύο τάσεις

Έλεγχος κομβοελάσματος κόμβου K2:

Από τις δυνάμεις του πέλματος το κομβοέλασμα υποβάλλεται σε θλίψη. Τα στατικά μεγέθη λαμβάνονται ως προς τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής.

Η ροπή αδράνειας:

$$J = \frac{t \cdot l^3}{12} = \frac{1,0 \text{ cm} \cdot (21,2 \text{ cm})^3}{12} = \frac{9528,128}{12} = 794,0106 ; 794 \text{ cm}^4$$

Η ροπή αντοχής:

$$W = \frac{J}{l/2} = \frac{849 \text{ cm}^4}{21,2 \text{ cm} / 2} = \frac{849}{10,6} = 80,0943 ; 80 \text{ cm}^3$$

Η διατομή:

$$F = t \cdot l = 1,0 \text{ cm} \cdot (21,2 \text{ cm}) ; 21,2 \text{ cm}^2$$

Η οριζόντια συνισταμένη για τις δυνάμεις $O_1 = -9205 \text{ Kp}$ $D_1 = -2080 \text{ Kp}$ που αποτελούν την δυσμενέστερη περίπτωση για το κομβόελασμα είναι:

$$R_H = O_1 + D_1 \cdot \sin j = -9205 \text{ Kp} - 2080 \text{ Kp} \cdot \sin 46^\circ = -9205 - 2080 \cdot 0,6946 = -9205 - 1445 = -10650 \text{ Kp}$$

Η απόσταση λόγω εκκεντρότητας

$$a = l/2 - e_x = 212 \text{ mm} / 2 - 32,3 \text{ mm} = 106 - 32,3 = 73,7 \text{ mm}$$

Άρα η ροπή που αναπτύσσεται θα είναι:

$$M = R_H \cdot a = 10650 \text{ Kp} \cdot 7,37 \text{ cm} = 78490,5 ; 78491 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

Η συνολική λοιπόν τάση που προκύπτει είναι:

$$s_{up} = \frac{R_H}{F} + \frac{M}{W} = \frac{10650 \text{ Kp}}{21,2 \text{ cm}^2} + \frac{78491 \text{ Kp} \cdot \text{cm}}{80 \text{ cm}^3} = 502,3584 + 981,1375 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow s_{up} = 1483,4959 ; 1483 \text{ Kp} / \text{cm}^2 < 1800 \text{ Kp} / \text{cm}^2$$

Αποδεκτό λοιπόν το κομβόελασμα με τις ηλώσεις που έχει.

Από τον Πίνακα 12 του παραρτήματος οι επιτρεπόμενες τάσεις ηλώσεων είναι:
Διάτμηση:

- Φόρτιση H : $t_{ep} = 1400 \text{Kp} / \text{cm}^2$
- Φόρτιση HZ : $t_{ep} = 1600 \text{Kp} / \text{cm}^2$

Σύνθλιψη της άντυγος των οπών:

- Φόρτιση H : $sl_{ep} = 2800 \text{Kp} / \text{cm}^2$
- Φόρτιση HZ : $sl_{ep} = 3200 \text{Kp} / \text{cm}^2$

Έλεγχος ηλώσεως ράβδου U_1 :

Όπως παρατηρούμε στο Σχήμα 2.16 έχουμε ήλωση κατά σειρά με τέσσερις ήλους.

Η διαφορά των αξόνων του κεντροβαρικού άξονα με τον άξονα των ήλων είναι:

$$a = w - e_x = 30\text{mm} - 15,2\text{mm} = 14,8\text{mm}$$

Άρα η ροπή που αναπτύσσεται θα είναι:

$$M = S * a = 8830 \text{Kp} * 1,48\text{cm} = 13068,4 ; 13068 \text{Kp} * \text{cm}$$

Αξονική δύναμη V:

$$V = \frac{\max S}{n} = \frac{8830 \text{Kp}}{4} = 2207,5 ; 2208 \text{Kp}$$

Απόσταση ήλων:

$$e_0 = 53\text{mm}$$

Δύναμη H λόγω ροπής:

Έχουμε:

$$\frac{H_1}{H_2} = \frac{159\text{mm}}{53\text{mm}} = 3 \Leftrightarrow$$

$$H_2 = \frac{H_1}{3}$$

Ακόμη:

$$(e_0 + \frac{e_0}{2}) * H_1 + \frac{e_0 * H_2}{2} + (e_0 + \frac{e_0}{2}) H_1 + \frac{e_0 * H_2}{2} = M \Leftrightarrow$$

$$(5,3cm + \frac{5,3cm}{2}) * H_1 + \frac{5,3cm * H_2}{2} + (5,3cm + \frac{5,3cm}{2}) * H_1 + \frac{5,3cm * H_2}{2} = M \Leftrightarrow$$

$$15,9 * H_1 + 5,3 * H_2 = 13068 \Leftrightarrow$$

$$15,9 * H_1 + 5,3 * \frac{H_1}{3} = 13068 \Leftrightarrow$$

$$17,66cm * H_1 = 13068Kp * cm \Leftrightarrow$$

$$H_1 = \frac{13068Kp * cm}{17,66cm} \Leftrightarrow$$

$$H_1 = 739,977 ; 740Kp$$

Άρα η τιμή της συνολικής η μέγιστης δύναμης :

$$N = \sqrt{H_1^2 + V^2} = \sqrt{(740Kp)^2 + (2208Kp)^2} = \sqrt{547600 + 4875264} = 2328,704 ; 2329Kp$$

Οι τάσεις ως προς διάτμηση δίτμητου ήλου αλλά και ως προς τη σύνθλιψη άντυγος των οπών θα είναι:

$$t_{up} = \frac{N}{n * \frac{pd^2}{4}} = \frac{2329Kp}{4 * \frac{3,14(1,3cm)^2}{4}} = \frac{2329}{5,3066} = 438,88 ; 439Kp / cm^2 < 1600Kp / cm^2$$

$$sl_{up} = \frac{N}{t * d} = \frac{2329Kp}{(0,4cm + 0,4cm) * 1,3cm} = \frac{2329}{1,04} = 2239,4230 ; 2239Kp / cm^2 < 3200Kp / cm^2$$

Παρατηρούμε ότι είναι αποδεκτές και οι δύο τάσεις.

Έλεγχος ηλώσεως ράβδου U_2 :

Όπως παρατηρούμε στο Σχήμα 2.16 έχουμε ήλωση κατά σειρά με τρεις ήλους.

Η διαφορά των αξόνων του κεντροβαρικού άξονα με τον άξονα των ήλων είναι:

$$a = w - e_x = 30mm - 15,2mm = 14,8mm$$

Άρα η ροπή που αναπτύσσεται θα είναι:

$$M = S * a = 4608Kp * 1,48cm = 6819,84 ; 6820Kp * cm$$

Αξονική δύναμη V:

$$V = \frac{\max S}{n} = \frac{4608 Kp}{3} = 1536 Kp$$

Απόσταση ήλων:

$$e_0 = 53 mm$$

Δύναμη H λόγω ροπής:

$$H * 2 * e_0 = M \Leftrightarrow$$

$$H * 2 * 53 mm = 6820 Kp * cm \Leftrightarrow$$

$$H * 10,6 cm = 6820 Kp * cm \Leftrightarrow$$

$$H = \frac{6820 Kp * cm}{10,6 cm} \Leftrightarrow$$

$$H = 643,396 ; 643 Kp$$

Άρα η τιμή της συνολικής μέγιστης δύναμης είναι:

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{(643 Kp)^2 + (1536 Kp)^2} = \sqrt{413449 + 2359296} = 1665,156 ; 1665 Kp$$

Οι τάσεις ως προς διάτμηση δίμητου ήλου αλλά και ως προς τη σύνθλιψη άντυγος των οπών θα είναι:

$$t_{up} = \frac{N}{\frac{n * p d^2}{4}} = \frac{1320 Kp}{2 * \frac{3,14(1,3 cm)^2}{4}} = \frac{1665}{2,6533} = 627,520 ; 628 Kp / cm^2 < 1600 Kp / cm^2$$

(n=2 και όχι n=3 γιατί παίρνουμε ροπές ως προς τον κεντρικό ήλο οπότε αυτός δεν προσμετράται.)

$$s l_{up} = \frac{N}{t * d} = \frac{1665 Kp}{(0,4 cm + 0,4 cm) * 1,3 cm} = \frac{1665}{1,04} = 1600,961 ; 1601 Kp / cm^2 < 3200 Kp / cm^2$$

Παρατηρούμε ότι είναι αποδεκτές και οι δύο τάσεις

Έλεγχος ηλώσεως ράβδου D₁ και D₂:

Όπως παρατηρούμε στο Σχήμα 2.16 έχουμε ήλωση κατά σειρά με δύο ήλους και στις 2 ράβδους η μόνη διαφορά τους είναι η μέγιστη δύναμη. Οπότε είναι σωστό να εξεταστεί η D₁ που έχει την μεγαλύτερη δύναμη $\max S = 2080 Kp$. Έχει όμως υπολογιστεί παραπάνω στον Κόμβο K2 στον οποίο έχει όμοια σύνδεση με δύο ήλους επομένως δεν κρίνεται σκόπιμο να επανεξεταστεί.

Έλεγχος ηλώσεως ράβδου D₃:

Όπως παρατηρούμε στο Σχήμα 2.16 έχουμε ήλωση κατά σειρά με δύο ήλους.

Η διαφορά των αξόνων του κεντροβαρικού άξονα με τον άξονα των ήλων είναι:

$$a = w - e_x = 30mm - 15,2mm = 14,8mm$$

Άρα η ροπή που αναπτύσσεται θα είναι:

$$M = S * a = 3753Kp * 1,48cm = 5554,44 ; 5554Kp * cm$$

Αξονική δύναμη V:

$$V = \frac{\max S}{n} = \frac{3753Kp}{2} = 1876,5 ; 1877Kp$$

Απόσταση ήλων:

$$e_0 = 40mm$$

Δύναμη H λόγω ροπής:

$$H * e_0 = M \Leftrightarrow$$

$$H * 40mm = 5554Kp * cm \Leftrightarrow$$

$$H * 4cm = 5554Kp * cm \Leftrightarrow$$

$$H = \frac{5554Kp * cm}{4cm} \Leftrightarrow$$

$$H = 1388,5 ; 1389Kp$$

Άρα η τιμή της συνολικής μέγιστης δύναμης είναι:

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} = \sqrt{(1389Kp)^2 + (1877Kp)^2} = \sqrt{1929321 + 3523129} = 2335,048 ; 2335Kp$$

Οι τάσεις ως προς διάτμηση δίμητου ήλου αλλά και ως προς τη σύνθλιψη άντυγος των οπών θα είναι:

$$t_{up} = \frac{N}{n * \frac{pd^2}{4}} = \frac{2335Kp}{2 * \frac{3,14(1,3cm)^2}{4}} = \frac{2335}{2,6533} = 880,036 ; 880Kp / cm^2 < 1600Kp / cm^2$$

$$sl_{up} = \frac{N}{t * d} = \frac{2335Kp}{(0,5cm + 0,5cm) * 1,3cm} = \frac{2335}{1,3} = 1796,153 ; 1796Kp / cm^2 < 3200Kp / cm^2$$

Παρατηρούμε ότι είναι αποδεκτές και οι δύο τάσεις.

Έλεγχος κομβοελάσματος κόμβου K4:

Από τις δυνάμεις του πέλματος το κομβοέλασμα υποβάλλεται σε εφελκυσμό. Τα στατικά μεγέθη λαμβάνονται ως προς τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής.

Η ροπή αδράνειας:

$$J = \frac{t \cdot l^3}{12} = \frac{1,0\text{cm} \cdot (23,3\text{cm})^3}{12} = \frac{12649,337}{12} = 1054,11 ; 1054\text{cm}^4$$

Η ροπή αντοχής:

$$W = \frac{J}{l/2} = \frac{1054\text{cm}^4}{23,3\text{cm}/2} = \frac{1054}{11,65} = 90,472 ; 90\text{cm}^3$$

Η διατομή:

$$F = t \cdot l = 1,0\text{cm} \cdot (23,3\text{cm}) ; 23,3\text{cm}^2$$

Οι δυνάμεις $U_2 = 4608\text{kp}$ $D_3 = 3753\text{kp}$ αποτελούν την δυσμενέστερη περίπτωση για το κομβοέλασμα διότι εφελκύνουν και προστίθενται σε αντίθεση με τις U_1 , D_1 όπου η πρώτη εφελκύει και η δεύτερη θλίβει. Επομένως η οριζόντια συνισταμένη θα είναι:

$$R_H = U_2 + D_3 \cdot \sin j = 3653\text{Kp} + 2527\text{Kp} \cdot \sin 51^\circ = 4608 + 3753 \cdot 0,6293 = 6969,76 ; 6970\text{Kp}$$

Η ράβδος U_1 έχει μια κλίση δύο μοιρών όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.16 η οποία δεν λαμβάνεται υπόψη γιατί το συνημίτονο αυτής είναι σχεδόν ίσο με τη μονάδα.

Η απόσταση λόγω εκκεντρότητας

$$a = l/2 - e_x = 116,5\text{mm} - 15,2\text{mm} = 101,3\text{mm}$$

Άρα η ροπή που αναπτύσσεται θα είναι:

$$M = R_H \cdot a = 6970\text{Kp} \cdot 10,13\text{cm} = 70606,1 ; 70606\text{Kp} \cdot \text{cm}$$

Η συνολική λοιπόν τάση που προκύπτει είναι:

$$s_{up} = \frac{R_H}{F} + \frac{M}{W} = \frac{6970\text{Kp}}{23,3\text{cm}^2} + \frac{70606\text{Kp} \cdot \text{cm}}{90\text{cm}^3} = 299,141 + 784,511 \Leftrightarrow$$

$$s_{up} = 1083,652 ; 1084\text{Kp} / \text{cm}^2 < 1400\text{Kp} / \text{cm}^2$$

Αποδεκτό λοιπόν το κομβοέλασμα με τις ηλώσεις που έχει.

2.6.3 Στηρίξεις Τεγίδων

Οι τεγίδες στηρίζονται στους κόμβους του ζευκτού κάθετα στο άνω πέλμα με τη βοήθεια γωνιακών ελασμάτων. Ως αμφιέριστοι δοκοί που υπολογίζονται και μορφοποιούνται διακόπτονται σε κάθε ζευκτό οπότε απαιτείται μόνο απλή σύνδεση μεταξύ τους. Αυτό επιτυγχάνεται με την βοήθεια των γωνιακών ελασμάτων που τοποθετούνται από την μια πλευρά της τεγίδας ώστε να την συγκρατούν στο ζευκτό καθώς και ενός επίπεδου αρμοκάλυμματος από την άλλη πλευρά το οποίο συνδράμει στην στήριξη της μιας με την άλλη.

Από τον Πίνακα 14 του παραρτήματος επιλέγουμε με δεδομένη τη δοκό των τεγίδων που έχει υπολογιστεί με διατομή I 140 το γωνιακό ελάσματα μήκους αναπτύγματος 190mm καθώς και επίπεδο έλασμα 70x8 τα οποία θα συνδεθούν μεταξύ τους με τέσσερις κοχλίες M16 δύο δηλαδή κοχλίες σε κάθε τεγίδα.

2.6.4 Σύνδεσμος στέγης

Σκοπός των συνδέσμων, που τοποθετούνται στις στέγες και που ονομάζονται αντιανέμια, είναι η εξασφάλιση των ζευκτών από ανατροπή λόγω πίεσεως ανέμου καθώς και η σταθεροποίηση και η σύνδεση της όλης κατασκευής της στέγης. Στην παρεμπόδιση της ανατροπής συμβάλουν, εν μέρει βέβαια, και οι τεγίδες, που συνδέουν τα ζευκτά μεταξύ τους.

Τα αντιανέμια μας χρησιμεύουν επίσης για την προσωρινή συγκράτηση των ζευκτών κατά το στάδιο της κατασκευής της στέγης, δεδομένου ότι τα ζευκτά κατασκευάζονται συνήθως στο έδαφος και στη συνέχεια υψώνονται και τοποθετούνται στη θέση τους.

Η συνήθης μορφή του συνδέσμου στέγης είναι η διασταυρούμενη με χρήση κομβοελάσματος στο μέσον του φατνώματος, την οποία και εφαρμόζουμε. Επίσης χρησιμοποιούνται αντιανέμια ανά τρία έως πέντε φατνώματα. Ως διατομή των διαγωνίων του συνδέσμου χρησιμοποιούνται γωνιακά ελάσματα L45x5 έως L70x7.

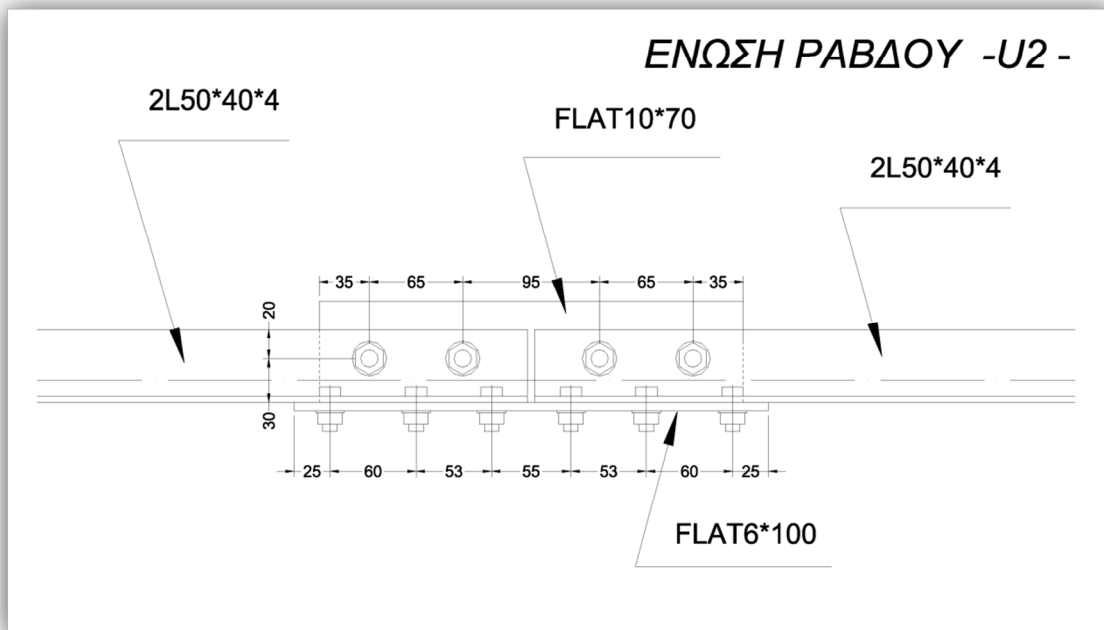
Επιλέγουμε λοιπόν γωνιακά ελάσματα L50x5

Δεν απαιτείται στατικός υπολογισμός του συνδέσμου της στέγης. Η ροπή που αναπτύσσεται λόγω εκκεντρότητας δεν λαμβάνεται υπόψη σύμφωνα με την παράγραφο 5.12β του κανονισμού DIN 1050.

2.6.5 Ένωση ράβδου

Προβλέπεται ένωση της ράβδου U_2 στο μέσο της για ευκολία στη μεταφορά των ζευκτών αλλά και στην σύνδεση για αυτό και θα χρησιμοποιηθούν κοχλίες. Η ίδια λογική εφαρμόστηκε στον κόμβο K5 άρα διχοτομείται το ζευκτό στη μέση με ενώσεις κοχλιών.

Σχήμα 2.17



Για την ένωση της ράβδου, επιλέγονται αρμοκαλύμματα που φαίνονται στο παραπάνω Σχήμα 2.17. Κατακόρυφα μεταξύ των σκελών των γωνιακών 2L50 x 40x4, τοποθετείται έλασμα 70x10 και οριζόντια στην εξωτερική πλευρά των γωνιακών τοποθετείται έλασμα 100x6. Συνθέτουμε τους κεντροβαρικούς άξονες των δυο αρμοκαλυμμάτων και ο κεντροβαρικός άξονας που προκύπτει μεταξύ αυτών, συμπίπτει περίπου με τον κεντροβαρικό άξονα των γωνιακών, δεδομένου ότι οι στατικές ροπές των αρμοκαλυμμάτων είναι περίπου ίσες. Για τη σύνδεση τοποθετούνται 2 κοχλίες M12 στο κατακόρυφο σκέλος και 3 κοχλίες M10 στο οριζόντιο. Επομένως αν υπάρχουν τάσεις στους κοχλίες των γωνιακών είναι κάτω των επιτρεπόμενων.

2.7 ΈΔΡΑΣΗ ΤΟΥ ΖΕΥΚΤΟΥ

Οι αντιδράσεις των διαφόρων φορτίσεων είναι:

Ίδιον βάρος:

$$V_1 = V_2 = 1098 \text{ Kp}$$

Φόρτιση χιονιού:

$$V_1 = V_2 = 2190 \text{ Kp}$$

Φόρτιση ανέμου από αριστερά:

$$H_1 = 687 \text{ Kp}$$

$$V_1 = 945 \text{ Kp}$$

$$V_2 = 429 \text{ Kp}$$

Φόρτιση ανέμου από δεξιά:

$$H_1 = 687 \text{ Kp}$$

$$V_1 = 429 \text{ Kp}$$

$$V_2 = 945 \text{ Kp}$$

Άρα οι μέγιστες δυνάμεις λόγω φόρτισης ανέμου είναι:

$$H_1 = 687 \text{ Kp}$$

$$V_1 = 945 \text{ Kp}$$

$$V_2 = 945 \text{ Kp}$$

Επομένως οι συνολικές αντιδράσεις είναι:

Φόρτιση H:

$$V_1 = V_2 = 1098 \text{ Kp} + 2190 \text{ Kp} = 3288 \text{ Kp}$$

Φόρτιση HZ:

$$V_1 = V_2 = 1098 \text{ Kp} + 2190 \text{ Kp} + 945 \text{ Kp} = 4233 \text{ Kp}$$

$$H_1 = 687 \text{ Kp}$$

Για κάθε ζευκτό προβλέπεται μια σταθερή και κινητή έδραση, οι δυο αυτές εδράσεις μορφοποιούνται όσο το δυνατόν όμοιες.

Πάνω στη πλάκα έδρασης και στο κέντρο αυτής συγκολλείται έλασμα πλάτους 80mm, ύψους 30mm και μήκους ίσου προς το πλάτος της κάτω πλάκας του κόμβου έδρασης 160mm. για την κεντρική μεταβίβαση της αντίδρασης. Η πλάκα έδρασης ακυρώνεται με τη βοήθεια γωνιακού L60*8 εντός της τοιχοποιίας. Η ήλωση του γωνιακού με την πλάκα γίνεται με 2 ήλους $d = 17mm$. Η αναλαμβανόμενη δύναμη για διάτμηση μονότμητου ήλου από Πίνακα 13 του παραρτήματος για φόρτιση HZ είναι:

$$2 * N'_t = 2 * 3630Kp = 7260Kp \text{ ενώ έχουμε } H_1 = 687Kp$$

Άρα δεν παρουσιάζεται πρόβλημα αντοχής.

Από τους κανονισμούς η επιτρεπόμενη πίεση για τοιχοποιία είναι:

$$p_{ep} = 16Kp / cm^2$$

Άρα η απαιτούμενη επιφάνεια θα είναι:

$$F_{ap} = \frac{4233Kp}{16Kp / cm^2} = 263,31 ; 263cm^2$$

Εκλέγεται πλάκα 280*220*20mm με $F = 616cm^2$ για ασφάλεια λόγω του ότι δεν έχουν συμπεριληφθεί τα σεισμικά φορτία.

Η πλάκα για τον υπολογισμό του πάχους της θεωρείται ως πρόβολος μήκους $l = 10cm$ γιατί προεξέχει από το έλασμα της κεντρικής έδρασης. Οπότε έχουμε $s_{ep} = 1400Kp / cm^2$ για θλίψη από κάμψη.

Άρα η ροπή που αναπτύσσεται θα είναι:

$$M_1 = p_{ep} * \frac{l^2}{2} * 1cm = 16Kp / cm^2 * \frac{(7cm)^2}{2} * 1cm = 392Kp * cm$$

Η ροπή αντοχής με πάχος πλάκας $h = 2cm$ είναι:

$$W_1 = \frac{b * h^2}{6} = \frac{1cm * (2cm)^2}{6} = 0,67cm^3$$

Η τάση λοιπόν που προκύπτει είναι:

$$s_{up} = \frac{M_1}{W_1} = \frac{392Kp * cm}{0,67cm^3} = 585,074 ; 585Kp / cm^2 < 1400Kp / cm^2$$

Επίσης ελέγχουμε στο μέσο της πλάκας. Το πάχος σε αυτό το σημείο είναι το άθροισμα της πλάκα με το έλασμα οπότε:

$$h = 2 + 3 = 5 \text{ cm}$$

Άρα η ροπή που αναπτύσσεται θα είναι:

$$M_2 = p_{ep} \cdot \frac{l^2}{2} \cdot 1 \text{ cm} = 16 \text{ Kp / cm}^2 \cdot \frac{(7 \text{ cm} + 4 \text{ cm})^2}{2} \cdot 1 \text{ cm} = 968 \text{ Kp} \cdot \text{cm}$$

Η ροπή αντοχής είναι:

$$W_2 = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1 \text{ cm} \cdot (5 \text{ cm})^2}{6} = 4,16 ; 4,2 \text{ cm}^3$$

Η τάση λοιπόν που προκύπτει είναι:

$$s_{up} = \frac{M_1}{W_1} = \frac{968 \text{ Kp} \cdot \text{cm}}{4,2 \text{ cm}^3} = 230,476 ; 230 \text{ Kp / cm}^2 < 1400 \text{ Kp / cm}^2$$

Αποδεκτή λοιπόν η πλάκα

Βέλος κάμψης της πλάκας έδρασης

$$Q = 16 \text{ Kp / cm}^2 \cdot 7 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm} = 112 \text{ Kp}$$

$$J = 1 \text{ cm} \cdot \frac{(2 \text{ cm})^3}{12} = 0,67 \text{ cm}^4$$

Οπότε υπολογίζουμε το βέλος κάμψης δεδομένου ότι το μέγιστο επιτρεπόμενο από τους κανονισμούς για προβολή δοκών θεμελίωσης είναι

$$f_{ep} = \frac{1}{1000} \cdot 7 \text{ cm} = 0,007 \text{ cm} :$$

$$\max f = \frac{Q \cdot l^3}{8E \cdot J} = \frac{112 \text{ Kp} \cdot (7 \text{ cm})^3}{8 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kp / cm}^2 \cdot 0,67 \text{ cm}^4} = 0,0034 \text{ cm} < 0,007 \text{ cm}$$

Άρα το βέλος κάμψης είναι αποδεκτό

2.8 ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΒΑΡΟΥΣ

Τα πραγματικά μήκη των ράβδων λαμβάνονται από τα σχέδια κατασκευής. Στον Πίνακα 2.9 δίνεται το συνολικό βάρος στέγης που αποτελείται από τα επιμέρους τμήματα.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.9

A/A	Ράβδος	Τεμάχια	Διατομή ράβδου	Μήκος ράβδου (m)	Βάρος ανά ράβδο (Κρ)	Συνολικό βάρος (Κρ)
1	Ράβδοι ζευκτών					
	O ₁ -O ₂ -O ₃	18	2 L 100x65x7	9,059	79,65	1.433,70
	O' ₁ -O' ₂ -O' ₃	18	2 L 100x65x7	9,059	79,65	1.433,70
	D ₁ -D' ₁	18	2 L 50x40x5	2,555	8,56	154,08
	D ₂ -D' ₂	18	2 L 50x40x5	2,068	6,93	124,74
	D ₃ -D' ₃	18	2 L 50x40x4	4,128	13,87	249,66
	U ₁ -U' ₁	18	2 L 50x40x4	5,107	7,23	130,14
	U ₂	9	3 L 50x40x4	5,322	14,46	130,14
2	Τεγίδες στέγης					
	Ακριανές	16	I140	4,068	58,10	929,60
	Ενδιάμεσες	48	I140	3,995	57,10	2.740,80
3	Αντιανέμια οροφής					
		48	L50x5	2,434	9,20	441,60
	Κορυφαία	24	L50x5	2,412	9,10	218,40
5	Ελκυστήρες					
	Διαγώνιες	32	D12	3,472	2,80	89,60
	Ευθείες	32	D12	3,041	2,40	76,80
6	Κομβοελάσματα κλπ					
						3.602,04
7	Ήλοι και Βίδες (κατά προσέγγιση)					
						250,00
	Συνολικό βάρος σιδηράς κατασκευής					12.005,00

Το συνολικό βάρος της κατασκευής από τον πίνακα είναι 12005Kp αφαιρούμε το βάρος των τεγίδων που είναι $929,6+2740,8=3670,4\text{Kp}$ και έχουμε το συνολικό βάρος εκτός των τεγίδων δηλαδή: $12005\text{Kp} - 3670,4\text{Kp}=8334,6\text{Kp}$

Άρα το βάρος ανά m^2 οριζόντιας προβολής προκύπτει:

$$g = \frac{8334,6\text{Kp}}{16\text{m} \cdot 32\text{m}} = \frac{8334,6}{512} = 16,2785 ; 16,28\text{Kp} / \text{m}^2$$

Το βάρος του ζευκτού κατά τους υπολογισμούς εκτιμήθηκε με $16\text{Kp} / \text{m}^2$ οριζόντιας επιφάνειας από τον Πίνακα 7 του παραρτήματος.

Το ποσοστό λοιπόν διαφοράς εκτίμησης είναι:

$$g = \left(\frac{16,28\text{Kp} / \text{m}^2}{16\text{Kp} / \text{m}^2} - 1 \right) * 100\% = (1,0175 - 1) * 100\% = 1,75\%$$

Ανεκτή η διαφορά (διαφορά τάσεων κάτω του 2%).

2.9 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

Οι μέθοδοι υπολογισμού που χρησιμοποιούνται για τη σεισμική απόκριση είναι η στατική ανάλυση και η δυναμική ανάλυση. Στη στατική υποθέτουμε ότι σε κάθε στοιχείο του κτιρίου ενεργούν στατικές αδρανειακές δυνάμεις ανάλογες με το βάρος του στοιχείου και περιγράφονται από εμπειρικές σχέσεις. Δεχόμαστε δηλαδή ότι σε κάθε στοιχείο εφαρμόζεται μια εξωτερική σταθερή με το χρόνο δύναμη, ανάλογη με το βάρος του. Η δύναμη αυτή είναι το γινόμενο του συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης e επί το βάρος του στοιχείου B :

Δηλαδή έχουμε:

$$F = e * B = 0,2 * 9815,2 = 1843\text{Kp}$$

Αυτή λοιπόν η δύναμη ασκείται στη στέγη στους κόμβους και τις εδράσεις.

Άρα θα πρέπει να ξαναγίνει στατική μελέτη τις στέγης και πιθανώς να προκύψουν νέες διατομές στις ράβδους.

3 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΤΕΓΗΣ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Εδώ θα μπορούσαμε να αναφέρουμε ότι με τα σύγχρονα στατικά προγράμματα π. χ. το Instant CCS, SCIA STEEL, κ.α. που λειτουργούν με Ευρωκώδικες δηλαδή με οριακές καταστάσεις, ο σχεδιασμός των μεταλλικών κατασκευών έχει απλοποιηθεί, με αποτέλεσμα τα ίδια τα προγράμματα να βρίσκουν την ιδανικότερη και οικονομικότερη λύση για συγκεκριμένες διαστάσεις κτιρίου. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να μη χρησιμοποιούνται σε μεγάλο βαθμό τα δικτυώματα, αλλά να κατασκευάζονται τα ζευκτά από ολόσωμες δοκούς.

3.2 ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΒΑΡΗ-ΔΙΑΤΟΜΕΣ

Κάνοντας μια σύγκριση της μεταλλικής στέγης που υπολογίσαμε στην πτυχιακή αυτή εργασία, με ένα ίσων διαστάσεων κτίριο το οποίο έχει υπολογιστεί με στατικό πρόγραμμα SCIA STEEL οι διατομές, τα τεμάχια που προέκυψαν καθώς και το συνολικό βάρος της στέγης με ολόσωμες δοκούς δίνονται συνοπτικά στον παρακάτω Πίνακα 2.10:

ΠΙΝΑΚΑΣ 2.10

A/A	Ράβδος	Τεμάχια	Διατομή ράβδου	Συνολικό βάρος (Κρ)
1	Ζευκτά	14	IPE 240	3349,50
2	Ενισχύσεις ζευκτών	28	IPE 240	983,60
3	Τεγίδες στέγης ψυχρής ελάσεως τύπου Z	60	Z 175x2	2569,90
5	Αντιανέμια οροφής κοιλοδοκοί	36	SHS 50x3	632,90
6	Κομβοελάσματα κλπ			793,10
7	Ήλοι και Βίδες (κατά προσέγγιση)			220,00
Συνολικό βάρος σιδηράς κατασκευής				8549,00

3.3 ΔΙΑΦΟΡΑ ΚΟΣΤΟΥΣ

Τα συνολικά κιλά της στέγης με ολόσωμες δοκούς όπως βλέπουμε στον Πίνακα 2.10 είναι:

Συνολικό βάρος σιδηράς κατασκευής με ολόσωμες δοκούς: 8549Κρ

Επίσης τα συνολικά κιλά της στέγης με δικτύωμα της πτυχιακής, τα οποία δίνονται στον Πίνακα 2.9 είναι:

Συνολικό βάρος σιδηράς κατασκευής με δικτύωμα: 12005Κρ

Άρα η μεταξύ τους διαφορά είναι: $12005Κρ - 8549Κρ = 3456Κρ$

Αυτό σημαίνει ότι για μία μέση τιμή αγοράς σιδήρου σήμερα που είναι 1,35 Ευρώ/Κρ, η διαφορά κόστους που προκύπτει είναι:

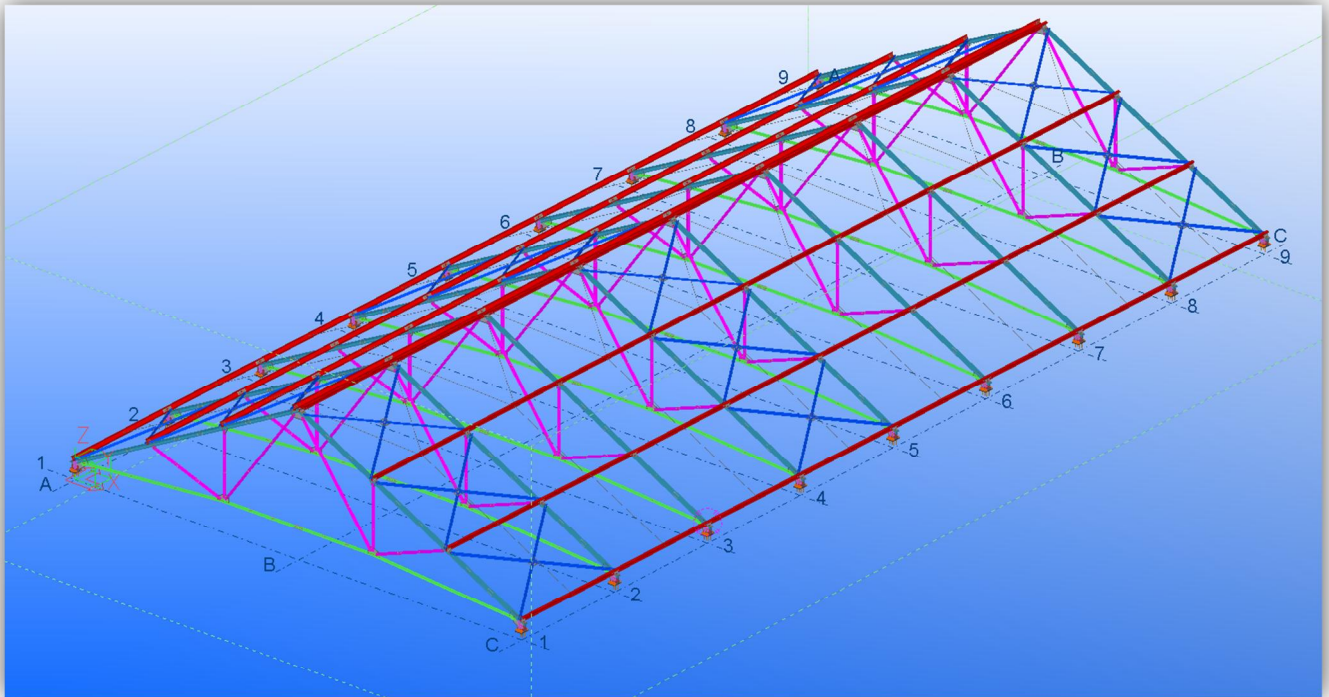
$$3456Κρ * 1,35 \text{Eur} / \text{Κρ} = 4665,6 \text{Eur}$$

Παρατηρούμε ότι έχουμε αρκετά μεγάλη διαφορά και στο συνολικό βάρος αλλά και κατ'επέκταση στο κόστος, το οποίο προσαυξάνεται, γιατί για τη κατασκευή της στέγης του δικτυώματος θα χρειαστούν περισσότερες εργατοώρες σε σύγκριση με αυτή με ολόσωμες δοκούς. Πρέπει όμως να σημειώσουμε αν γίνει η διαστασιολόγηση της στέγης του δικτυώματος με βάση τους Ευρωκώδικες και όχι κατά DIN που εφαρμόστηκε στην πτυχιακή εργασία θα μειωθεί αυτή η διαφορά. Αυτό συμβαίνει γιατί με τους Ευρωκώδικες γίνεται πιο λεπτομερής διαστασιολόγηση και επιλέγονται πιο οριακές καταστάσεις αντοχής των υλικών άρα επιλέγονται μικρότερες διατομές και έτσι έχουμε και μικρότερα κόστη.

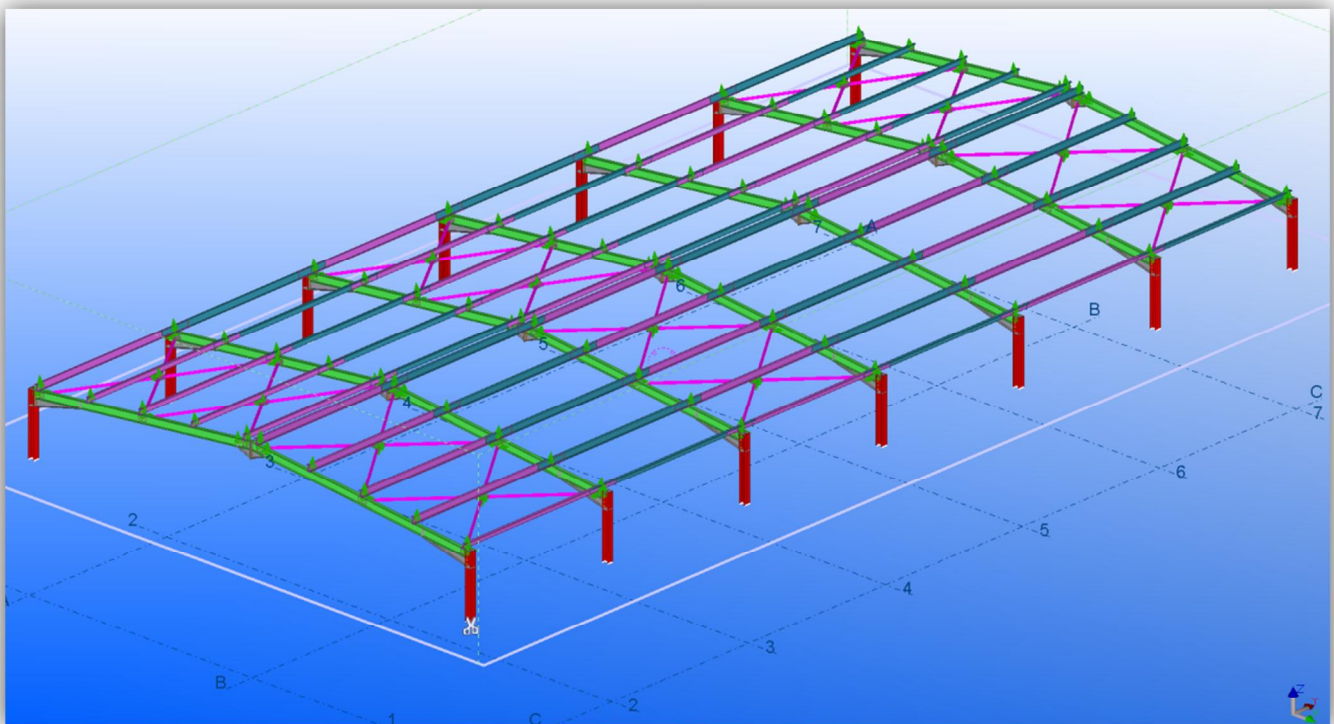
3.4 ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΑ ΣΧΗΜΑΤΑ ΣΤΕΓΩΝ

Έχουμε μια τρισδιάστατη απεικόνιση των διαμορφώσεων των δυο στεγών. Στο Σχήμα 2.18 διακρίνουμε τη στέγη που εκπονήθηκε στην πτυχιακή εργασία με δικτύωμα ενώ στο Σχήμα 2.19 φαίνεται η στέγη που συγκρίνουμε με ολόσωμες δοκούς.

Σχήμα 2.18



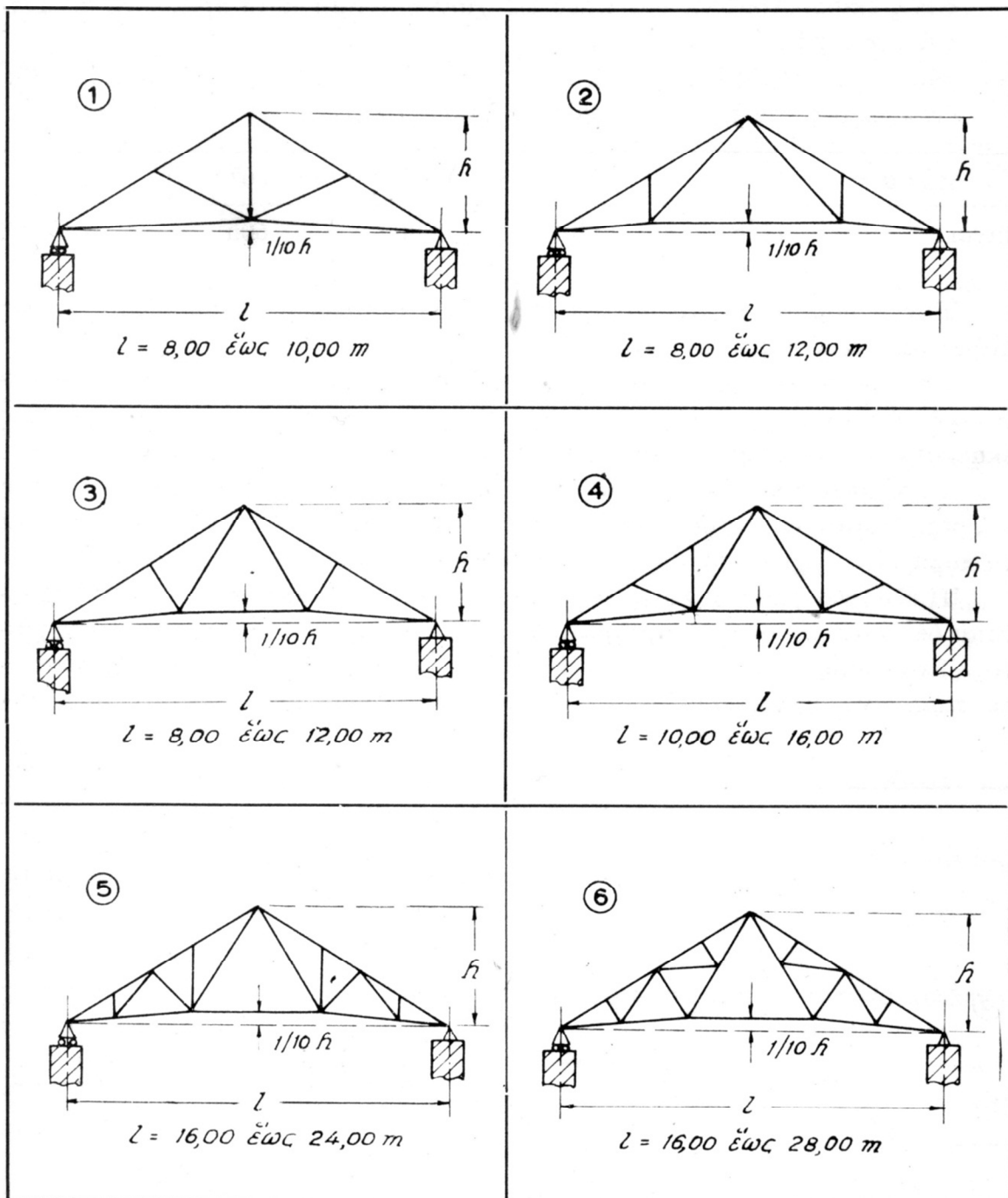
Σχήμα 2.19



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ-ΠΙΝΑΚΕΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ 1

Τύποι ζευκτών στέγης



Παρατηρήσεις (συνέχεια):

4. Είς τόν πίνακα υποτίθεται $h = 0,25 L$. Τυχόν διαφορά κλίσεως ελάχιστα επηρεάζει τούς δεδομένους αριθμούς.
5. Διά κομβοελάσματα, παρεμβλήματα, κεφαλές ήλων και ελαφρούς συνδέσμους στέγης, έχει συμπεριληφθή αύξησις 20 έως 25%.
6. Οί αριθμοί του πίνακος δίδουν τó βάρος τών ζευκτών εις kg/m^2 όριζοντίας προβολής.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2

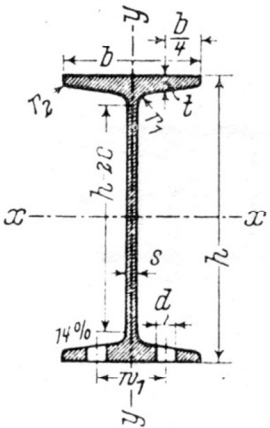
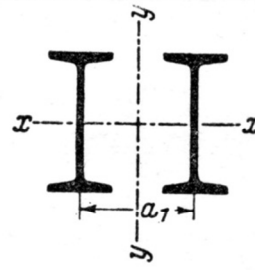
Ίδιον βάρος τεγίδων έξ έλατών δοκών Ι.

Απόστασις ζευκτών m	Όριζοντία απόστασις τεγίδων m	Συνήθεις τεγίδες			Άρθρωταί τεγίδες		
		Συνολικόν φορτίον εις kg/m ²			Συνολικόν φορτίον εις kg/m ²		
		150	200	250	150	200	250
4,00	1,50	9,5	10,0	12,0	6,0	6,5	7,5
	2,00	8,5	9,5	10,0	5,5	6,0	7,0
	2,50	7,5	8,5	9,5	5,0	5,5	6,5
	3,00	6,5	7,5	8,5	4,5	5,0	6,0
	4,00	5,5	6,5	8,0	4,0	4,5	5,5
5,00	1,50	10,0	12,0	13,5	7,5	8,5	9,0
	2,00	9,0	10,0	11,0	7,0	8,0	8,5
	2,50	8,0	9,0	10,0	6,0	7,0	7,5
	3,00	7,5	8,5	9,5	5,5	6,0	7,0
	4,00	7,0	8,0	9,0	5,0	5,5	6,5
6,00	1,50	12,0	13,5	15,0	8,5	10,0	12,0
	2,00	11,0	12,5	14,0	7,5	9,5	11,0
	2,50	10,0	11,0	12,5	7,0	8,5	10,0
	3,00	9,0	10,0	11,5	6,0	7,5	9,0
	4,00	8,5	9,5	10,5	5,5	6,5	7,5
7,50	1,50	15,0	17,0	18,0	10,0	12,0	14,0
	2,00	14,0	16,0	17,0	9,0	11,0	13,0
	2,50	12,0	14,0	16,0	8,0	10,0	12,0
	3,00	11,0	13,0	15,0	7,0	8,5	10,5
	4,00	10,5	12,5	14,5	6,5	7,5	9,5
Δι' έκαστον επί πλέον m αποστάσεως ζευκτών		Προσθήκη βάρους 2 έως 3 kg/m ²			Προσθήκη βάρους 1 έως 2 kg/m ²		

Παρατηρήσεις :

- Τò συνολικόν φορτίον τής τεγίδος : ίδιον βάρος, χιών και άνεμος νοείται ένταυθα ανά m² όριζοντίας προβολής.
- Δι' αύξησιν του συνολικού φορτίου τής τεγίδος κατά 50 kg/m² προστίθεται βάρος 1 έως 2 kg/m².
- Έγένετο δεκτή τάσις $\sigma_{επ} = 1400 \text{ kg/cm}^2$. Διά τάσιν $\sigma_{επ} = 1200 \text{ kg/cm}^2$: αύξησις τών τιμών του πίνακος κατά 8%, διά τάσιν $\sigma_{επ} = 1600 \text{ kg/cm}^2$: μείωσις τών τιμών του πίνακος κατά 12%.
- Οί αριθμοί του πίνακος δίδουν τò βάρος τών τεγίδων τής στέγης εις kg/m² όριζοντίας προβολής.

ΠΙΝΑΚΑΣ 3

Ύψικορμοι δοκοί Ι																		
 																		
$a_1 = \text{\acute{a}\xi\omicron\nu\kappa\iota\kappa\eta \acute{\alpha}\pi\omicron\sigma\tau\alpha\iota\varsigma \delta\upsilon\omicron \delta\iota\alpha\tau\omicron\mu\omega\upsilon\nu \text{I}, \delta\iota\acute{\alpha} \tau\eta\nu \acute{\omicron}\pi\omicron\iota\alpha\nu \alpha\iota \delta\upsilon\omicron \kappa\upsilon\tau\iota\alpha \rho\omicron\pi\alpha\iota \acute{\alpha}\delta\rho\alpha\nu\epsilon\iota\alpha\varsigma \epsilon\iota\varsigma\alpha\iota \mu\epsilon\tau\alpha\zeta\upsilon \tau\omega\nu \kappa\alpha\iota \delta\eta \acute{\iota}\sigma\alpha\iota \pi\rho\omicron\varsigma 2J_x.$																		
Συμβολισμός	Κανονικαί διαστάσεις						F cm ²	G kg/m	Διά τόν άξονα κάμψεως						a ₁ mm	Όποι εις πέλματα		Συμβολισμός
	h mm	b mm	s=r ₁ mm	r ₂ mm	h-2c mm	x-x			y-y			d mm	w ₁ mm					
						J _x cm ⁴			W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴			W _y cm ³		i _y cm		
I	Ύψικορμοι δοκοί Ι κατά τὸ DIN 1025/1																	I
80	80	42	3,9	5,9	2,3	59	7,57	5,94	77,8	19,5	3,20	6,29	3,00	0,91	62	6,4	22	80
100	100	50	4,5	6,8	2,7	75	10,6	8,34	171	34,2	4,01	12,2	4,88	1,07	78	6,4	28	100
120	120	58	5,1	7,7	3,1	92	14,2	11,1	328	54,7	4,81	21,5	7,41	1,23	94	8,4	32	120
140	140	66	5,7	8,6	3,4	109	18,2	14,3	573	81,9	5,61	35,2	10,7	1,40	108	11	34	140
160	160	74	6,3	9,5	3,8	125	22,8	17,9	935	117	6,40	54,7	14,8	1,55	124	11	40	160
180	180	82	6,9	10,4	4,1	142	27,9	21,9	1 450	161	7,20	81,3	19,8	1,71	140	13	44	180
200	200	90	7,5	11,3	4,5	159	33,4	26,2	2 140	214	8,00	117	26,0	1,87	156	13	48	200
220	220	98	8,1	12,2	4,9	176	39,5	31,1	3 060	278	8,80	162	33,1	2,02	172	13	52	220
240	240	106	8,7	13,1	5,2	192	46,1	36,2	4 250	354	9,59	221	41,7	2,20	188	17	56	240
260	260	113	9,4	14,1	5,6	208	53,3	41,9	5 740	442	10,4	288	51,0	2,32	202	17	60	260
280	280	119	10,1	15,2	6,1	225	61,0	47,9	7 590	542	11,1	364	61,2	2,45	218	17	62	280
300	300	125	10,8	16,2	6,5	241	69,0	54,2	9 800	653	11,9	451	72,2	2,56	234	21	64	300
320	320	131	11,5	17,3	6,9	258	77,7	61,0	12 510	782	12,7	555	84,7	2,67	248	21	70	320
340	340	137	12,2	18,3	7,3	274	86,7	68,0	15 700	923	13,5	674	98,4	2,80	264	21	74	340
360	360	143	13,0	19,5	7,8	290	97,0	76,1	19 610	1090	14,2	818	114	2,90	278	23	76	360
380	380	149	13,7	20,5	8,2	306	107	84,0	24 010	1260	15,0	975	131	3,02	294	23	82	380
400	400	155	14,4	21,6	8,6	323	118	92,4	29 210	1460	15,7	1160	149	3,13	308	23	86	400
425	425	163	15,3	23,0	9,2	343	132	104	36 970	1740	16,7	1440	176	3,30	328	25	88	425
450	450	170	16,2	24,3	9,7	363	147	115	45 850	2040	17,7	1730	203	3,43	348	25	94	450
475	475	178	17,1	25,6	10,3	384	163	128	56 480	2380	18,6	2090	235	3,60	366	28	96	475
500	500	185	18,0	27,0	10,8	404	179	141	68 740	2750	19,6	2480	268	3,72	384	28	100	500
550	550	200	19,0	30,0	11,9	445	212	166	99 180	3610	21,6	3490	349	4,02	424	28	110	550
600	600	215	21,6	32,4	13,0	485	254	199	139 000	4630	23,4	4670	434	4,30	460	28	120	600

ΠΙΝΑΚΑΣ 4

Επιτρεπόμενες τάσεις τεμαχίων κατασκευής σε Kp/cm^2

A/A	Είδος τάσης	Υλικό τεμαχίων					
		St 33		St 37		St 52	
		Περίπτωση φορτίσεως					
		H	HZ	H	HZ	H	HZ
1	<ul style="list-style-type: none"> • Θλίψη από αξονική δύναμη. • Θλίψη από κάμψη όταν τα θλιβόμενα μέρη ενδέχεται να υποστούν λυγισμό, στρέβλωση ή κύρτωση. 	1100	1250	1400	1600	2100	2400
2	<ul style="list-style-type: none"> • Εφελκυσμός από αξονική δύναμη. • Εφελκυσμός από κάμψη. • Θλίψη από κάμψη όταν δεν είναι δυνατή η πλαγία παρέκκλιση των θλιβομένων πελμάτων. 	1250	1400	1600	1800	2400	2700
3	<ul style="list-style-type: none"> • Διάτμηση κατά τον έλεγχο της μέσης τάσης της διατομής. 	700	800	900	1050	1350	1550
4	<ul style="list-style-type: none"> • Διάτμηση κατά τον έλεγχο της ισοδύναμης τάσης της διατομής σε πολυαξονική εντατική κατάσταση. 	1425	1520	1800	1920	2700	2880
5	<ul style="list-style-type: none"> • Σύνθλιψη άντυνας(*) οπών κατά την ένωση ελασμάτων με συνήθεις κοχλίες. 	2200	2500	2400	2700	-	-
6	<ul style="list-style-type: none"> • Σύνθλιψη άντυνας οπών κατά την ένωση ελασμάτων με ήλους ή εφαρμοσμένους κοχλίες. 	2200	2500	2800	3200	4200	4800

ΠΙΝΑΚΑΣ 5

Μετρικοί κανονικοί κοχλίοι.

I. Συνήθεις κοχλίοι.							
II. Έφηρμοσμένοι κοχλίοι.							
Συμβολισμός κοχλίου :		M 12	M 16	M 20	M 22	M 24	M 27
Διάμετρος όπτης d	mm	13	17	21	23	25	28
Μήκος σπειρώματος b ₁	mm	19,5	23	26	28	29,5	32,5
Μήκος άποσβέσεως x	mm	2,5	3	4	4	4,5	4,5
Άποστάσις άκμών e	mm	21,9	27,7	34,6	36,9	41,6	47,3
Πάχος κεφαλής k	mm	8	10	13	14	15	17
Πάχος περικοχλίου m	mm	10	13	16	18	19	22
Άνοιγμα κλειδός s	mm	19	24	30	32	36	41
Όπή δακτυλίου d (σχ. 13.05α)	mm	13,5	17,5	21,5	24	26	29
Κορμός d ₁	mm	12	16	20	22	24	27
F ₁ = πd ₁ ² /4	cm ²	1,13	2,01	3,14	3,80	4,52	5,73
Πυρήν : d _k	mm	9,73	13,4	16,8	18,8	20,1	23,1
F _k = πd _k ² /4	cm ²	0,74	1,41	2,20	2,76	3,17	4,19
Βάρος 100 τεμαχίων εις kg :							
Τύπος (I) διά l = 100 mm		12,0	22,0	37,1	46,0	56,5	76,5
Διά l = 10 mm επί πλέον		0,9	1,6	2,5	3,0	3,5	4,5
Τύπος (II) διά l = 100 mm		13,2	23,6	39,0	47,7	58,5	78,6
Διά l = 10 mm επί πλέον		1,10	1,8	2,7	3,25	3,85	4,9
Περικόχλια μόνον		1,59	3,08	6,03	8,02	10,3	15,4
Κανονικοί δακτύλιοι (σχ. 13.05α)		1,95	2,93	4,15	5,10	6,15	8,16
Δακτύλιοι δοκών Ι (σχ. 13.05b)		2,02	3,52	6,43	8,72	13,9	—
Δακτύλιοι δοκών Ι (σχ. 13.05c)		1,82	3,13	5,59	8,05	12,7	—
Παρατηρήσεις :							
Εις τὸ βάρος τῶν κοχλίων συμπεριλαμβάνεται καὶ τὸ βάρος τῶν περικοχλίων							

ΠΙΝΑΚΑΣ 6

Άναλαμβανομένη δύναμη υπό ενός συνήθους κοχλίου.

Διά κοχλίας :		M 12		M 16		M 20		M 22		M 24		M 27	
F_1	cm ²	1,13		2,01		3,14		3,80		4,52		5,73	
$\tau_{\varepsilon\pi}$	t/cm ²	1,12	1,26	1,12	1,26	1,12	1,26	1,12	1,26	1,12	1,26	1,12	1,26
N'_τ	t	1,27	1,43	2,25	2,53	3,52	3,96	4,26	4,79	5,07	5,70	6,41	7,21
N''_τ	t	2,53	2,85	4,50	5,07	7,04	7,92	8,51	9,58	10,1	11,4	12,8	14,4
$\sigma_{\varepsilon\pi}$	t/cm ²	2,4	2,7	2,4	2,7	2,4	2,7	2,4	2,7	2,4	2,7	2,4	2,7
N_l εις t, διά πάχος t εις mm =	5	1,44	1,62	1,92	2,16	2,40	2,70	2,64	2,97	2,88	3,24	3,24	3,65
	6	1,73	1,94	2,30	2,59	2,88	3,24	3,17	3,56	3,46	3,89	3,89	4,37
	7	2,02	2,27	2,69	3,02	3,36	3,78	3,70	4,16	4,03	4,54	4,54	5,10
	8	2,30	2,59	3,07	3,46	3,84	4,32	4,22	4,75	4,61	5,18	5,18	5,83
	9	2,59	2,92	3,46	3,89	4,32	4,86	4,75	5,35	5,18	5,83	5,83	6,56
	10	2,88	3,24	3,84	4,32	4,80	5,40	5,28	5,94	5,76	6,48	6,48	7,29
	11	3,17	3,56	4,22	4,75	5,28	5,94	5,81	6,53	6,34	7,13	7,13	8,02
	12	3,46	3,89	4,61	5,18	5,76	6,48	6,34	7,13	6,91	7,78	7,78	8,75
	13	3,74	4,21	4,99	5,62	6,24	7,02	6,86	7,72	7,49	8,42	8,42	9,48
	14	4,03	4,54	5,38	6,05	6,72	7,56	7,39	8,32	8,06	9,07	9,07	10,2
	15	4,32	4,86	5,76	6,48	7,20	8,10	7,92	8,91	8,64	9,72	9,72	10,9
	16	4,61	5,18	6,14	6,91	7,68	8,64	8,45	9,50	9,22	10,4	10,4	11,7
	17	4,90	5,51	6,53	7,34	8,16	9,18	8,98	10,1	9,79	11,0	11,0	12,4
18	5,18	5,83	6,91	7,78	8,64	9,72	9,50	10,7	10,4	11,3	11,3	13,1	
19	5,47	6,16	7,30	8,21	9,12	10,3	10,0	11,3	10,9	12,3	12,3	13,9	
20	5,76	6,48	7,68	8,64	9,60	10,8	10,6	11,9	11,5	13,0	13,0	14,6	
$\sigma_{z\varepsilon\pi}$	t/cm ²	1,12		1,12		1,12		1,12		1,12		1,12	
N_z	t	0,832		1,579		2,464		3,091		3,550		4,693	

ΠΙΝΑΚΑΣ 7

Ίδιον βάρος ζευκτών στέγης.

Τύπος ζευκτού	Άνοιγμα ζευκτού l εις m	Αποστάσεις ζευκτών μεταξύ των, εις m				Άνοιγμα ζευκτού l εις m
		3,00	4,00	5,00	6,00	
(1)	8,00	9,5	8,5	7,5	—	8,00
	10,00	12,5	11,0	9,5	—	10,00
(2)	8,00	7,0	6,5	6,0	—	8,00
	10,00	10,0	9,0	8,5	8,0	10,00
	12,00	12,5	12,0	11,0	10,0	12,00
(3)	8,00	8,0	7,5	6,5	—	8,00
	10,00	11,0	10,0	9,0	8,5	10,00
	12,00	14,5	12,5	11,5	10,5	12,00
(4)	10,00	9,0	8,5	8,0	7,5	10,00
	12,00	12,0	11,0	10,5	10,0	12,00
	14,00	14,5	13,5	12,5	12,0	14,00
	16,00	17,0	16,0	15,0	14,0	16,00
(5)	16,00	16,5	15,5	15,0	14,0	16,00
	18,00	19,0	18,0	17,0	16,0	18,00
	20,00	21,5	20,0	18,5	17,5	20,00
	22,00	25,0	23,0	21,5	20,0	22,00
	24,00	27,5	26,0	24,5	23,5	24,00
(6)	16,00	15,5	14,5	14,0	13,5	16,00
	18,00	17,5	16,5	15,5	15,0	18,00
	20,00	19,5	18,5	18,0	17,5	20,00
	22,00	22,5	21,0	20,0	19,0	22,00
	24,00	25,5	23,0	21,5	20,0	24,00
	26,00	27,5	26,0	24,5	23,0	26,00
	28,00	30,0	27,5	26,0	25,0	28,00

Παρατηρήσεις :

1. Υποτίθεται συνολική φόρτισις :

 $g = 180 \text{ kg/m}^2$ όριζοντίας προβολής (ίδιον βάρος και χιών) $w = 125 \text{ kg/m}^2$ όριζοντίας προσβαλλομένης επιφανείας (άνεμος)2. Δι' αύξησιν ή μείωσιν τής συνολικής φορτίσεως κατά $A\%$, οι άριθμοι του πίνακος αύξάνουν ή μειοδνται κατά 0,50 έως 0,75 $A\%$.3. Έγένετο δεκτη τάσις $\sigma_{επ}=1400 \text{ kg/cm}^2$. Δι' έπιτρεπομένην τάσιν $\sigma_{επ}=1200 \text{ kg/cm}^2$: αύξησις τών τιμών του πίνακος κατά 8%, δια τάσιν $\sigma_{επ}=1600 \text{ kg/cm}^2$: μείωσις τών τιμών του πίνακος κατά 12%.

ΠΙΝΑΚΑΣ 8

Ύψικορμος δοκός I	$Z = 11,0$
Δύο ύψικορμοι δοκοί I I	$Z = 1,0$
Ύψικορμος δοκός με παράλληλα πέλματα IPE	$Z = 6,0$
Πλατύπελμος δοκός IPB	$Z = 4,2$
Δύο πλατύπελμοι δοκοί I I	$Z = 1,6$
Δοκός μορφής Γ	$Z = 7,0$
Δύο δοκοί] Γ εν έπαφῃ	$Z = 8,2$
Δύο δοκοί] Γ εις απόστασιν 1 cm	$Z = 6,0$
Δύο δοκοί] Γ δια $J_y = 1,10 \cdot J_x$	$Z = 1,2$
Ίσοσκελές γωνιακόν L	$Z = 6,0$
Άνισοσκελές γωνιακόν (λόγος 1 : 2)	$Z = 11,0$
Άνισοσκελές γωνιακόν (λόγος 2 : 3)	$Z = 7,0$
Δύο ίσοσκελῆ γωνιακά ⊥ L	$Z = 4,6$
Δύο ίσοσκελῆ γωνιακά κατά κορυφήν	$Z = 2,9$
Δύο άνισοσκελῆ γωνιακά (λόγος 1 : 2)	$Z = 2,2$
Δύο άνισοσκελῆ γωνιακά (λόγος 2 : 3)	$Z = 3,0$
Πλατύπελμος διατομή μορφής T	$Z = 7,5$
Ύψικορμος διατομή μορφής T	$Z = 5,0.$

ΠΙΝΑΚΑΣ 9

Τιμαὶ τῶν συντελεστῶν ζ, ω καὶ λ.

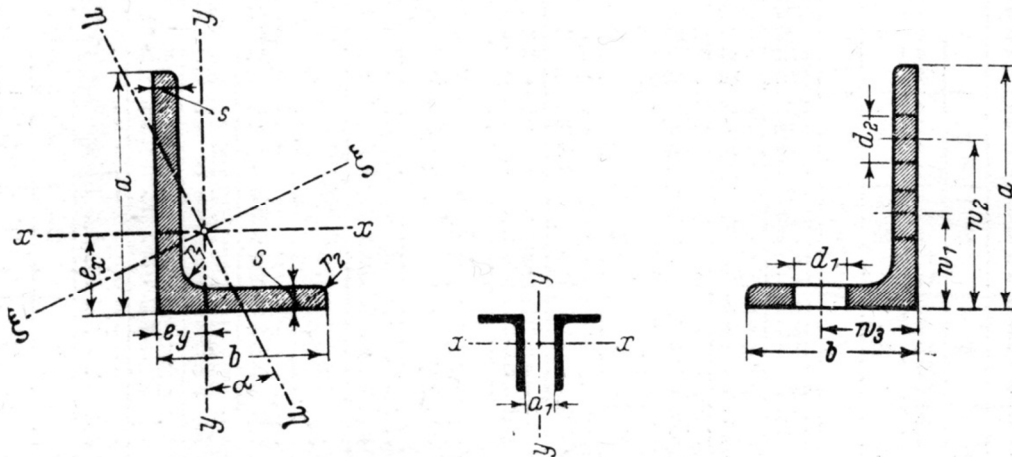
ζ	St 37		St 52		ζ	St 37		St 52	
	ω	λ	ω	λ		ω	λ	ω	λ
21	1,04	20,6	1,06	20,4	100	1,55	80,3	1,71	76,5
25	1,05	24,4	1,08	24,1	105	1,59	83,2	1,77	79,0
30	1,07	29,0	1,10	28,6	110	1,64	85,9	1,82	81,5
35	1,10	33,4	1,13	32,9	115	1,68	88,6	1,88	83,9
40	1,12	37,8	1,16	37,1	120	1,73	91,3	1,94	86,2
45	1,15	42,0	1,19	41,2	125	1,77	93,8	2,00	88,4
50	1,18	46,0	1,23	45,1	130	1,82	96,3	2,07	90,4
55	1,21	50,0	1,27	48,8	135	1,87	98,7	Διὰ ζ > 130 : ω = ζ/62,83 λ = 7,93√ζ	
60	1,24	53,8	1,31	52,5	140	1,92	101,1		
65	1,27	57,6	1,35	55,9	145	1,97	103,4		
70	1,31	61,2	1,40	59,2	150	2,02	105,6	$\zeta = \lambda \sqrt{\omega} =$ $= \frac{s_K}{i} \sqrt{\frac{F}{S} \sigma_{επ}} =$ $= \sqrt{s^2 \cdot \frac{Z \cdot \sigma_{επ}}{K S}}$	
75	1,35	64,6	1,45	62,4	160	2,12	110,0		
80	1,38	68,1	1,50	65,4	170	2,22	114,1		
85	1,42	71,3	1,55	68,3	180	2,34	117,6		
90	1,46	74,4	1,60	71,1	Διὰ ζ > 180 : ω = ζ/76,95 λ = 8,77√ζ				
95	1,51	77,4	1,65	73,8					

Δι' ἐνδιαμέσους τιμὰς γίνεται εὐθύγραμμος παρεμβολή

ΠΙΝΑΚΑΣ 10

Άνισοσκελή γωνιακά ελάσματα

d_1 = διάμετρος ήλου εις τὸ μικρὸν σκέλος τοῦ γωνιακοῦ.
 d_2 = διάμετρος ήλου εις τὸ μέγα σκέλος τοῦ γωνιακοῦ.
 w_1 = ἀπόστασις γραμμῆς ήλώσεως εις τὸ μικρὸν σκέλος.
 w_2 ἢ w_3 = ἀπόστασις γραμμῆς ήλώσεως εις τὸ μέγα σκέλος.



Συμβολισμός	Κανονικαὶ διαστάσεις					F	G	Ἀποστάσεις ἁξόνων			Διὰ τὸν ἄξονα κάμψεως								α ₁	Ἄοπα ήλώσεως						
	a	b	s	r ₁	r ₂			e _x	e _y	lg a	x-x		y-y		ξ-ξ		η-η			d ₁	d ₂	w ₁	w ₂	w ₃		
											J _x	W _x	i _x	J _y	W _y	i _y	J _ξ	i _ξ							J _η	i _η
Λ																										
Άνισοσκελή γωνιακά ελάσματα κατὰ τὸ DIN 1029																										
30x20x3 4	30	20	3 4	3,5	2	1,42 1,85	1,11 1,45	0,99 1,03	0,50 0,54	0,431 0,423	1,25 1,59	0,62 0,81	0,94 0,93	0,44 0,55	0,29 0,38	0,56 0,55	1,43 1,81	1,00 0,99	0,25 0,33	0,42 0,42	5,2 4,2	4,3 4,3	8,4 11	17 22	— —	12 12
40x20x3 4	40	20	3 4	3,5	2	1,72 2,25	1,35 1,77	1,43 1,47	0,44 0,48	0,259 0,252	2,79 3,59	1,08 1,42	1,27 1,26	0,47 0,60	0,30 0,39	0,52 0,52	2,96 3,79	1,31 1,30	0,30 0,39	0,42 0,42	14,6 13,8	4,3 4,3	11 13	22 25	— —	12 17
45x30x3 4 5	45	30	3 4 5	4,5	2	2,19 2,87 3,53	1,72 2,25 2,77	1,43 1,48 1,52	0,70 0,74 0,78	0,436 0,436 0,430	4,47 5,78 6,99	1,46 1,91 2,35	1,43 1,42 1,41	1,60 2,05 2,47	0,70 0,91 1,11	0,86 0,85 0,84	5,15 6,65 8,02	1,53 1,52 1,51	0,93 1,18 1,44	0,65 0,64 0,64	9,0 8,0 7,2	8,4 8,4	13 13	25 25	— —	17 17
50x30x5	50	30	5	4,5	2	3,78	2,96	1,73	0,74	0,353	9,41	2,88	1,58	2,54	1,12	0,82	10,4	1,66	1,56	0,64	12,2	8,4	13	30	—	17
50x40x4 5	50	40	4 5	4	2	3,46 4,27	2,71 3,35	1,52 1,56	1,03 1,07	0,629 0,625	8,54 10,4	2,47 3,02	1,57 1,56	4,86 5,89	1,64 2,01	1,19 1,18	10,9 13,3	1,78 1,76	2,46 3,02	0,84 0,84	—	11	13	30	—	22
60x30x5 7	60	30	5 7	6	3	4,29 5,85	3,37 4,59	2,15 2,24	0,68 0,76	0,256 0,248	15,6 20,7	4,04 5,50	1,90 1,88	2,60 3,41	1,12 1,52	0,78 0,76	16,5 21,8	1,96 1,93	1,69 2,28	0,63 0,62	21,4 19,2	8,4	17	35	—	17
60x40x5 6 7	60	40	5 6 7	6	3	4,79 5,68 6,55	3,76 4,46 5,14	1,96 2,00 2,04	0,97 1,01 1,05	0,437 0,433 0,429	17,2 20,1 23,0	4,25 5,03 5,79	1,89 1,88 1,87	6,11 7,12 8,07	2,02 2,38 2,74	1,13 1,12 1,11	19,8 23,1 26,3	2,03 2,02 2,00	3,50 4,12 4,73	0,86 0,85 0,85	11,2 10,2 9,2	11	17	35	—	22
65x50x5 7 9	65	50	5 7 9	6,5	3,5	5,54 7,60 9,58	4,35 5,97 7,52	1,99 2,07 2,15	1,25 1,33 1,41	0,583 0,574 0,567	23,1 31,0 38,2	5,11 6,99 8,77	2,04 2,02 2,00	11,9 15,8 19,4	3,18 4,31 5,39	1,47 1,44 1,42	28,8 38,4 47,0	2,28 2,25 2,22	6,21 8,37 10,5	1,06 1,05 1,05	3,6 1,8 —	13	21	35	—	30
75x50x5 7 9	75	50	5 7 9	6,5	3,5	6,04 8,30 10,5	4,74 6,51 8,23	2,40 2,48 2,56	1,17 1,25 1,32	0,437 0,433 0,427	34,4 46,4 57,4	6,74 9,24 11,6	2,39 2,36 2,34	12,3 16,5 20,2	3,21 4,39 5,49	1,43 1,41 1,39	39,6 53,3 65,7	2,56 2,53 2,50	7,10 9,56 11,9	1,08 1,07 1,07	15,0 13,0 11,0	13	23	40	—	30
75x55x5 7 9	75	55	5 7 9	7	3,5	6,30 8,66 10,9	4,95 6,80 8,59	2,31 2,40 2,47	1,33 1,41 1,48	0,530 0,525 0,518	35,5 47,9 59,4	6,84 9,39 11,8	2,37 2,35 2,33	16,2 21,8 26,8	3,89 5,32 6,66	1,60 1,59 1,57	43,1 57,9 71,3	2,61 2,59 2,55	8,68 11,8 14,8	1,17 1,17 1,16	8,4 6,6 5,0	17	23	40	—	30

Συμβολισμός	Κανονικαί διαστάσεις					F	G	Αποστάσεις άξονων					Διά τόν άξονα κάμψεως								a ₁	Όποι ήλώσεως					
	a	b	s	r ₁	r ₂			e _x	e _y	t _g α	x-x		y-y		ξ-ξ		η-η		d ₁	d ₂		w ₁	w ₂	w ₃			
											J _x	W _x	J _y	W _y	I _y	J _ξ	I _ξ	J _η							I _η		
mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	mm	mm	mm	mm	mm		
Λ Ανισοσκελή γωνιακά ελάσματα κατά τὸ DIN 1029																											
80x40x6 8	80	40	6	8	7	3,5	6,89	5,41	2,85	0,88	0,259	44,9	8,73	2,55	7,59	2,44	1,05	47,6	2,63	4,90	0,84	29,0	11	25	45	—	22
80x65x6 8	80	65	6	8	8	4	8,41	6,60	2,39	1,65	0,649	52,8	9,41	2,51	31,2	6,44	1,93	68,5	2,85	15,6	1,36	—	21	23	45	—	35
90x60x6 8	90	60	6	8	7	3,5	8,69	6,82	2,89	1,41	0,442	71,7	11,7	2,87	25,8	5,61	1,72	82,8	3,09	14,6	1,30	17,8	17	25	50	—	35
90x75x7 8	90	75	7	8,5	4,5	11,1	8,74	2,67	1,93	0,683	88,1	13,9	2,81	55,5	9,98	2,23	117	3,24	27,1	1,56	—	23	25	50	—	40	
100x50x6 8	100	50	6	8	9	4,5	8,73	6,85	3,49	1,04	0,263	89,7	13,8	3,20	15,3	3,86	1,32	95,2	3,30	9,78	1,06	37,6	13	25	45	60	30
100x65x7 8	100	65	7	9	10	5	11,2	8,77	3,23	1,51	0,419	113	16,6	3,17	37,6	7,54	1,84	128	3,39	21,6	1,39	21,8	21	25	45	60	35
100x75x7 9	100	75	7	9	10	5	11,9	9,32	3,06	1,83	0,553	118	17,0	3,15	56,9	10,0	2,19	145	3,49	30,1	1,59	8,8	23	25	45	60	40
120x80x8 10	120	80	8	10	11	5,5	15,5	12,2	3,83	1,87	0,441	226	27,6	3,82	80,8	13,2	2,29	261	4,10	45,8	1,72	24,0	23	25	50	80	45
130x65x8 10	130	65	8	10	11	5,5	15,1	11,9	4,56	1,37	0,263	263	31,1	4,17	44,8	8,72	1,72	280	4,31	28,6	1,38	48,6	21	25	50	90	35
130x75x8 10	130	75	8	10	10,5	5,5	15,9	12,5	4,36	1,65	0,339	276	31,9	4,17	68,3	11,7	2,08	303	4,37	41,3	1,61	39,2	23	25	50	90	40
130x90x10 12	130	90	10	12	12	6	21,2	16,6	4,15	2,18	0,472	358	40,5	4,11	141	20,6	2,58	420	4,46	78,5	1,93	20,4	25	25	50	90	50
150x75x9 11	150	75	9	10,5	5,5	19,5	15,3	5,28	1,57	0,265	455	46,8	4,83	78,3	13,2	2,00	484	4,98	50,0	1,60	56,4	23	28	50	105	40	
150x90x10 12	150	90	10	12	12,5	6,5	23,2	18,2	4,99	2,03	0,360	532	53,1	4,79	145	20,9	2,51	589	5,05	88,0	1,95	41,0	25	28	50	105	50
150x100x10 12	150	100	10	12	13	6,5	24,2	19,0	4,80	2,34	0,442	552	54,1	4,78	198	25,8	2,86	637	5,13	112	2,15	29,8	25	28	50	105	*)
160x80x10 12	160	80	10	12	13	6,5	23,2	18,2	5,63	1,69	0,263	611	58,9	5,14	104	16,5	2,12	648	5,29	67,0	1,70	59,7	23	28	60	115	45
180x90x10 12	180	90	10	12	14	7	31,2	24,5	6,37	1,93	0,261	1040	89,3	5,77	177	25,1	2,38	1100	5,94	114	1,92	67,0	25	28	60	135	50
200x100x10 12	200	100	10	12	15	7,5	36,1	28,3	6,46	2,01	0,259	1190	103	5,75	202	28,9	2,37	1260	5,92	131	1,91	65,0	25	28	60	150	*)
250x90x10 12	250	90	10	12	15	7,5	33,2	26,1	9,45	1,56	0,154	2170	140	8,08	161	21,7	2,20	2220	8,17	112	1,84	126	25	28	60	200	50
14							39,6	31,1	9,55	1,65	0,153	2570	166	8,05	189	25,8	2,19	2630	8,14	132	1,83	124					
16							45,9	36,0	9,65	1,73	0,152	2960	192	8,03	216	29,7	2,17	3020	8,11	152	1,82	120					
							52,1	40,9	9,74	1,81	0,150	3330	218	8,00	242	33,6	2,16	3400	8,08	171	1,81	118					

Παρατηρήσεις:

- Είς διατομάς εκ δύο ανισοσκελών γωνιακών και διά διάταξιν με όριζόντια τὰ επιμήκη σκέλη, ή συνολική ροπή αδρανείας J_y είναι πάντοτε μεγαλύτερα της ροπής αδρανείας J_x της όλης διατομής.
- Δι' όσα γωνιακά δέν δίδεται ή απόσταση a₁ (—), σημαίνει ότι πάντοτε ή ροπή αδρανείας J_y είναι μεγαλύτερα της διπλασίας ροπής αδρανείας J_x της μεμονωμένης διατομής.
- Ό συμβολισμός (*) σημαίνει ότι διά τὰ γωνιακά ταύτα επιτρέπονται δύο σειραι ήλων, με αποστάσεις 45 mm και 60 mm και διά τὸ μικρόν σκέλος τού γωνιακού.

ΠΙΝΑΚΑΣ 11

Συντελεστές λογισμού ω διά St 37.

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
20	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	20
30	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12	1,13	1,13	30
40	1,14	1,14	1,15	1,16	1,16	1,17	1,18	1,19	1,19	1,20	40
50	1,21	1,22	1,23	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,28	1,29	50
60	1,30	1,31	1,32	1,32	1,34	1,35	1,36	1,37	1,39	1,40	60
70	1,41	1,42	1,44	1,45	1,46	1,48	1,49	1,50	1,52	1,53	70
80	1,55	1,56	1,58	1,59	1,61	1,62	1,64	1,66	1,68	1,69	80
90	1,71	1,73	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84	1,86	1,88	90
100	1,90	1,92	1,94	1,96	1,98	2,00	2,02	2,05	2,07	2,09	100
110	2,11	2,14	2,16	2,18	2,21	2,23	2,27	2,31	2,35	2,39	110
120	2,43	2,47	2,51	2,55	2,60	2,64	2,68	2,72	2,77	2,81	120
130	2,85	2,90	2,94	2,99	3,03	3,08	3,12	3,17	3,22	3,26	130
140	3,31	3,36	3,41	3,45	3,50	3,55	3,60	3,65	3,70	3,75	140
150	3,80	3,85	3,90	3,95	4,00	4,06	4,11	4,16	4,22	4,27	150
160	4,32	4,38	4,43	4,49	4,54	4,60	4,65	4,71	4,77	4,82	160
170	4,88	4,94	5,00	5,05	5,11	5,17	5,23	5,29	5,35	5,41	170
180	5,47	5,53	5,59	5,66	5,72	5,78	5,84	5,91	5,97	6,03	180
190	6,10	6,16	6,23	6,29	6,36	6,42	6,49	6,55	6,62	6,69	190
200	6,75	6,82	6,89	6,96	7,03	7,10	7,17	7,24	7,31	7,38	200
210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,73	7,81	7,88	7,95	8,03	8,10	210
220	8,17	8,25	8,32	8,40	8,47	8,55	8,63	8,70	8,78	8,86	220
230	8,93	9,01	9,09	9,17	9,25	9,33	9,41	9,49	9,57	9,65	230
240	9,73	9,81	9,89	9,97	10,05	10,14	10,22	10,30	10,39	10,47	240
250	10,55	Δεν απαιτείται εϋθύγραμμος παρεμβολή.									

ΠΙΝΑΚΑΣ 12

Επιτρεπόμενες τάσεις για τα μέσα συνδέσεων σε Kp/cm^2 .

Α/Α	Είδος τάσης	Ήλιοι				Συνήθειες Κοχλίες		Εφαρμοσμένοι κοχλίες			
		USt 36-1 για ελάσματα από St 37 (St 33)		RSt 44-2 για ελάσματα από St 52		4D (4.6) για ελάσματα από St 33 και St 37		4D (4.6) για ελάσματα από St 37 (St 33)		5D (5.6) για ελάσματα από St 52	
		Περίπτωση φορτίσεως									
		H	HZ	H	HZ	H	HZ	H	HZ	H	HZ
1	• Διάτμηση.	1400	1600	2100	2400	1120	1260	1400	1600	2100	2400
2	• Σύνθλιψη άντυγας οπών.	2800 (2200)	3200 (2500)	4200	4800	2400	2700	2800 (2200)	3200 (2500)	4200	4800
3	• Εφελκυσμός.	480	540	720	810	1120	1120	1120	1120	1500	1500

Για τον χάλυβα St 33 ισχύουν γενικά ίδιες τιμές με αυτές του χάλυβα St 37. Όπου οι τιμές του χάλυβα St 33 είναι διαφορετικές αυτές δίνονται μέσα σε παρένθεση.

ΠΙΝΑΚΑΣ 13

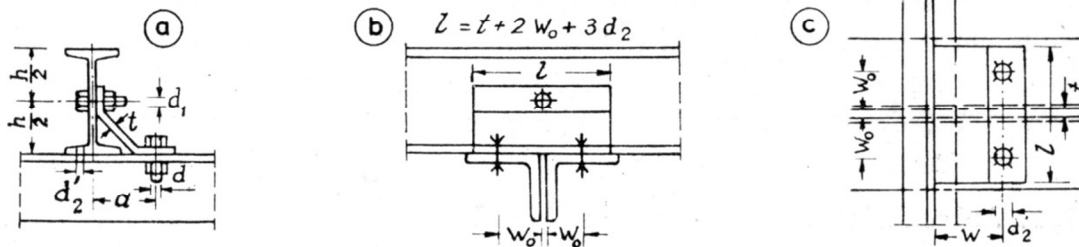
Ἀναλαμβανομένη δύναμις ὑπὸ ἑνὸς ἤλου.

d	mm	13		17		21		23		25		28		
F'	cm ²	1,33		2,27		3,46		4,15		4,91		6,16		
$\tau_{αεπ}$	t/cm ²	1,4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,6	
N' _τ	t	1,86	2,12	3,18	3,63	4,85	5,54	5,82	6,65	6,87	7,85	8,62	9,85	
N'' _τ	t	3,72	4,25	6,36	7,26	9,70	11,1	11,6	13,3	13,7	15,7	17,2	19,7	
$\sigma_{λεπ}$	t/cm ²	2,8	3,2	2,8	3,2	2,8	3,2	2,8	3,2	2,8	3,2	2,8	3,2	
N _l εἰς t, διὰ πάχος t εἰς mm =	5	1,82	2,08	2,38	2,72	2,94	3,36	3,22	3,68	3,50	4,00	3,92	4,48	
	6	2,18	2,50	2,86	3,26	3,53	4,03	3,86	4,42	4,20	4,80	4,70	5,38	
	7	2,55	2,91	3,33	3,81	4,12	4,70	4,51	5,15	4,90	5,60	5,49	6,27	
	8	2,91	3,33	3,81	4,35	4,70	5,38	5,15	5,89	5,60	6,40	6,27	7,17	
	9	3,28	3,74	4,28	4,90	5,29	6,05	5,80	6,62	6,30	7,20	7,06	8,06	
	10	3,64	4,16	4,76	5,44	5,88	6,72	6,44	7,36	7,00	8,00	7,84	8,96	
	11	4,00	4,58	5,24	5,98	6,47	7,39	7,08	8,10	7,70	8,80	8,62	9,86	
	12	4,37	4,99	5,71	6,53	7,06	8,06	7,73	8,83	8,40	9,60	9,41	10,8	
	13	4,73	5,41	6,19	7,07	7,64	8,74	8,37	9,57	9,10	10,4	10,2	11,6	
	14	5,10	5,82	6,66	7,62	8,23	9,41	9,02	10,3	9,80	11,2	11,0	12,5	
	15	5,46	6,24	7,14	8,16	8,82	10,1	9,66	11,0	10,5	12,0	11,8	13,4	
	16	5,82	6,66	7,62	8,70	9,41	10,8	10,3	11,8	11,2	12,8	12,5	14,3	
	17	6,19	7,07	8,09	9,25	10,0	11,4	10,9	12,5	11,9	13,6	13,3	15,2	
	18	6,55	7,49	8,57	9,79	10,6	12,1	11,6	13,2	12,6	14,4	14,1	16,1	
	19	6,92	7,90	9,04	10,3	11,2	12,8	12,2	14,0	13,3	15,2	14,9	17,0	
	20	7,28	8,32	9,52	10,9	11,8	13,4	12,9	14,7	14,0	16,0	15,7	17,9	
	$\sigma_{ζεπ}$	t/cm ²	0,48	0,54	0,48	0,54	0,48	0,54	0,48	0,54	0,48	0,54	0,48	0,54
	N _Z	t	0,64	0,72	1,09	1,23	1,66	1,87	1,98	2,24	2,36	2,66	2,96	3,32

ΠΙΝΑΚΑΣ 14

Στήριξις τεγίδων. Σύνδεσις δι' επιπέδων ελασμάτων.

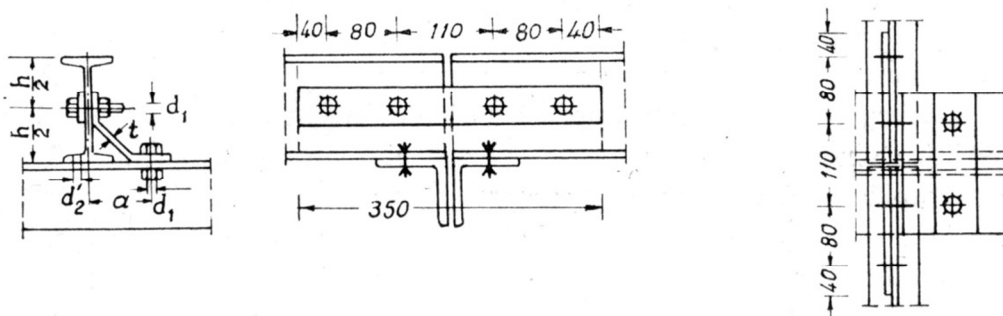
1. Τεγίς συνεχιζομένη υπέρ την στήριξιν.



I	Διαστάσεις εις mm							
	Μήκος αναπτύγματος	t	a	b	d ₁	Κοχλίας	d' ₂	Κοχλίας
80	140	8	62	50	13	M 12	11	M 10
100	140	8	62	60	17	M 16	11	M 10
120	140	8	62	60	17	M 16	11	M 10
140	190	8	83	80	17	M 16	11	M 10
160	190	8	83	90	17	M 16	13	M 12
180	190	8	84	100	17	M 16	13	M 12
200	190	8	84	100	17	M 16	17	M 16
220	250	10	114	120	21	M 20	17	M 16
240	250	10	114	130	21	M 20	17	M 16
260	250	10	115	140	21	M 20	21	M 20

Παρατηρήσεις: Ἡ ἀπόστασις τῆς γραμμῆς ἠλώσεως w_0 καὶ ἡ διάμετρος τῆς ὀπῆς d_2 ἐκλέγονται ἀναλόγως τῶν διαστάσεων τῶν γωνιακῶν ἄνω πέλματος.

2. Τεγίς διακοπτομένη υπέρ την στήριξιν.



Διαστάσεις επιπέδου ἀρμοκαλύμματος :

Διὰ I 80 : 50×8

Διὰ I 100 : 60×8

Διὰ I 120 ἕως 160 : 70×8

Διὰ I 180 ἕως 200 : 80×10

Διὰ I 220 ἕως 260 : 100×12

Διάταξις συμφώνως πρὸς τὰ παρατιθέμενα σχήματα καὶ βάσει τῶν στοιχείων τοῦ ἀνωτέρω πίνακος.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Παναγιώτης Ανδρ. Βουθούνης, Μηχανική του απαραμόρφωτου στερεού – Στατική- ισοστατικοί φορείς, Δ΄ έκδοση, Παναγιώτης Α. Βουθούνη, Αθήνα 2003.
- Παναγιώτης Ανδρ. Βουθούνης, Τεχνική Μηχανική Αντοχή των Υλικών, Ε΄ έκδοση, Παναγιώτης Α. Βουθούνη, Αθήνα 1999.
- Ανδρέα Χρ. Γιαννόπουλου, Μεταλλικές Κατασκευές, Εκδόσεις “ΙΩΝ” Στέλλα Παρίκου & ΣΙΑ Ο.Ε., 2005.
- Αντ. Δ. Κωστέα, Σιδηρά Δομικά Έργα, 6^η Έκδοση, ΤΕΕ, Αθήνα 1972.
- Ιωάννης Κ. Στεργίου, Κωνσταντίνος Ι. Στεργίου, Στοιχεία μηχανών Ι, Σύγχρονη Εκδοτική Ε.Π.Ε, Αθήνα 2003.