

**ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.**

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ
ΣΕ ΣΤΑΘΜΟ ΛΕΩΦΟΡΕΙΩΝ
ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ 12 m**

ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ: ΚΟΥΤΡΑ ΣΩΤΗΡΙΑ

ΚΟΥΤΡΑΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: Δρ. Γιαννόπουλος Ανδρέας

ΠΑΤΡΑ 2013

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία με τίτλο “Μελέτη και σχεδίαση υπόστεγου σε σταθμό λεωφορείων ανοίγματος 12 m” εκπονήθηκε στα πλαίσια προπτυχιακών σπουδών στο τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών Τ.Ε. του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Δυτικής Ελλάδας υπό την επίβλεψη του αναπληρωτή καθηγητή Ανδρέα Γιαννόπουλου. Στην εργασία αυτή υπολογίζονται οι δυνάμεις που αναπτύσσονται στα στοιχεία της κατασκευής, εκλέγονται οι διατομές των στοιχείων και ο τρόπος σύνδεσης τους.

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον κ. Ανδρέα Γιαννόπουλο, αναπληρωτή καθηγητή του τμήματος Μηχανολόγων Μηχανικών Τ.Ε. του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Δυτικής Ελλάδας και επιβλέποντα της παρούσας πτυχιακής εργασίας για την δυνατότητα που μας έδωσε να πραγματοποιήσουμε την πτυχιακή μας εργασία, όπως επίσης και για την πολύτιμη βοήθεια του στην ολοκλήρωση της εργασίας.

Τέλος ένα μεγάλο ευχαριστώ αξίζουν δύο ήρωες της καθημερινότητάς μας, οι γονείς μας, που μας στηρίζουν ηθικά και οικονομικά όλα αυτά τα χρόνια, δίνοντάς μας κουράγιο να προχωράμε και να υπερπηδάμε κάθε εμπόδιο για να φτάσουμε στο στόχο μας.

Κούτρα Σωτηρία

Κούτρας Δημήτριος

Πάτρα, Νοέμβριος 2013

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα πτυχιακή εργασία γίνεται η μελέτη και σχεδιασμός μεταλλικού υπόστεγου το οποίο προορίζεται για χρήση σε σταθμό λεωφορείων. Πρόκειται για μια μεταλλική κατασκευή πρόβολο η οποία έχει άνοιγμα 12 m και μήκος 20 m. Ο φορέας του υπόστεγου αποτελείται από 5 μεταλλικά δικτύωματα τοποθετημένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 5 m. Το κάθε δικτύωμα αποτελείται από 15 ράβδους. Η επικάλυψη του υπόστεγου αποτελείται από κυματοειδή λαμαρίνα με μόνωση (Panel) πάχους 10 cm.

Η δομή της εργασίας είναι η εξής: Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια ιστορική ανασκόπηση στην χρήση του χάλυβα στις κατασκευές. Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια αναφορά στους δομικούς χάλυβες, συμβολισμοί, τυποποιήσεις κτλ. Στο τρίτο κεφάλαιο αναφέρονται οι κατηγορίες των μεταλλικών κατασκευών, τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματά τους, οι αρχές σχεδιασμού και οι κανονισμοί. Γίνεται επίσης αναφορά στα φορτία των μεταλλικών κατασκευών και στις μεταλλικές στέγες. Το τέταρτο κεφάλαιο αφορά τις μεθόδους υπολογισμού των δομικών στοιχείων (ράβδων) μεταλλικής κατασκευής που υποβάλλονται σε εφέλκυσμό ή θλίψη με ή χωρίς εκκεντρότητα. Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται ο υπολογισμός των φορτίων της κατασκευής για τις περιπτώσεις φόρτισης H και HZ. Στο έκτο κεφάλαιο γίνεται ο υπολογισμός των στοιχείων της κατασκευής (ράβδοι και κοχλίες) για την περίπτωση φόρτισης H. Στο έβδομο κεφάλαιο γίνεται ο υπολογισμός των στοιχείων της κατασκευής (ράβδοι και κοχλίες) για την περίπτωση φόρτισης HZ. Στο όγδοο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα της εργασίας. Τέλος, παρατίθεται η βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκε κατά την συγγραφή της εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ	1-2
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΔΟΜΙΚΟΙ ΧΑΛΥΒΕΣ	3-6
2.1 ΓΕΝΙΚΑ	3
2.2 ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΧΑΛΥΒΩΝ	4
2.3 ΤΥΠΟΠΟΙΗΣΗ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ	4
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	7-20
3.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	7
3.2 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΧΡΗΣΗΣ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	7
3.2.1 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΧΡΗΣΗΣ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	8
3.2.2 ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΧΡΗΣΗΣ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ	8
3.3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	9
3.3.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	9
3.3.2 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ	10
3.4 ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	11
3.5 ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΣΤΕΓΕΣ	12
3.5.1 ΓΕΝΙΚΑ	12
3.5.2 ΖΕΥΚΤΑ	15
3.5.3 ΤΕΓΙΔΕΣ	18
3.5.4 ΕΠΙΣΤΕΓΑΣΜΑ	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	21-25
4.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΡΑΒΔΩΝ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΚΑΙ ΘΛΙΨΗ	21
4.1.1 ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΡΑΒΔΩΝ	21
4.1.2 ΘΛΙΨΗ ΡΑΒΔΩΝ	23

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	
ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	26-56
5.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ	26
5.1.1 ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΓΕΝΙΚΩΝ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΜΗΚΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ ΚΑΘΕ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	26
5.1.2 ΑΡΧΙΚΗ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΣΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ	28
5.2 ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	28
5.2.1 ΒΑΡΟΣ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ	28
5.2.1.1 ΚΑΤΑΜΕΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	31
5.2.2 ΒΑΡΟΣ ΤΕΓΙΔΩΝ	35
5.2.2.1 ΕΠΙΜΕΡΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΤΕΓΙΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ	37
5.2.3 ΒΑΡΟΣ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ	40
5.2.3.1 ΕΠΙΜΕΡΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ	41
5.3 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ	45
5.3.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΕΜΟΠΟΙΗΣΗΣ	45
5.3.2 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΟΥ ΑΝΕΜΟΥ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ	47
5.3.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ	49
5.4 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ	51
5.4.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΧΙΟΝΙΟΥ	52
5.4.2 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ	52
5.5 ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ	55
5.5.1 ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ Η	55
5.5.2 ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΗΖ	56
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ Η	57-174
6.1 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ	57
6.1.1 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΤΟΥ 2 ^ο , 3 ^ο ΚΑΙ 4 ^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	58
6.1.2 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΤΟΥ 1 ^ο ΚΑΙ 5 ^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	58
6.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ	59
6.2.1 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^ο , 3 ^ο ΚΑΙ 4 ^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	59
6.2.2 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1 ^ο ΚΑΙ 5 ^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	65
6.3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ	66
6.3.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^ο , 3 ^ο ΚΑΙ 4 ^ο	

ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	66
6.3.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	67
6.4 ΕΠΙΤΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ Η	68
6.5 ΕΚΛΟΓΗ ΚΑΤΑΛΛΗΛΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ	68
6.5.1 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	70
6.5.1.1 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	71
6.5.1.2 ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	100
6.5.2 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	133
6.5.2.1 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	133
6.5.2.2 ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	134
6.5.3 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΚΑΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΡΑΒΔΩΝ	135
6.6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ	136
6.6.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	136
6.6.1.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	136
6.6.1.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	155
6.6.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	172
6.6.2.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	172
6.6.2.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	172
6.6.3 ΠΙΝΑΚΕΣ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ Η	173

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΗΖ

	175-206
7.1 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ	175
7.1.1 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	176
7.1.2 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΤΟΥ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	176
7.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ	177
7.2.1 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	177
7.2.2 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	183
7.3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ	184
7.3.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου}	

ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	184
7.3.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	185
7.4 ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ Η	185
7.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΗΖ	186
7.5.1 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	186
7.5.1.1 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	186
7.5.1.2 ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	191
7.5.2 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	193
7.5.2.1 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	193
7.5.2.2 ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	194
7.5.3 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΚΑΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΡΑΒΔΩΝ	195
7.6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ	196
7.6.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	196
7.6.1.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΟΙ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	196
7.6.1.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2 ^{ου} , 3 ^{ου} ΚΑΙ 4 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	198
7.6.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	198
7.6.2.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	198
7.6.2.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 1 ^{ου} ΚΑΙ 5 ^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ	199
7.7 ΣΧΕΔΙΑ ΚΟΜΒΩΝ	199

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8	
ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	207

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	209
---------------------	-----

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η σπουδαιότητα του σιδήρου σαν κατασκευαστικό υλικό και η ευρεία ανάπτυξη του συμπίπτουν με την απαρχή της εκβιομηχανίσεως του κατά το τέλος του 18^{ου} αιώνα. Από το 1779 αρχίζει η κατασκευή στην Αγγλία μικρών γεφυρών από χυτοσίδηρο όπως π.χ. η γέφυρα του ποταμού Severn ανοίγματος 31 m. Ο χυτοσίδηρος βρίσκει επιπλέον εφαρμογή σε στέγες και πατώματα, αλλά λόγω μερικών σοβαρών ατυχημάτων εξ' αιτίας της ευθραυστότητας του η χρήση του αρχίζει να περιορίζεται σε κατασκευές που υποφέρουν μόνο από θλίψη.

Κατά τον 19^ο αιώνα σημειώνεται μια επανάσταση στη μεταλλουργία του σιδήρου με την εμφάνιση νέων μεθόδων παραγωγής χάλυβα σε μεγάλες ποσότητες. Το 1890 ο χάλυβας αντικατέστησε τον πολτοπαγή σίδηρο σαν το πρωταρχικό μεταλλικό δομικό υλικό.

Στα τέλη του 19^{ου} αιώνα αρχίζει η χρησιμοποίηση των ειδικών χαλύβων, δηλαδή κραμάτων χάλυβα με προσμίξεις χρωμίου, βολφραμίου, νικελίου, μαγγανίου, πυριτίου, κλπ. που προσδίδουν νέες σημαντικές ιδιότητες στους χάλυβες και ευρύνουν ακόμη περισσότερο το πεδίο εφαρμογής τους [1].

Κατά τις αρχές του 20^{ου} αιώνα αρχίζει να χρησιμοποιείται ο χάλυβας σε πόλεις των ΗΠΑ με μεγάλη συγκέντρωση πληθυσμού για την κατασκευή ουρανοξυστών άνω των 100 ορόφων [2]. Όπως για παράδειγμα το Sears Tower (Σχήμα 1.1) στο Σικάγο και το World Trade Center Towers στη Νέα Υόρκη (Σχήμα 1.2). Κατασκευάζονται επίσης και γέφυρες τεραστίων ανοιγμάτων άνω των 1200 m, όπως η γέφυρα Verrazano Narrows στην Νέα Υόρκη (με μέγιστο ελεύθερο άνοιγμα 1298.45 m και συνολικό μήκος 2039.11 m) πλήθος άλλων επιβλητικών κατασκευών, όπως μεγάλων σταδίων, πύργων, αιθουσών εκθέσεων κλπ [1].



Σχήμα 1.1: Sears Tower στο Σικάγο [3]



Σχήμα 1.2: World Trade Center Towers στη Νέα Υόρκη [3]

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

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

Η Ελλάδα δεν παρακολούθησε τις παραπάνω εξελίξεις, αφού επί μεγάλο χρονικό διάστημα κυριάρχησε το οπλισμένο σκυρόδεμα ως δομικό υλικό. Από το τέλος του 19^{ου} αιώνα σημειώνεται μία αξιόλογη δραστηριότητα σε σχέση με τις μεταλλικές κατασκευές κυρίως στη γεφυροποιία. Στην εποχή αυτή κατασκευάστηκε ένας μεγάλος αριθμός σιδηροδρομικών γεφυρών. Πριν το Β Παγκόσμιο πόλεμο παρατηρούνται αξιόλογες κατασκευές όπως στέγες δημοτικών αγορών, σιδηροδρομικών σταθμών, βιομηχανικών χώρων, βιομηχανικά κτίρια και άλλες μικρότερης σημασίας κατασκευές. Μετά το τέλος του Β παγκοσμίου πολέμου κυριαρχεί η χρήση του οπλισμένου σκυροδέματος σε κάθε είδους έργα με αποτέλεσμα τον περιορισμό της χρήσης του χάλυβα. Από τα μέσα του 1990 παρατηρείται αναγέννηση στην εφαρμογή μεταλλικών κατασκευών και ραγδαία ανάπτυξή τους. Έτσι λοιπόν, άρχισε η εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια γραφείων και ξενοδοχείων, πέρα από τις συνηθισμένες χρήσεις του σε βιομηχανικά, αγροτικά, εμπορικά και αθλητικά έργα. [2].

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΔΟΜΙΚΟΙ ΧΑΛΥΒΕΣ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι χάλυβες είναι ελατά κράματα σιδήρου-άνθρακα με περιεκτικότητα σε άνθρακα κάτω του 1.7%. Οι μηχανικές ιδιότητες των χαλύβων (σκληρότητα, αντοχή στη θραύση κλπ.) μεταβάλλονται συναρτήσει της περιεκτικότητας σε άνθρακα. Για περιεκτικότητες από 2 έως 4% τα κράματα σιδήρου-άνθρακα δεν είναι ελατά και ανήκουν στην κατηγορία των χυτοσιδηρών. Ειδικότερα, οι χάλυβες με περιεκτικότητα σε άνθρακα κάτω του 0,5% χαρακτηρίζονται ως δομικοί χάλυβες, ενώ με περιεκτικότητα άνω του 0,5% ως χάλυβες εργαλείων.

Εκτός από τον άνθρακα, οι χάλυβες περιέχουν μικρές ποσότητες άλλων στοιχείων. Μερικά από αυτά υπάρχουν στον ακατέργαστο σίδηρο και είναι συνήθως επιβλαβή, όπως ο Φώσφορος, ο οποίος αυξάνει την ευθραυστότητα εν ψυχρώ, ενώ μερικά άλλα προστίθενται πυρίτιο, το οποίο αυξάνει το όριο διαρροής. Παρόλο που είναι μικρές οι προσμίξεις τέτοιων στοιχείων μεταβάλλουν σε σημαντικό βαθμό τις μηχανικές ιδιότητες των χαλύβων.

Οι δομικοί χάλυβες διαφέρουν από άλλα είδη χαλύβων (χάλυβες εργαλείων, πυρίμαχοι ή ανοξειδωτοί χάλυβες) διότι με κατάλληλο συνδυασμό των προσμίξεων επιτυγχάνουν σε ικανοποιητικό βαθμό μερικές χαρακτηριστικές ιδιότητες, οι κυριότερες από τις οποίες είναι:

- i. Υψηλή αντοχή σε εφελκυσμό, θλίψη, διάτμηση κλπ.
- ii. Ανθεκτικότητα σε κάμψη, διάτρηση, ήλωση κλπ. χωρίς να θραύονται.
- iii. Ελατότητα στην κατεργασία, δηλαδή είναι μαλακοί και εύπλαστοι.
- iv. Συγκολλητότητα
- v. Ικανή σκληρότητα

Οι δομικοί χάλυβες χρησιμοποιούνται για την παραγωγή σιδηρών τεμαχίων ή ελασμάτων, τα οποία εφαρμόζονται σε κάθε είδους μεταλλικές (σιδηρές) κατασκευές και κυρίως σε έργα αρμοδιότητας Πολιτικού Μηχανικού. Η περιεκτικότητα σε άνθρακα των συνηθέστερων δομικών χαλύβων είναι από 0,10% έως 0,35%.

Για υψηλές απαιτήσεις δομικών έργων, όπως για παράδειγμα στις μεγάλες γέφυρες, κατασκευάζονται ειδικοί χάλυβες, οι οποίοι έχουν αυξημένη αντοχή έναντι των κοινών χαλύβων, αλλά αυξημένο κόστος παραγωγής. Οι ειδικοί αυτοί χάλυβες περιέχουν μικρές ποσότητες άλλων στοιχείων, όπως: Πυρίτιο (Si), Μαγγάνιο (Mn), Χρώμιο (Cr), Νικέλιο (Ni), Χαλκός (Cu), Τιτάνιο (Ti) κλπ.

Η επιλογή της ποιότητας του χάλυβα ο οποίος πρόκειται να χρησιμοποιηθεί για την κατασκευή ενός έργου πρέπει να γίνεται μετά από εξέταση πολλών παραγόντων, όπως είναι η αντοχή του φορέα της κατασκευής, το κόστος της προμήθειας των υλικών, το κόστος συναρμολόγησης κλπ. Σε ορισμένα δομικά έργα, στα οποία το ίδιο βάρος αποτελεί την σημαντικότερη φόρτιση (π.χ. στις μεγάλες γέφυρες) η αυξημένη δαπάνη λόγω χρησιμοποίησης ειδικών χαλύβων αντισταθμίζεται πολλές φορές από την μείωση της απαιτούμενης διατομής, δηλαδή την μείωση του ίδιου βάρους της κατασκευής.

2.2 ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΧΑΛΥΒΩΝ

Στην χώρα μας έως σήμερα συνηθέστεροι είναι οι συμβολισμοί κατά τα Γερμανικά πρότυπα. Αυτοί αφορούν το είδος του υλικού, την ποιότητα υλικού και τον τρόπο παραγωγής, έχουν δε ως εξής:

- Είδος υλικού:

St	=	Ρευστοπαγής χάλυβας. Παράγεται από τετηγμένη μορφή και διαμορφώνεται με σφυρηλασία ή έλαση.
GS	=	Χυτοχάλυβας. Ρευστοπαγής χάλυβας με αυξημένη ευχυτότητα και ο οποίος αποχύνεται σε καλούπια για να του δοθεί η αναγκαία μορφή χωρίς να υφίσταται σφυρηλασία ή έλαση.
GG	=	Χυτοσίδηρος
C	=	Βελτιωμένος χάλυβας με επιφανειακή σκλήρυνση

- Ποιότητα υλικού

Η ποιότητα του χάλυβα ορίζεται με έναν αριθμό, ο οποίος δηλώνει την ελάχιστη αντοχή σε εφελκυσμό, σε Kp/mm². Με βάση τον ορισμό προκύπτουν οι παρακάτω ποιότητες χαλύβων, οι οποίες είναι πλέον συνήθεις στα δομικά έργα:

St33:	Ελάχιστη αντοχή σε εφελκυσμό 33 Kp/mm ²
St37:	Ελάχιστη αντοχή σε εφελκυσμό 37 Kp/mm ²
St52:	Ελάχιστη αντοχή σε εφελκυσμό 52 Kp/mm ²

Υπάρχουν ακόμη και άλλες ποιότητες για ειδικές περιπτώσεις εφαρμογών.

- Μέθοδος και τρόπος παραγωγής

Σε ορισμένες περιπτώσεις προ του συμβόλου St προτάσσεται ένα ή περισσότερα σύμβολα για να δηλώσουν την μέθοδο ή τον τρόπο αποχύσεως κατά την παραγωγή των χαλύβων και συγκεκριμένα:

- Για να δηλωθεί η μέθοδος παραγωγής τίθεται:
T : Χάλυβας παραγόμενος με στρόμβους Thomas
M : Χάλυβας παραγόμενος σε καμίνους Siemens-Martin
- Για να δηλωθεί ο τρόπος παραγωγής τίθεται:
U : Ακατεύναστος χάλυβας
R : Κατηνασμένος χάλυβας
RR : Ειδικώς κατηνασμένος χάλυβας

2.3 ΤΥΠΟΠΟΙΗΣΗ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ

Η μεγάλη ποικιλία των εφαρμογών και η ευρεία χρήση ελασμάτων στις μεταλλικές κατασκευές οδήγησε στην ανάγκη της τυποποίησης των παραγόμενων ελασμάτων για λόγους οικονομοτεχνικούς. Η τυποποίηση αφορά τον συμβολισμό των ελασμάτων τόσο ως προς το είδος όσο και ως προς το μέγεθος αυτών.

Σύμφωνα με τα DIN ο συμβολισμός των διατομών των ελασμάτων αποτελείται από γράμματα ή σύμβολα που δηλώνουν το είδος της διατομής ακολουθούμενα από αριθμούς που δηλώνουν το ύψος ή το πλάτος σε mm και σε μερικά είδη διατομών προστίθεται και το πάχος της διατομής σε mm.

Οι κυριότερες μορφές τυποποιημένων ελασμάτων της Γερμανικής βιομηχανίας που χρησιμοποιούνται και στη χώρα μας είναι οι εξής:

1. Σιδηροδοκοί μορφής διπλού ταύ (I), οι οποίοι παράγονται σε μήκη 4 έως 15 m και διακρίνονται περαιτέρω σε:
 - Υψίκορμοι δοκοί κανονικής μορφής με κεκλιμένη την εσωτερική επιφάνεια των πελμάτων, σε 23 μεγέθη ύψους από 80 έως 600 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1025, φύλλο 1. Ενδεικτικός τύπος I300.
 - Υψίκορμοι δοκοί με παράλληλα πέλματα μέσου πλάτους, σε 18 μεγέθη ύψους από 80 έως 600 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1025, φύλλο 5. Ενδεικτικός τύπος IPE300.
 - Πλατύπελμοι δοκοί με κεκλιμένη την εσωτερική επιφάνεια των πελμάτων, σε 5 μεγέθη ύψους από 100 έως 180 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1025, φύλλο 2. Ενδεικτικός τύπος IB300.
 - Πλατύπελμοι δοκοί κανονικής μορφής με παράλληλα πέλματα, σε 28 μεγέθη ύψους από 100 έως 1000 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1025, φύλλο 2. Ενδεικτικός τύπος IPB300.
 - Πλατύπελμοι δοκοί με παράλληλα πέλματα ελαφράς μορφής, με μειωμένα πάχη κορμού και πελμάτων σε σχέση με αυτά της κανονικής μορφής, σε 28 μεγέθη ύψους από 100 έως 1000 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1025, φύλλο 3. Ενδεικτικός τύπος IPB400.
 - Πλατύπελμοι δοκοί με παράλληλα πέλματα ενισχυμένης μορφής, με αυξημένα πάχη κορμού και πελμάτων σε σχέση με αυτά της κανονικής μορφής, σε 28 μεγέθη ύψους από 100 έως 1000 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1025, φύλλο 4. Ενδεικτικός τύπος IPB400.
2. Σιδηροδοκοί μορφής πί ή ού (I) ή (U), οι οποίοι παράγονται σε μήκη 3 έως 15 m και σε 24 μεγέθη ύψους από 30 έως 400 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1026. Ενδεικτικός τύπος I300 ή U300.
3. Σιδηροδοκοί μορφής ζήτα (Z), οι οποίοι παράγονται σε μήκη 3 έως 15 m και σε 11 μεγέθη ύψους από 30 έως 200 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1027. Ενδεικτικός τύπος Z100.
4. Σιδηροδοκοί μορφής ταύ (T), οι οποίοι παράγονται σε μήκη 3 έως 12 m και διακρίνονται περαιτέρω σε:
 - Υψίκορμοι δοκοί με πλάτος πέλματος ίσο με το ύψος ($b=h$), σε 14 μεγέθη ύψους από 20 έως 140 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1024. Ενδεικτικός τύπος T50.
 - Πλατύπελμοι δοκοί με πλάτος πέλματος διπλάσιο από το ύψος ($b=2h$), σε 6 μεγέθη ύψους από 30 έως 60 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1024. Ενδεικτικός τύπος TB50.
 - Ημιδιατομές δοκών I όλων των τύπων και υψών, οι οποίες παραδίδονται υπό των εργοστασίων με κοπή στο μέσον του κορμού των δοκών I.

5. Γωνιακά ελάσματα (L), τα οποία παράγονται σε μήκη 3 έως 12 m και διακρίνονται περαιτέρω σε:
- Ισοσκελή γωνιακά ($a=b$), σε 23 πλάτη σκέλους από 20 έως 200 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1028. Ενδεικτικός τύπος L80x10, όπου 80 είναι το πλάτος σκέλους σε mm και 10 είναι το πάχος σκέλους σε mm.
 - Ανισοσκελή γωνιακά ($a>b$), σε 31 διαφορετικούς συνδυασμούς πλάτους σκελών από 30x20 έως 250x90 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1029. Ενδεικτικός τύπος L100x50x10, όπου το ένα πέλμα έχει πλάτος $a = 100$ mm, το άλλο πέλμα έχει πλάτος $b = 50$ mm και το πάχος των πελμάτων $t = 10$ mm.
6. Λεπίδες ή επίπεδα ελάσματα (-), τα οποία παράγονται σε διάφορα πλάτη και πάχη, και διακρίνονται περαιτέρω σε:
- Στενές λεπίδες με πλάτος 10 έως 150 mm και πάχος 3 έως 100 mm. Τυποποίηση κατά DIN 1017. Ενδεικτικός τύπος -40x12 όπου το πλάτος είναι $b = 40$ mm και το πάχος είναι $t = 12$ mm.
 - Πλατιές λεπίδες με πλάτος 151 έως 1250 mm και πάχος 5 έως 60 mm. Τυποποίηση κατά DIN 59200. Ενδεικτικός τύπος -200x12 όπου το πλάτος είναι $b = 200$ mm και το πάχος είναι $t = 12$ mm.
7. Σιδηρά φύλλα, όπου παράγονται με διάφορες μορφές και διακρίνονται περαιτέρω σε:
- Επίπεδα φύλλα (λεπτά, μεσαία, χονδρά)
 - Ραβδωτά φύλλα (με ραβδώσεις)
 - Φολιδωτά φύλλα (με προεξοχές)
 - Έκτυπα φύλλα (με βαθουλώματα)
 - Διάτρητα φύλλα (με τρύπες)
 - Σκαφοειδή και κοίλα φύλλα
 - Κυματοειδή φύλλα
8. Λοιπά ελάσματα
- Σωλήνες με διατομή κυκλική, τετραγωνική ή ορθογωνική
 - Στρογγυλός και τετραγωνικός σίδηρος (πλήρους διατομής) κατά DIN 1013 και 1014 αντίστοιχα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ – ΣΤΕΓΕΣ

3.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Οι μεταλλικές κατασκευές είναι κατασκευές από μέταλλο, κυρίως χάλυβα και εφαρμόζονται διεθνώς όλο και περισσότερο [1]. Σ' αυτό βοήθησε η ραγδαία τεχνολογική εξέλιξη στην παραγωγή και χρήση κατάλληλων υλικών και κυρίως των εξαιρετικών ποιοτήτων χάλυβα [2].

Οι διάφορες σιδηρές κατασκευές μπορούν να ταξινομηθούν στις ακόλουθες τρεις κατηγορίες:

Πλαισιωτές κατασκευές των οποίων τα ραβδωτά μέλη υποφέρουν σε αξονικές, καμπτικές, στρεπτικές τάσεις ή και συνδυασμό αυτών. Τέτοιες κατασκευές είναι πολυόροφα κτίρια, βιομηχανικά κτίρια και ειδικές μονοόροφες κατασκευές όπως εκκλησίες, σχολεία, γυμναστήρια, υπόστεγα αεροπλάνων, υπόστεγα σταθμών λεωφορείων ή σιδηροδρόμων κλπ. Οι σιδηρές γέφυρες είναι τις περισσότερες φορές επίσης πλαισιωτές κατασκευές.

Κελυφωτές κατασκευές που είναι επιφανειακοί φορείς και υποφέρουν κυρίως σε εφελκυσμό. Τέτοιες κατασκευές είναι δοχεία αποθήκευσης υγρών, υδατοδεξαμενές ή κυλινδρικές δεξαμενές πετρελαίου, διάφορα σιλό, υψηλοί καπνοδόχοι κλπ. Το κυρίως σώμα πλοίων ή αεροσκαφών όπως και τα διάφορα διαστημικά σκάφη είναι επίσης κελυφωτές κατασκευές.

Κρεμαστές κατασκευές όπου εφελκύμενα καλώδια αποτελούν τα κυρίως στοιχεία της κατασκευής. Τέτοιες κατασκευές είναι οροφές μεγάλης εκτάσεως που υποβαστάζονται από καλώδια, κρεμαστές γέφυρες κλπ.

Πρέπει να τονίσουμε ότι σε πολλές περιπτώσεις μια μεταλλική κατασκευή είναι συνδυασμός δύο ή όλων των παραπάνω κατηγοριών. Ακόμη μπορεί να έχουμε σύνθετες κατασκευές που αποτελούνται από συνδυασμό σιδήρου και οπλισμένου σκυροδέματος όπως συμβαίνει π.χ. στις γέφυρες [1].

3.2 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΧΡΗΣΗΣ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Τα πλεονεκτήματα των σιδηρών κατασκευών είναι πολύ περισσότερα από τα μειονεκτήματα τους και γι' αυτό τον λόγο στις μεγάλες βιομηχανικές χώρες η χρήση του χάλυβα είναι πολύ διαδεδομένη και στα δομικά έργα και σε πολλές περιπτώσεις ξεπερνάει αυτή του οπλισμένου σκυροδέματος. Τα τελευταία χρόνια και στην χώρα μας σημειώνεται μία αξιόλογη δραστηριότητα σε σχέση με τις μεταλλικές κατασκευές.

3.2.1 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΧΡΗΣΗΣ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Η ευρύτατη χρήση του χάλυβα στις κατασκευές οφείλεται στο ότι παρουσιάζει σοβαρά πλεονεκτήματα έναντι άλλων δομικών υλικών όπως το οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα πιο σημαντικά πλεονεκτήματα του είναι:

- Υψηλή αντοχή, που συνεπάγεται ότι η κατασκευή θα έχει μικρά νεκρά φορτία, γεγονός σημαντικό για γέφυρες μεγάλου ανοίγματος, ψηλά κτίρια και κατασκευές που πρέπει να θεμελιωθούν σε ασθενή εδάφη.
- Ομοιομορφία, που σημαίνει ότι οι ιδιότητες του δεν μεταβάλλονται σημαντικά με το χρόνο όπως συμβαίνει στο οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Ελαστικότητα, που σημαίνει ότι συμπεριφέρεται πολύ κοντά στις παραδοχές του μελετητή αφού ακολουθεί τον νόμο του Hooke μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις. Αυτό δεν συμβαίνει ακριβώς στο σκυρόδεμα.
- Ολκιμότητα, δηλαδή η ιδιότητα του υλικού να μπορεί να υποφέρει εκτεταμένη παραμόρφωση χωρίς αστοχία κάτω από υψηλές εφελκυστικές τάσεις.
- Μονιμότητα, που σημαίνει ότι σιδηρές κατασκευές κάτω από κατάλληλη συντήρηση έχουν απεριόριστη διάρκεια ζωής. Τελευταία χρησιμοποιούνται και χάλυβες που δεν χρειάζονται επίχρυσμα γιατί αυτοπροστατεύονται από ένα πυκνό στρώμα σκουριάς ή έχουν υποστεί ειδική ειδική κατεργασία (weathering steels).
- Προσθέσεις σε υπάρχουσες κατασκευές, μπορούν να γίνουν γρήγορα και εύκολα.
- Διάφορα άλλα πλεονεκτήματα, του χάλυβα είναι η ταχύτητα ανεγέρσεως, η ευκολία προκατασκευής, οι συγκολλητικές ιδιότητες του μετάλλου, η σκληρότητα και αντοχή κοπώσεως του μετάλλου, η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης τμημάτων της κατασκευής όταν αυτή αποσυνδεθεί και τέλος η χρήση άχρηστων σιδηρών κατασκευών ή τμημάτων αυτών για τη δημιουργία νέων σιδηρών μελών μέσω ανατήξεως [1].

Τα πλεονεκτήματα του αυτά τον κάνουν ασυναγώνιστο στις περιπτώσεις όπου η υψηλή αντοχή και το ίδιο βάρος της κατασκευής έχουν μεγάλη σημασία όπως στις γέφυρες, τα πολύ υψηλά κτήρια, τις ελαφρές στέγες, τα μεγάλα βιομηχανικά κτήρια [5].

3.2.2 ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΗΣ ΧΡΗΣΗΣ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Από τα μειονεκτήματα του χάλυβα, που είναι γενικά λίγα, αναφέρουμε τα ακόλουθα:

- Κόστος συντήρησης, διότι λόγω σκουριάς μια σιδηρά κατασκευή πρέπει να βάφεται περιοδικά.
- Κόστος προστασίας από πυρκαγιά, διότι λόγω του γεγονότος ότι η αντοχή του χάλυβα μειώνεται σημαντικά σε υψηλές θερμοκρασίες, οι σιδηρές κατασκευές απαιτούν ιδιαίτερη προστασία έναντι πυρκαγιάς. Αυτό δεν συμβαίνει σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Ευαισθησία σε λυγισμό, διότι σιδηροί στύλοι λόγω της αυξημένης τους λυγηρότητας παρουσιάζουν ευαισθησία σε λυγισμό και απαιτούν ειδικούς τρόπους ενίσχυσης της αντίστασης τους σε λυγισμό [1].

Στην Ελλάδα προστίθεται στα μειονεκτήματα, η έλλειψη χαλυβουργίας και επομένως η υψηλή τιμή του υλικού, καθώς και το βάρος της μεταπολεμικής παράδοσης, που καθιέρωσε το σκυρόδεμα στις συνειδήσεις των Αρχιτεκτόνων και των Πολιτικών Μηχανικών ως κύριο δομικό υλικό [5].

3.3 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

3.3.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Η μελέτη των μεταλλικών κατασκευών απαιτεί εξειδικευμένη γνώση και εμπειρία, τόσο ως προς την σύλληψη της ιδέας και μόρφωση αυτών, όσο και ως προς τις κατάλληλες μεθόδους που πρέπει να εφαρμοστούν για τον υπολογισμό της αντοχής των. Κατά γενική θεώρηση μια πλήρης μελέτη μεταλλικής κατασκευής πρέπει να περιλαμβάνει τα παρακάτω στάδια:

Στάδιο 1: Χονδρική σχεδίαση

- Καθορισμός μεγέθους κατασκευής και τοποθέτηση γενικών διαστάσεων σύμφωνα με τις λειτουργικές απαιτήσεις.
- Επιλογή είδους και μορφής φέροντος οργανισμού για την ανάληψη των φορτίων της κατασκευής
- Απόφαση για τον τρόπο έδρασης

Στάδιο 2: Προσδιορισμός φορτίων (βάσει κανονισμών)

- Αρχική εκτίμηση διατομών και υπολογισμός ιδίου βάρους κατασκευής
- Προσδιορισμός μόνιμων ή κινητών φορτίων
- Διάκριση φορτίων σε κύρια και πρόσθετα

Στάδιο 3: Επιλογή υλικών και μέσων σύνδεσης

- Υλικά κατασκευής φέροντος οργανισμού
- Μέσα σύνδεσης (ήλοι, κοχλίες, συγκολλήσεις κλπ.)

Στάδιο 4: Στατικός υπολογισμός

- Υπολογισμός αναπτυσσόμενων τάσεων τεμαχίων κατασκευής και μέσων σύνδεσης
- Καθορισμός επιτρεπόμενων τάσεων ή οριακών καταστάσεων αντοχής υλικών κατασκευής και συντελεστών ασφαλείας, βάσει κανονισμών
- Σύγκριση αναπτυσσόμενων τάσεων με τις επιτρεπόμενες και διόρθωση διαστάσεων όπου απαιτείται

Στάδιο 5: Λοιποί έλεγχοι αντοχής

- Έλεγχος αντοχής σε δυναμικές φορτίσεις, εάν υπάρχουν, ανάλογα με το είδος και την χρήση της κατασκευής, όπως ταλάντωση από άνεμο, κρουστικές φορτίσεις κινούμενων μηχανών κτλ.
- Έλεγχος αντοχής σε σεισμικές φορτίσεις

Στάδιο 6: Τελική σχεδίαση

- Λεπτομερής σχεδίαση όψεων και τομών μετά τον καθορισμό των τελικών διαστάσεων
- Σχεδίαση τεμαχίων και λεπτομερειών συνδέσεων, όπως: συνδέσεις κόμβων, υποστυλωμάτων, εδράσεων, ραφών συγκολλήσεων, κτλ.

Στάδιο 7: Μελέτη συναρμολόγησης

- Η μελέτη συναρμολόγησης γίνεται όταν αυτή απαιτείται ανάλογα με την φύση του έργου και καθορίζει τον τρόπο με τον οποίο θα συναρμολογηθεί η κατασκευή, δηλαδή ποια τμήματα θα μεταφερθούν έτοιμα από το εργοστάσιο, ποια από αυτά θα κατασκευαστούν επί τόπου στο εργοτάξιο, την χρήση γερανών, τοποθέτηση προσωρινών ικρυωμάτων (σκαλωσιές) κτλ.

Στάδιο 8: Προμέτρηση υλικών

- Η προμέτρηση υλικών έχει συνήθως την μορφή πίνακα, ο οποίος περιέχει την περιγραφή κάθε χρησιμοποιούμενου υλικού, τις διαστάσεις, την ποιότητα και τις αναγκαίες ποσότητες. Η προμέτρηση είναι απαραίτητη για την προμήθεια των υλικών με τα οποία θα κατασκευαστεί το έργο και συντάσσεται για όλα τα έργα οποιουδήποτε μεγέθους. Επιπροσθέτως για τα δημόσια έργα είναι αναγκαία και η σύνταξη τευχών δημοπράτησης προκειμένου να γίνει ανάθεση του έργου για εκτέλεση με τις ισχύουσες διαδικασίες δημοπράτησης [4].

3.3.2 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

Κατά την μελέτη και συναρμολόγηση των μεταλλικών κατασκευών πρέπει να εφαρμόζονται απαραίτητα οι ισχύοντες κανονισμοί στον τόπο του έργου. Εάν δεν έχουν εκδοθεί κανονισμοί στην χώρα εκτέλεσης του έργου, οι οποίοι αφορούν τις ιδιομορφίες ή ορισμένες ιδιαίτερες απαιτήσεις της κατασκευής, πρέπει να εφαρμόζονται άλλοι διεθνείς κανονισμοί. Σήμερα οι υπάρχοντες κανονισμοί μεταλλικών έργων καλύπτουν επαρκώς τις παρουσιαζόμενες ανάγκες στο σύνολό τους. Παρ' όλα αυτά καταβάλλεται έντονη προσπάθεια για την βελτίωση των κανονισμών και την πληρέστερη αντιμετώπιση των προβλημάτων με βάση τα πορίσματα της επιστήμης η οποία συνεχώς εξελίσσεται.

Στους Πίνακες 2.1 και 2.2 δίνονται μερικοί από τους μέχρι σήμερα εκδοθέντες κανονισμούς οι οποίοι αναφέρονται σε θέματα σχετικά με τις κατασκευές δομικών έργων. Αυτοί είναι οι Γερμανικοί κανονισμοί DIN και οι νέοι Ευρωπαϊκοί κανονισμοί EUROCODE (Ευρωκώδικες).

Στους κανονισμούς προδιαγράφονται οι ποιότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών, δίνονται λεπτομέρειες που αφορούν τον σχεδιασμό των κατασκευών, καθώς επίσης μέθοδοι υπολογισμού και επιτρεπόμενα όρια αντοχής [4].

Πίνακας 2.1: Ευρωκώδικες (EUROCODE) [4]

A/A	Ονομασία	Περιγραφή
1	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 1	Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές
2	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 2	Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα
3	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 3	Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών
4	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 4	Σχεδιασμός μικτών κατασκευών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα
5	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 5	Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών
6	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 6	Σχεδιασμός κατασκευών από λιθοδομή
7	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7	Γεωτεχνικός σχεδιασμός
8	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8	Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών
9	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 9	Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο

Πίνακας 2.2: Γερμανικοί κανονισμοί DIN [4]

A/A	Όνομασία	Περιγραφή
1	DIN 124	Ήλοι πλήρους κεφαλής
2	DIN 267	Κοχλίες
3	DIN 302	Ήλοι ημιβυθισμένης κεφαλής
4	DIN 1024	Δοκοί μορφής T
5	DIN 1025	Δοκοί μορφής I υψίκορμοι και πλατύπελμοι
6	DIN 1026	Δοκοί μορφής I
7	DIN 1027	Δοκοί μορφής Z
8	DIN 1028	Ίσοσκελή γωνιακά ελάσματα L
9	DIN 1029	Ανισοσκελή γωνιακά ελάσματα L
10	DIN 1050	Επιτρεπόμενες τάσεις χαλύβων δομικών έργων
11	DIN 1055	Φορτία ανέμου και χιόνος
12	DIN 4100	Συγκολλήσεις σιδηρών κατασκευών
13	DIN 4114	Ελαστική ευστάθεια κατασκευών (Λυγισμός, στρέβλωση, κύρτωση)
14	DIN 4119	Κυλινδρικές κατασκευές δεξαμενών από χάλυβα
15	DIN 6914, 6915	Προεντεταμένοι κοχλίες
16	DIN 7968	Εφαρμοσμένοι κοχλίες
17	DIN 7990	Συνήθεις κοχλίες
18	DIN 17100	Ποιότητες χαλύβων

3.4 ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Για τον υπολογισμό της αντοχής μιας μεταλλικής κατασκευής, όπως είναι ένα υπόστεγο, μια γέφυρα, ένα κρύωμα, βάσεις για στήριξη μηχανημάτων ή δεξαμενών κτλ είναι απαραίτητη η γνώση των φορτίων που δρουν πάνω στην κατασκευή.

Τα φορτία διακρίνονται σε δύο είδη: μόνιμα και κινητά. Τα μόνιμα είναι εκείνα τα φορτία που δεν μεταβάλλονται κατά την διάρκεια λειτουργίας της κατασκευής. Τέτοια είναι για παράδειγμα το ίδιο βάρος του σκελετού της κατασκευής, δηλαδή το βάρος των δοκών, των τοίχων, των δαπέδων κλπ. Τα κινητά είναι τα φορτία που μεταβάλλονται επί της μεταλλικής κατασκευής, τόσο ως προς την θέση ενέργειας τους, όσο και ως προς την ένταση. Στην κατηγορία αυτή ανήκει η φόρτιση από άτομα, τα κινούμενα μηχανήματα επί της μεταλλικής κατασκευής, διάφορα υλικά και εξοπλισμός που τοποθετούνται πάνω ή μέσα στην κατασκευή, επίσης τα φορτία από άνεμο ή χιόνι όταν υπάρχουν και διάφορα άλλα.

Πολλά από τα παραπάνω φορτία, μόνιμα ή κινητά, δρουν κατά κύριο λόγο με καθοριστική διάρκεια και ένταση πάνω στην μεταλλική κατασκευή και καλούνται κύρια φορτία, ενώ άλλα δρουν συνήθως με πιθανολογική διάρκεια ή ένταση και καλούνται πρόσθετα φορτία.

Η θεώρηση των φορτίων, μόνιμων και κινητών, ως προς την συνολική δράση που προκαλούν στις κατασκευές έχει κατά πολύ διαφοροποιηθεί στον Ευροκώδικα 3 σε σχέση με αυτή που υπήρχε στους Γερμανικούς κανονισμούς. Αμέσως πιο κάτω θα αναλύσουμε τις έννοιες των φορτίων όπως ορίζονται κατά τους Γερμανικούς κανονισμούς (DIN).

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς (DIN), για την διάκριση των φορτίων σε κύρια και πρόσθετα έχουν καθιερωθεί τα σύμβολα H και Z αντίστοιχα, τα οποία χρησιμοποιούνται και στην χώρα μας. Με βάση αυτόν τον συμβολισμό έχουμε:

- **Φόρτιση H:** Ίδιο βάρος, μηχανολογικός εξοπλισμός, βάρος ατόμων, βάρος προϊόντων ή υλικών, βάρος χιονιού κτλ.
- **Φόρτιση Z:** Ανεμοπίεση, τροχοπέδηση, θερμικές επιδράσεις κτλ.

Το σύνολο των κύριων και πρόσθετων φορτίων χαρακτηρίζεται ως φόρτιση HZ. Έτσι για τον έλεγχο της αντοχής της κατασκευής πρέπει να εξετάζονται απαραίτητως οι παρακάτω δύο περιπτώσεις φορτίσεων:

- Περίπτωση φορτίσεως Η: Άθροισμα κύριων φορτίων
- Περίπτωση φορτίσεως ΗΖ: Άθροισμα κύριων και πρόσθετων φορτίων

Εάν σε μια κατασκευή ή σε ένα τμήμα αυτής δεν υπάρχουν καθόλου κύρια φορτία, εκτός από το ίδιο βάρος αυτής, τότε στην περίπτωση φορτίσεως Η συμπεριλαμβάνεται το μεγαλύτερο από τα πρόσθετα φορτία, θεωρούμενο ως κύριο φορτίο και υπολογιζόμενο μαζί με το ίδιο βάρος της κατασκευής. Ενώ στην περίπτωση φορτίσεως ΗΖ περιλαμβάνονται κανονικά το ίδιο βάρος και όλα τα πρόσθετα φορτία.

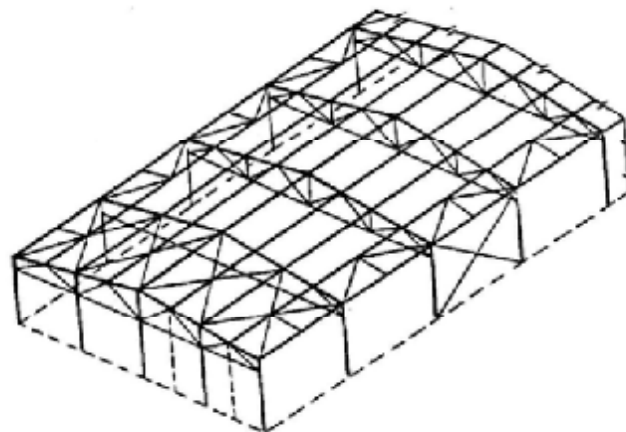
Ανάλογα με το είδος της φορτίσεως Η ή ΗΖ προκύπτουν οι επιτρεπόμενες τιμές τάσεων, οι οποίες καθορίζονται από τους κανονισμούς, για τα τεμάχια της κατασκευής και για τα μέσα σύνδεσης, όπως είναι οι ήλιοι, οι κοχλίες, οι συγκολλήσεις κλπ. Ο υπολογισμός των μέγιστων τιμών των τάσεων και η αντιπαράθεση αυτών με τις επιτρεπόμενες γίνεται χωριστά για τις περιπτώσεις φορτίσεως Η και ΗΖ. Επομένως για τον καθορισμό των τελικών διαστάσεων και τον έλεγχο αντοχής της κατασκευής ισχύει εκείνη η περίπτωση φορτίσεως που δίνει την μεγαλύτερη διατομή [4].

3.5 ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΣΤΕΓΕΣ

3.5.1 ΓΕΝΙΚΑ

Οι μεταλλικές στέγες (Σχήμα 3.1) είναι το είδος των μεταλλικών δομικών έργων που χρησιμοποιείται ευρύτατα στην Ελλάδα. Παρουσιάζουν όλα τα πλεονεκτήματα των μεταλλικών έργων και χρησιμοποιούνται, συνήθως, για ανοίγματα μεγαλύτερα των 15 μ. Σε μια μεταλλική στέγη διακρίνουμε τα εξής τμήματα:

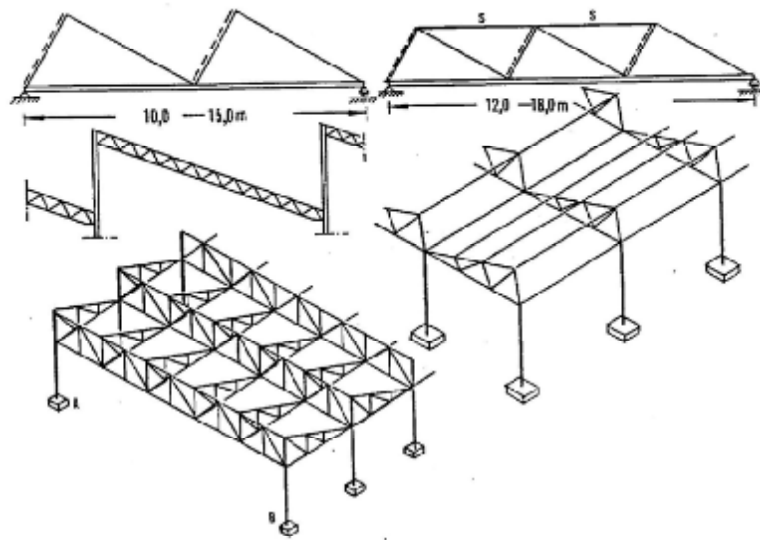
1. Επιστέγασμα: Αυτό είναι το τμήμα της κατασκευής που προστατεύει από τις ατμοσφαιρικές συνθήκες τον χώρο που καλύπτεται. Το επιστέγασμα στηρίζεται στις τεγίδες.
2. Τηγίδες: Είναι δοκοί κάθετες προς το ζευκτό που μεταβιβάζουν τα φορτία από το επιστέγασμα στα ζευκτά. Οι τεγίδες στηρίζονται στα ζευκτά.
3. Ζευκτά: Είναι οι κύριοι φορείς της στέγης που αναλαμβάνουν όλα τα φορτία και τα μεταβιβάζουν στα υποστυλώματα επί των οποίων στηρίζονται.
4. Σύνδεσμοι στέγης. Είναι φορείς που εξασφαλίζουν την ασφαλή λειτουργία της στέγης στον χώρο. Ο τρόπος λειτουργίας των συνδέσμων στέγης είναι αρκετά πολύπλοκος.



Σχήμα 3.1: Μεταλλική στέγη [5]

Ένα βασικό στοιχείο του κτιρίου που καλύπτεται από μεταλλική στέγη είναι τα υποστυλώματα πάνω στα οποία στηρίζεται η μεταλλική στέγη. Τα υποστυλώματα αυτά είναι μεταλλικά ή από σκυρόδεμα. Στις συνήθεις κατασκευές τα υποστυλώματα από σκυρόδεμα είναι οικονομικότερα, σε υπόστεγα όμως με μεγάλο ελεύθερο ύψος προτιμώνται τα μεταλλικά.

Στις μεταλλικές στέγες υπάγονται και τα sheds. Είναι στέγες με "πριονωτή" μορφή (Σχήμα 3.2) που προτιμώνται σε ορισμένα βιομηχανικά κτήρια, όταν απαιτείται φυσικός φωτισμός της καλυπτόμενης αίθουσας.

**Σχήμα 3.2:** Shed [5]

Παραδείγματα μεταλλικών κτιρίων και στεγών φαίνονται στις παρακάτω εικόνες:

**Σχήμα 3.3:** Μεταλλική Στέγη Διαστάσεων 12.48 m x 22.58 m. Ύψους Ζευκτού 6.50 m. [6]



Σχήμα 3.4: Μεταλλική στέγη [7]



Σχήμα 3.5: Μεταλλική στέγη [8]



Σχήμα 3.6: Μεταλλική στέγη [8]



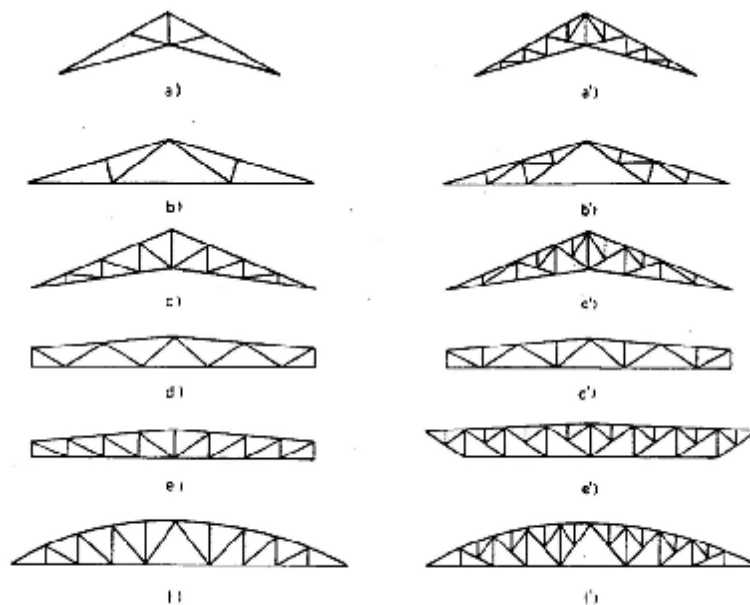
Σχήμα 3.7: Μεταλλική στέγη [8]

3.5.2 ΖΕΥΚΤΑ

Τα ζευκτά είναι συνήθως δικτυωτοί φορείς που τοποθετούνται σε απόσταση 3.5-6.5 m, παράλληλα μεταξύ τους. Οι συνηθέστερες μορφές που χρησιμοποιούνται είναι του Σχήματος 3.8.

Οι βασικές αρχές που πρέπει να διέπουν τη σχεδίαση ενός ζευκτού είναι οι εξής:

1. Να έχει το κατάλληλο ύψος για λόγους οικονομίας.
2. Το άνω πέλμα να έχει την κατάλληλη κλίση (συνήθως 10% - 20%) για την εύκολη απορροή των υδάτων της βροχής.
3. Οι ράβδοι του ζευκτού πρέπει να συναντώνται με γωνίες μεγαλύτερες των 30° για εύκολη κατασκευή των κόμβων του ζευκτού.
4. Τα φατώματα του ζευκτού, δηλαδή οι αποστάσεις των κόμβων του άνω πέλματος πρέπει να είναι ίσα μεταξύ τους για λόγους αισθητικούς και κατασκευαστικούς.

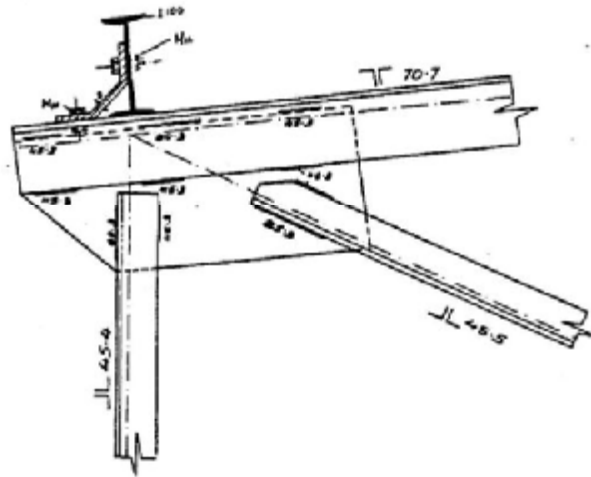


Σχήμα 3.8: Μορφές Ζευκτών [5]

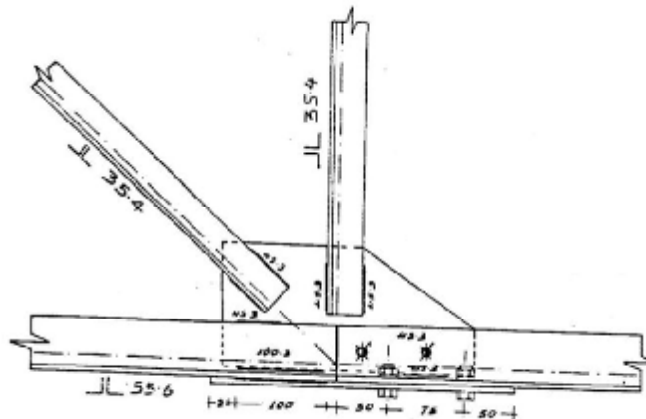
Συνήθως το κάτω πέλμα του ζευκτού είναι οριζόντιο. Σε μεγάλα όμως ανοίγματα, δίνεται σ' αυτό αμφικλινής μορφή, με κλίση περίπου 5%, για λόγους αισθητικούς και για να αντισταθμιστεί το βέλος παραμορφώσεως. Είναι δυνατή και η καμπύλωση του άνω πέλματος, για λόγους αισθητικούς.

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή του ζευκτού είναι τα γωνιακά ή οι σωληνωτές διατομές. Οι τελευταίες είναι ευκολότερες στη συντήρηση, έχουν καλύτερη εμφάνιση, αλλά είναι δαπανηρότερες.

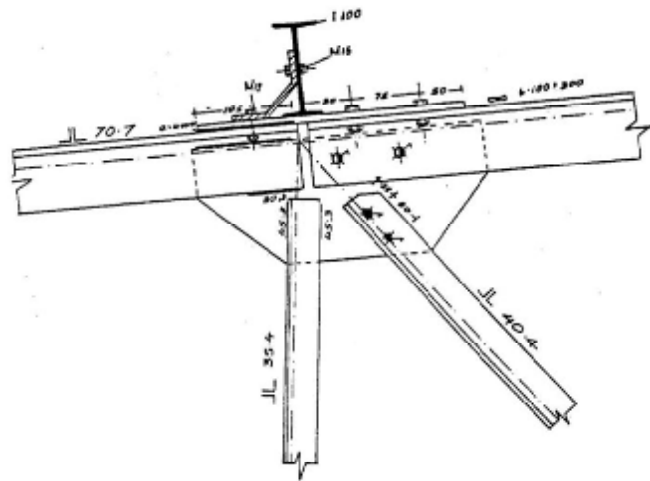
Στα Σχήματα 3.9 και 3.10 εμφανίζονται μερικές διαμορφώσεις κόμβων ζευκτών.



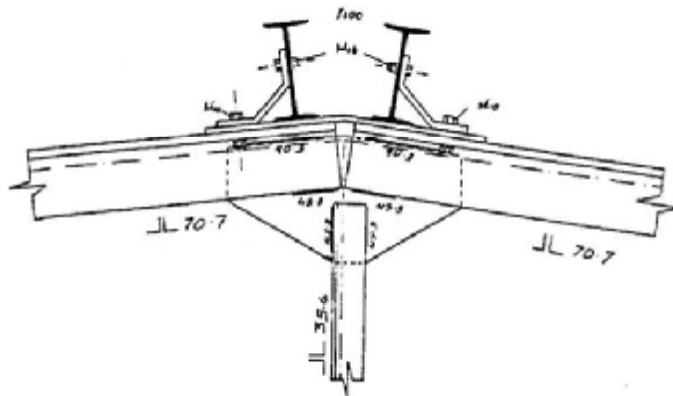
Σχήμα 3.9α: Ακραίος κόμβος. [5]



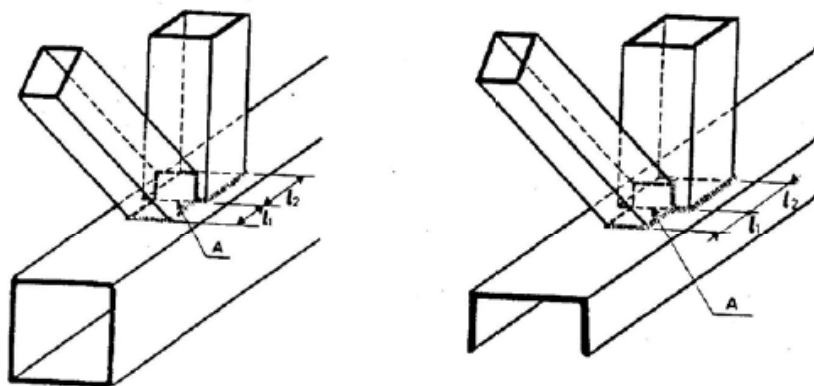
Σχήμα 3.9β: Κόμβος κάτω πέλματος. [5]



Σχήμα 3.9γ: Κόμβος άνω πέλματος. [5]



Σχήμα 3.9δ: Κόμβος κορυφής. [5]

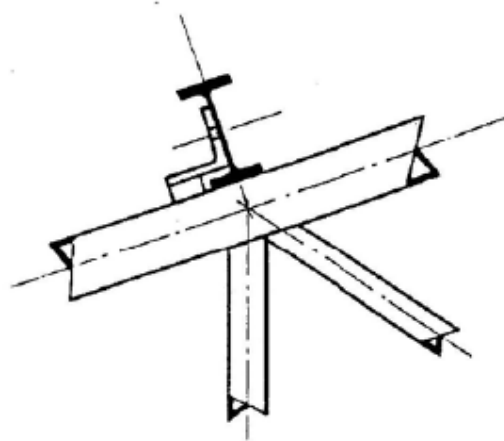


Σχήμα 3.10: Κόμβοι δικτυωμάτων με κοιλοδοκούς. [5]

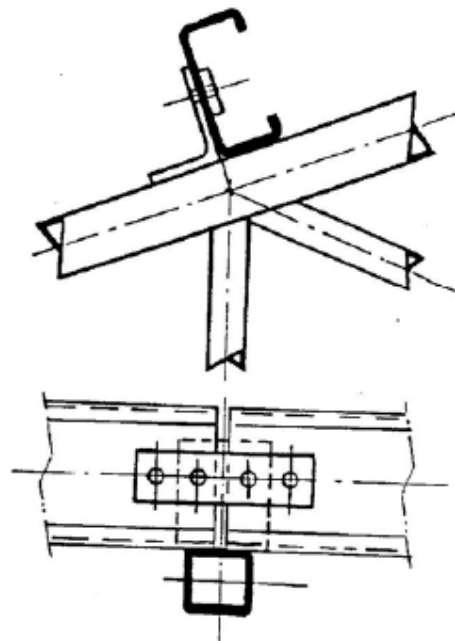
3.5.3 ΤΕΓΙΔΕΣ

Οι τεγίδες είναι δοκοί μορφής I ή [ή Z. Οι πρώτες έχουν καλύτερη στατική συμπεριφορά, ενώ οι δεύτερες παρουσιάζουν ευκολία στις συνδέσεις. Σπανιότερα χρησιμοποιούνται και σωληνωτές ορθογωνικές διατομές.

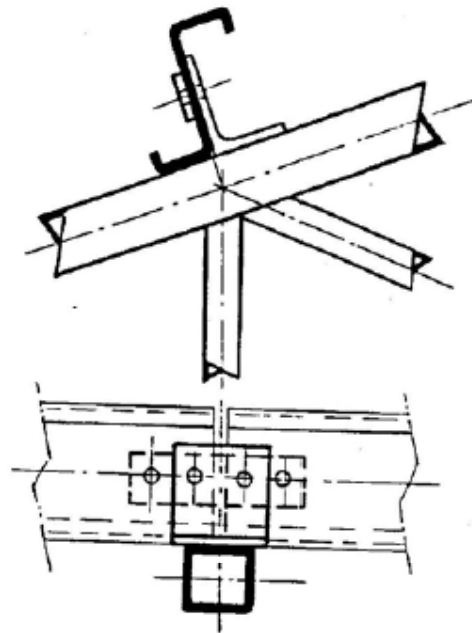
Οι τεγίδες τοποθετούνται ακριβώς πάνω στους κόμβους του άνω πέλματος ώστε να μην προκαλούνται ροπές κάμψεως στις ράβδους του άνω πέλματος (Σχήματα 3.11, 3.12, 3.13, 3.14). Το στατικό σύστημα των τεγίδων είναι μορφής συνεχών δοκών ή δοκών με αρθρώσεις (Gerber), όπως δείχνει το Σχήμα 3.15.



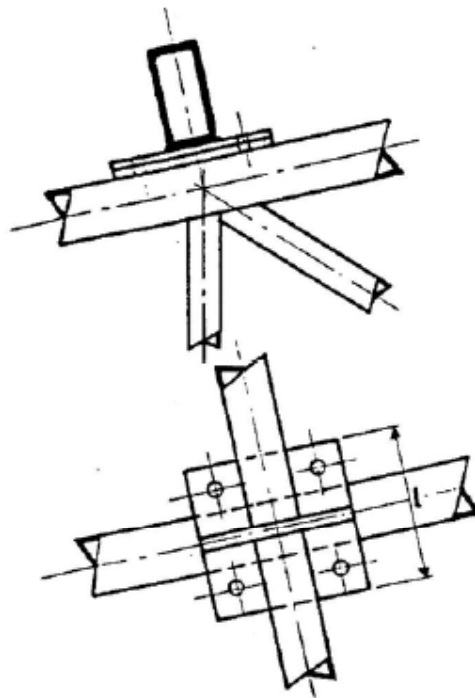
Σχήμα 3.11: Τεγίδα ταυ [5]



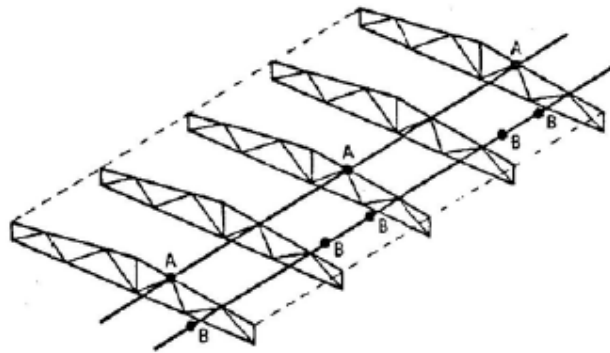
Σχήμα 3.12: Τεγίδα [5]



Σχήμα 3.13: Τεγίδα Z [5]



Σχήμα 3.14: Τεγίδα από κοιλοδοκό [5]



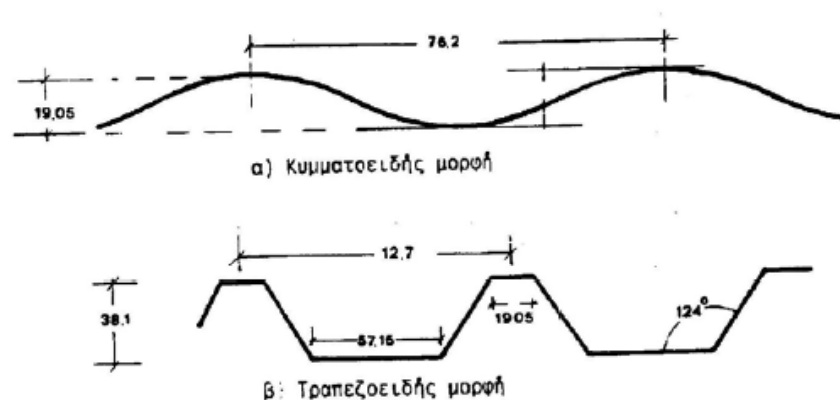
Σχήμα 3.15: Στατικό σύστημα τεγίδων [5]

3.5.4 ΕΠΙΣΤΕΓΑΣΜΑ

Ως επιστέγασμα χρησιμοποιούνται φύλλα κυματοειδούς ή τραπεζοειδούς μορφής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.16.

Τα κυριότερα υλικά κατασκευής των φύλλων είναι το αλουμίνιο, ο επιψευδαργυρωμένος (γαλβανισμένος) χάλυβας, το αμιαντοτσιμέντο. Τα τραπεζοειδή φύλλα αλουμινίου χρησιμοποιούνται για αποστάσεις τεγίδων έως 2.0 m περίπου και είναι το συνηθέστερο είδος επιστεγάσματος σήμερα. Τα κυματοειδή φύλλα αλουμινίου χρησιμοποιούνται για αποστάσεις τεγίδων έως 1.35 m. Τα τραπεζοειδή φύλλα και τα κυματοειδή φύλλα γαλβανισμένης λαμαρίνας χρησιμοποιούνται για αποστάσεις τεγίδων έως 2.25 m και 1.50 m αντίστοιχα. Το συνηθέστερο πάχος φύλλων για το αλουμίνιο είναι 0.7 mm και για την γαλβανισμένη λαμαρίνα 0.5 mm. Τα κυματοειδή φύλλα αμιαντοτσιμέντου είναι κατάλληλα για αποστάσεις τεγίδων μέχρι 1.35 m. Μερικές φορές ως επιστέγασμα χρησιμοποιούνται φύλλα διαφώτιστα από πλαστική ύλη για λόγους καλύτερου φωτισμού του στεγασμένου χώρου.

Ακόμη, χρησιμοποιούνται επιστεγάσματα με μορφή σάντουιτς, δηλαδή δύο φύλλα λαμαρίνας και μονωτικό υλικό ενδιάμεσα [5].



Σχήμα 3.16: Μορφές φύλλων επιστεγάσματος [5]

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

4.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΡΑΒΔΩΝ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΚΑΙ ΘΛΙΨΗ

Η επάρκεια της διατομής μιας ράβδου εξασφαλίζεται έπειτα από το έλεγχο της υπάρχουσας τάσης. Διακρίνουμε τις εξής περιπτώσεις ανάλογα με τον τρόπο φορτίσεως της ράβδου:

4.1.1 ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΡΑΒΔΩΝ

Εφελκυσμός

Εάν η ράβδος καταπονείται με εφελκυστική δύναμη, της οποίας ο άξονας συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου, τότε η υπάρχουσα τάση υπολογίζεται με τον παρακάτω τύπο και συγκρίνεται με την επιτρεπόμενη:

$$\sigma_{υπ} = \frac{P}{F_n} \leq \sigma_{εφ} \quad (4.1)$$

όπου $\sigma_{υπ}$: υπάρχουσα τάση, $[Kp/cm^2]$
 $\sigma_{εφ}$: επιτρεπόμενη τάση σε εφελκυσμό, $[Kp/cm^2]$
 P : δύναμη εφελκυσμού, $[Kp/cm^2]$
 F_n : χρήσιμη διατομή ράβδου, $[cm^2]$

Εφελκυσμός με εκκεντρότητα

Εάν η ράβδος καταπονείται με εφελκυστική δύναμη, αλλά ο άξονας της δύναμης δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου, τότε στην υπάρχουσα τάση της παραπάνω σχέσης πρέπει να προστεθεί και αυτή που προκύπτει από την ροπή κάμψεως λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M = P \cdot c \quad (4.2)$$

όπου M : ροπή κάμψεως, $[Kp \cdot cm]$
 P : δύναμη εφελκυσμού ή θλίψης, $[Kp]$
 c : εκκεντρότητα, $[cm]$

Η ράβδος υποβάλλεται σε αξονική εφελκυστική δύναμη P και σε κάμψη με ροπή M . Οι εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται λόγω της αξονικής δύναμης προστίθενται και

επαυξάνουν τις τάσεις εφελκυσμού λόγω καμπτικής ροπής εφελκυόμενη ζώνη, ενώ ταυτόχρονα μειώνουν κατ' απόλυτη τιμή τις υπάρχουσες τάσεις στην θλιβόμενη ζώνη. Με τον συνδυασμό αυτό η μέγιστη τάση στην ράβδο συνήθως είναι εφελκυστική.

Ο έλεγχος της υπάρχουσας τάσης εφελκυσμού γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{P}{F_n} + \frac{M}{W_n} \leq \sigma_{z\epsilon\pi} \quad (4.3)$$

όπου $\sigma_{\nu\pi}$: υπάρχουσα τάση, $[Kp/cm^2]$

$\sigma_{z\epsilon\pi}$: επιτρεπόμενη τάση σε εφελκυσμό, $[Kp/cm^2]$

P : δύναμη εφελκυσμού, $[Kp/cm^2]$

F_n : χρήσιμη διατομή ράβδου, $[cm^2]$

M : ροπή κάμψεως, $[Kp \cdot cm]$

W_n : χρήσιμη ροπή αντιστάσεως για την εφελκυόμενη ζώνη, $[cm^3]$

Στις περιπτώσεις ασύμμετρων διατομών όπου οι ακραίες ίνες στην θλιβόμενη ζώνη είναι περισσότερο απομακρυσμένες από τον ουδέτερο άξονα σε σχέση με αυτές της εφελκυόμενης ζώνης, δηλαδή όταν $e_d > e_z$ (όπου e_d : η απόσταση της ακραίας ίνας από την ουδέτερη γραμμή στην θλιβόμενη ζώνη και e_z : η απόσταση της ακραίας ίνας από την ουδέτερη γραμμή στην εφελκυόμενη ζώνη) δεν είναι αμέσως προφανές ποια ζώνη είναι η δυσμενέστερη, δηλαδή ενδέχεται η μέγιστη τάση να είναι θλιπτική και όχι εφελκυστική, γι' αυτό πρέπει να εξετάζεται με προσοχή.

Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή, αποδεικνύεται με την ισχύ της παρακάτω σχέσης:

$$\frac{M}{W_d} \geq \frac{P}{F_n} \quad (4.4)$$

όπου W_d : ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη, $[cm^3]$

Για μεγάλες εφελκυστικές τάσεις ενδέχεται να μην υπάρχει θλιβόμενη ζώνη, δηλαδή δεν ισχύει η ανισότητα της σχέσης (4.4) και δεν απαιτείται έλεγχος για θλίψη από κάμψη.

Ο υπολογισμός της χρήσιμης διατομής F_n γίνεται με αφαίρεση όλων των οπών που βρίσκονται στην δυσμενέστερη τομή θραύσεως, δηλαδή:

$$F_n = F - \Delta F \quad (4.5)$$

Για τον υπολογισμό της χρήσιμης ροπής αντιστάσεως για την εφελκυόμενη ζώνη W_n αφαιρούνται οι οπές μόνο του εφελκυσμένου πέλματος δηλαδή:

$$W_n = \frac{(I - \Delta I)}{e_z} \quad (4.6)$$

Η ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη W_d υπολογίζεται με τον τύπο:

$$W_d = \frac{I}{e_d} \quad (4.7)$$

όπου I : ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής, [cm^4]

4.1.2 ΘΛΙΨΗ ΡΑΒΔΩΝ

Θλίψη

Εάν η ράβδος καταπονείται με θλιπτική δύναμη, της οποίας ο άξονας συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου, τότε εξετάζονται δύο περιπτώσεις:

- **Θλίψη χωρίς κίνδυνο λυγισμού**

Εάν η ράβδος εξασφαλίζεται έναντι λυγισμού, είτε διότι είναι πολύ μικρού μήκους είτε διότι είναι κατά τέτοιον τρόπο διαμορφωμένη ώστε δεν υπάρχει περίπτωση να λυγίσει, τότε η υπάρχουσα τάση υπολογίζεται με τον τύπο:

$$\sigma_{υπ} = \frac{P}{F} \leq \sigma_{επ}^{\theta\lambda} \quad (4.8)$$

όπου $\sigma_{υπ}$: υπάρχουσα τάση, [Kp/cm^2]
 $\sigma_{επ}^{\theta\lambda}$: επιτρεπόμενη τάση σε θλίψη, [Kp/cm^2]
 P : δύναμη θλίψης, [Kp/cm^2]
 F : πλήρης διατομή ράβδου, [cm^2]

- **Θλίψη με κίνδυνο λυγισμού**

Εάν η ράβδος δεν εξασφαλίζεται έναντι λυγισμού, πράγμα το οποίο συμβαίνει όταν είναι μεγάλου μήκους και ελεύθερη, τότε δεν αρκεί ο προηγούμενος υπολογισμός σε θλίψη, αλλά πρέπει να γίνει έλεγχος σε λυγισμό εφαρμόζοντας την «Μέθοδο ω ». Οπότε η υπάρχουσα τάση υπολογίζεται με τον τύπο:

$$\sigma_{υπ} = \frac{\omega \cdot P}{F} \leq \sigma_{d\epsilon\pi}^{\theta\lambda} \quad (4.9)$$

όπου $\sigma_{υπ}$: υπάρχουσα τάση, [Kp/cm^2]
 $\sigma_{d\epsilon\pi}^{\theta\lambda}$: επιτρεπόμενη τάση σε θλίψη, [Kp/cm^2], από **Πίνακα 5**.
 P : δύναμη θλίψης, [Kp/cm^2]
 F : πλήρης διατομή ράβδου, [cm^2]
 ω : συντελεστής ορίζεται ως $\omega = \sigma_{d\epsilon\pi}^{\theta\lambda} / \sigma_{b\epsilon\pi}^{\theta\lambda}$
 $\sigma_{b\epsilon\pi}^{\theta\lambda}$: επιτρεπόμενη τάση σε λυγισμό, [Kp/cm^2]

Θλίψη με εκκεντρότητα

Εάν η ράβδος καταπονείται με θλιπτική δύναμη, αλλά ο άξονας της δύναμης δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου, τότε στην υπάρχουσα τάση της παραπάνω σχέσης πρέπει να προστεθεί και αυτή που προκύπτει από την ροπή κάμψεως λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M = P \cdot c \quad (4.10)$$

όπου M : ροπή κάμψεως, $[Kp \cdot cm]$
 P : δύναμη εφελκυσμού ή θλίψης, $[Kp]$
 c : εκκεντρότητα, $[cm]$

Η ράβδος υποβάλλεται σε αξονική θλιπτική δύναμη P και σε κάμψη με ροπή M . Για την μελέτη της ταυτόχρονης εφαρμογής θλιπτικής δύναμης και καμπτικής ροπής σε ράβδο διακρίνουμε δύο περιπτώσεις:

- **Θλίψη με εκκεντρότητα χωρίς κίνδυνο λυγισμού**

Για τον υπολογισμό και τον έλεγχο των συνολικών τάσεων ισχύουν εντελώς ανάλογα όσα αναφέρθηκαν στην περίπτωση του εφελκυσμού με εκκεντρότητα. Δηλαδή, οι θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται λόγω της αξονικής δύναμης προστίθενται κατά απόλυτη τιμή και επαυξάνουν τις τάσεις θλίψης λόγω καμπτικής ροπής στην θλιβόμενη ζώνη, ενώ ταυτόχρονα μειώνουν τις υπάρχουσες τάσεις στην εφελκυσόμενη ζώνη. Με τον συνδυασμό αυτό η μέγιστη τάση στην ράβδο συνήθως είναι θλιπτική. Ο έλεγχος της υπάρχουσας τάσης γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{P}{F} + \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{d\epsilon\pi} \quad (4.11)$$

όπου $\sigma_{\nu\pi}$: υπάρχουσα τάση, $[Kp/cm^2]$
 $\sigma_{d\epsilon\pi}$: επιτρεπόμενη τάση σε θλίψη, $[Kp/cm^2]$, από **Πίνακα 5**.
 P : δύναμη θλίψης, $[Kp/cm^2]$
 F : πλήρης διατομή ράβδου, $[cm^2]$
 M : ροπή κάμψεως, $[Kp \cdot cm]$
 W_d : χρήσιμη ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη, $[cm^3]$

Στις περιπτώσεις ασύμμετρων διατομών όπου οι ακραίες ίνες στην εφελκυσόμενη ζώνη μπορεί να είναι περισσότερο απομακρυσμένες από τον ουδέτερο άξονα σε σχέση με αυτές της θλιβόμενης ζώνης, δηλαδή $e_d > e_z$ (όπου e_d : η απόσταση της ακραίας ίνας από την ουδέτερη γραμμή στην θλιβόμενη ζώνη και e_z : η απόσταση της ακραίας ίνας από την ουδέτερη γραμμή στην εφελκυσόμενη ζώνη), δεν είναι αμέσως προφανές ποια ζώνη είναι η δυσμενέστερη, δηλαδή ενδέχεται η μέγιστη τάση να είναι εφελκυστική και όχι θλιπτική.

Η ύπαρξη εφελκυσόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση εφελκυσμού στην ζώνη αυτή, αποδεικνύεται με την ισχύ της παρακάτω σχέσης:

$$\frac{M}{W_n} \geq \frac{P}{F} \quad (4.12)$$

όπου W_n : ροπή αντιστάσεως διατομής για την εφελκόμενη ζώνη, [cm^3]

Για μεγάλες θλιπτικές τάσεις ενδέχεται να μην υπάρχει εφελκόμενη ζώνη, δηλαδή δεν ισχύει η ανισότητα της σχέσης (4.12) και δεν απαιτείται έλεγχος για εφελκισμό από κάμψη.

Ο υπολογισμός της χρήσιμης ροπής αντιστάσεως W_n γίνεται με αφαίρεση των σπών μόνο του εφελκωμένου πέλματος, δηλαδή:

$$W_n = \frac{(I - \Delta I)}{e_z} \quad (4.13)$$

Η ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη W_d υπολογίζεται με τον τύπο:

$$W_d = \frac{I}{e_d} \quad (4.14)$$

όπου I : ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής, [cm^4]

- **Θλίψη με εκκεντρότητα με κίνδυνο λυγισμού**

Στις περιπτώσεις ραβδών με μεγάλο βαθμό λυγηρότητας είναι απαραίτητος ο έλεγχος σε λυγισμό. Υποθέτουμε ότι ο λυγισμός της ράβδου θα λάβει χώρα κατά το επίπεδο εφαρμογής της ροπής κάμψεως. Αυτό συμβαίνει όταν η διεύθυνση εφαρμογής της φορτίσεως βρίσκεται επί ενός των κυρίων αξόνων και η κάμψη γίνεται επίσης κατά έναν κύριο άξονα αδράνειας της διατομής. Στην συνέχεια προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκόμενη (e_z) και θλιβόμενη (e_d) ζώνη.

Αν ισχύει $e_d > e_z$, δηλαδή όταν το κέντρο S βρίσκεται πλησιέστερα προς την ακμή εφελκωσμού, τότε ο έλεγχος λυγισμού γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{\nu\pi} = \omega \cdot \frac{P}{F} + 0.9 \cdot \frac{M}{W_d} \leq \sigma_{d\epsilon\pi} \quad (4.15)$$

όπου $\sigma_{\nu\pi}$: υπάρχουσα τάση, [Kp/cm^2]

$\sigma_{d\epsilon\pi}$: επιτρεπόμενη τάση σε θλίψη, [Kp/cm^2]

P : δύναμη θλίψης, [Kp/cm^2]

F : πλήρης διατομή ράβδου, [cm^2]

M : ροπή κάμψεως, [$Kp \cdot cm$]

W_d : χρήσιμη ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη, [cm^3]

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

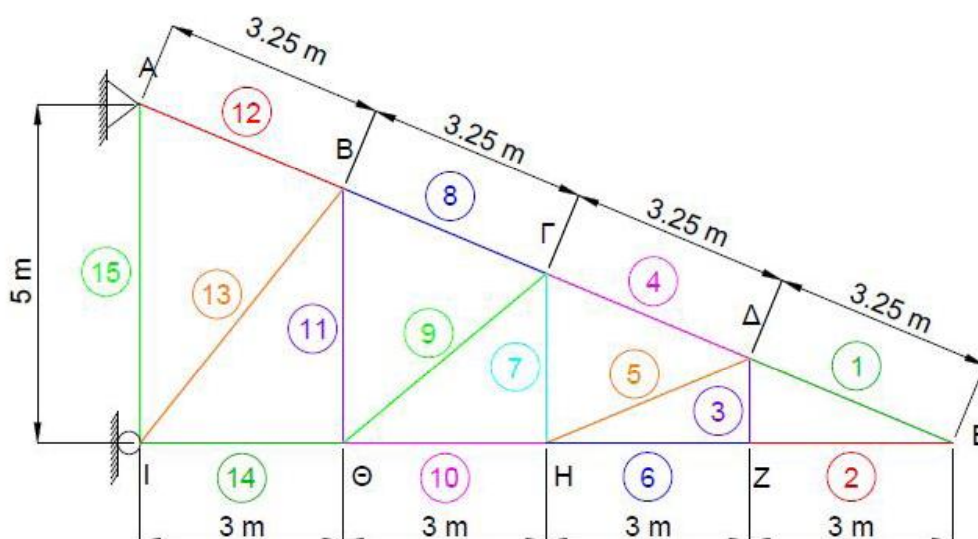
ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

5.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ

Το υπόστεγο που θα σχεδιαστεί και θα υπολογιστεί είναι μεταλλικό και προορίζεται για χρήση σε Σταθμό Λεωφορείων. Πρόκειται για μια μεταλλική κατασκευή πρόβολο η οποία έχει άνοιγμα 12 m και μήκος 20 m. Ο φορέας του υπόστεγου αποτελείται από 5 μεταλλικά δικτύωματα τοποθετημένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 5 m. Το κάθε δικτύωμα αποτελείται από 15 ράβδους. Η επικάλυψη του υπόστεγου αποτελείται από κυματοειδή λαμαρίνα με μόνωση (Panel) πάχους 10 cm.

5.1.1 ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΓΕΝΙΚΩΝ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΜΗΚΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ ΚΑΘΕ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Το υπόστεγο που θα σχεδιαστεί αποτελείται από 5 μεταλλικά δικτύωματα ίδιων διαστάσεων. Ένα από αυτά φαίνεται στο Σχήμα 5.1.



Σχήμα 5.1: Σχέδιο δικτύωματος όπου φαίνονται οι ράβδοι, οι κόμβοι και τα σημεία στήριξης. (κλίμακα 1:100)

Υπολογίζουμε τις διαστάσεις κάθε ράβδου του δικτύωματος ως εξής:

$$l_1 = \Delta E = 3.25 \text{ [m]}$$

$$l_2 = EZ = 3.00 \text{ [m]}$$

$$l_3 = \Delta Z = \sqrt{\Delta E^2 - EZ^2} = \sqrt{3.25^2 - 3^2} \Rightarrow l_3 = \Delta Z = 1.25 \text{ [m]}$$

$$l_4 = \Gamma\Delta = 3.25 [m]$$

$$l_5 = \Delta H = \sqrt{\Delta Z^2 + ZH^2} = \sqrt{1.25^2 + 3^2} \Rightarrow l_5 = \Delta H = 3.25 [m]$$

$$l_6 = \Delta H = 3.00 [m]$$

$$l_7 = \Gamma H = \sqrt{\Gamma E^2 - EH^2} = \sqrt{6.5^2 - 6^2} \Rightarrow l_7 = \Gamma H = 2.50 [m]$$

$$l_8 = B\Gamma = 3.25 [m]$$

$$l_9 = \Gamma\Theta = \sqrt{\Gamma H^2 + H\Theta^2} = \sqrt{2.5^2 + 3^2} \Rightarrow l_9 = \Gamma\Theta = 3.90 [m]$$

$$l_{10} = H\Theta = 3.00 [m]$$

$$l_{11} = B\Theta = \sqrt{BE^2 - \Theta E^2} = \sqrt{9.75^2 - 9^2} \Rightarrow l_{11} = B\Theta = 3.75 [m]$$

$$l_{12} = AB = 3.25 [m]$$

$$l_{13} = BI = \sqrt{B\Theta^2 + \Theta I^2} = \sqrt{3.75^2 + 3^2} \Rightarrow l_{13} = BI = 4.80 [m]$$

$$l_{14} = \Theta I = 3.00 [m]$$

$$l_{15} = AI = 5.00 [m]$$

Στον Πίνακα 5.1 φαίνονται τα μήκη των ράβδων του κάθε δικτύωματος.

Πίνακας 5.1: Τα μήκη των ράβδων του κάθε δικτύωματος

Ράβδος	Μέλος Δικτύωματος	Μήκος (m)
1	ΔΕ	3.25
2	ΕΖ	3.00
3	ΔΖ	1.25
4	ΓΔ	3.25
5	ΔΗ	3.25
6	ΖΗ	3.00
7	ΓΗ	2.50
8	ΒΓ	3.25
9	ΓΘ	3.90
10	ΗΘ	3.00
11	ΒΘ	3.75
12	ΑΒ	3.25
13	ΒΙ	4.80
14	ΘΙ	3.00
15	ΑΙ	5.00

Για κάθε ένα από τα 5 δικτύωματα ισχύει ότι $\rho + \alpha = 2\kappa$, όπου:

$\rho = 15$ (αριθμός ράβδων)

$\alpha = 3$ (αριθμός αντιδράσεων)

$\kappa = 9$ (αριθμός κόμβων)

Αυτό σημαίνει ότι κάθε δίκτυωμα είναι ισοστατικό και επιλύεται.

5.1.2 ΑΡΧΙΚΗ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ

Εκτιμάμε ότι οι ράβδοι του δικτύωματος είναι διπλά ισοσκελή γωνιακά ελάσματα $L 100 \times 8$ και συνδέονται στους κόμβους με συνήθεις κοχλίες μέσω κομβοελασμάτων. Για τις τεγίδες εκλέγεται διατομή $IPE 100$.

5.2 ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το ίδιο βάρος της κατασκευής είναι το βάρος των δικτυωμάτων προστιθέμενο με το βάρος των τεγίδων και το βάρος της επικάλυψης.

5.2.1 ΒΑΡΟΣ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ

Εκτιμάμε ότι οι ράβδοι του δικτύωματος είναι ΔΙΠΛΑ ΙΣΟΣΚΕΛΗ ΓΩΝΙΑΚΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ και συνδέονται στους κόμβους με συνήθεις κοχλίες μέσω κομβοελασμάτων. Από τον Πίνακα 5.2 εκτιμάμε διατομή $L 100 \times 8$, το ίδιο βάρος ανά μέτρο μήκους για την συγκεκριμένη διατομή είναι $G = 12.2 [Kg/m]$.

Για κάθε δίκτυωμα το συνολικό βάρος είναι:

$$G_{δικτ} = 2 \cdot (AB + B\Gamma + \Gamma\Delta + \Delta E + EZ + ZH + H\Theta + \Theta I + BI + B\Theta + \Gamma\Theta + \Gamma H + \Delta H + \Delta Z + AI) \cdot G \quad (5.1)$$

$$G_{δικτ} = 2 \cdot (4 \cdot AB + 4 \cdot EZ + BI + B\Theta + \Gamma\Theta + \Gamma H + \Delta H + \Delta Z + AI) \cdot G \Rightarrow$$

$$G_{δικτ} = 2 \cdot (4 \cdot 3.25 + 4 \cdot 3 + 4.8 + 3.75 + 3.9 + 2.5 + 3.25 + 1.25 + 5) [m] \cdot 12.2 [Kg/m] \Rightarrow$$

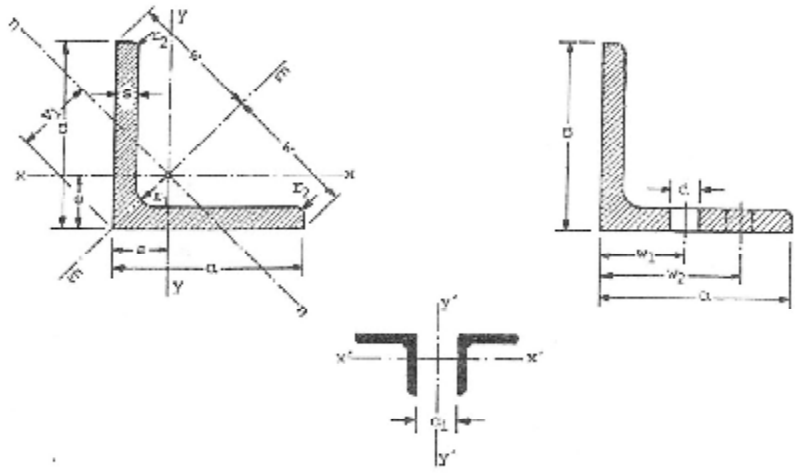
$$G_{δικτ} = 1206.58 [Kp]$$

Η δύναμη $G_{δικτ}$ είναι η συνισταμένη δύναμη του βάρους όλων των ράβδων του δικτύωματος. Το συνολικό ίδιο βάρος του δικτύωματος προσαυξημένο κατά 10% για βάρος κομβοελασμάτων, βίδες κλπ. είναι:

$$G_{total \delta} = G_{δικτ} + 10\%G_{δικτ} = G_{δικτ} + 0.1G_{δικτ} = 1.1G_{δικτ} \quad (5.2)$$

$$G_{total \delta} = 1.1 \cdot 1206.58 [Kp] \Rightarrow G_{total \delta} = 1327.24 [Kp]$$

Πίνακας 5.2: Ισοσκελή γωνιακά ελάσματα L [4]



Για ομοιόμορπη απένανση a_1 η κύρια ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα $y'-y'$ είναι μεγαλύτερη από την κύρια ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα $x'-x'$, ήτοι: $I_{y'} > I_{x'}$

Συνολο- λάμνη	Αποστάσεις δευτερεύς				F	G	Αποστάσεις αξόνων			Στοιχεία για τον άξονα κέντρου									Οπίς ημόσιος		
	a	b	t ₁	t ₂			w	w	e ₁	x-x' = y-y'			ξ-ζ			η-ψ			d	w ₁	w ₂
										I _x	I _y	I _{xy}	I _x	I _y	I _{xy}	I _x	I _y	I _{xy}			
20x2	20	3	3,5	2	1,12	0,88	0,60	1,41	0,85	0,29	0,28	0,59	0,62	0,74	0,5	0,18	0,37	4,3	12	-	
4					1,45	1,14	0,64	0,90	0,48	0,35	0,58	0,73	0,73	0,9	0,21	0,36					
25x2		3			1,42	1,12	0,75		1,03	0,29	0,45	0,75	0,75	0,85	0,21	0,29	0,47				
4	25	4	3,5	2	1,85	1,45	0,76	1,77	1,08	1,01	0,58	0,74	1,61	0,93	0,40	0,37	0,47	5,4	15	-	
5		5			2,26	1,77	0,80		1,13	1,18	0,59	0,72	1,57	0,91	0,50	0,44	0,47				
30x3		3			1,74	1,36	0,84		1,18	1,41	0,55	0,90	2,24	1,14	0,57	0,78	0,57				
4	30	4	5	2,5	2,27	1,78	0,89	2,17	1,24	1,81	0,56	0,89	2,83	1,12	0,76	0,61	0,58	8,4	17	-	
5		5			2,78	2,18	0,92		1,30	2,16	1,01	0,88	3,41	1,11	0,91	0,79	0,57				
35x3		3			2,04	1,60	0,96		1,36	2,29	0,50	1,06	1,63	1,34	0,95	0,70	0,68				
4	35	4	5	2,5	2,67	2,10	1,00	2,47	1,41	2,96	1,18	1,05	4,68	1,33	1,24	0,88	0,68	11	18	-	
5		5			3,28	2,57	1,04		1,47	3,55	1,45	1,04	5,63	1,31	1,49	1,10	0,67				
6		6			3,87	3,04	1,08		1,53	4,14	1,71	1,04	6,50	1,30	1,77	1,15	0,68				
40x3		3			2,35	1,84	1,07		1,52	3,45	1,18	1,21	5,43	1,32	1,44	0,99	0,78				
4	40	4	6	3	3,08	2,42	1,12	2,83	1,58	4,48	1,56	1,21	7,09	1,52	1,86	1,13	0,78	11	22	-	
5		5			3,39	2,97	1,15		1,61	5,13	1,51	1,20	8,61	1,51	2,22	1,33	0,77				
6		6			4,48	3,52	1,20		1,70	6,33	2,26	1,19	9,98	1,49	2,67	1,57	0,77				
45x4		4			3,49	2,74	1,23		1,75	6,43	1,97	1,36	10,2	1,71	2,66	1,51	0,88				
5	45	5	7	3,5	4,30	3,38	1,28	3,18	1,81	7,53	2,43	1,35	12,4	1,70	3,25	1,80	0,87	13	25	-	
6		6			5,09	4,09	1,32		1,87	9,16	2,88	1,34	14,5	1,69	3,83	2,05	0,87				
7		7			5,86	4,60	1,36		1,92	10,4	3,31	1,33	16,4	1,67	4,39	2,29	0,87				
50x4		4			3,89	3,06	1,36		1,92	8,97	2,46	1,37	14,2	1,91	3,73	1,94	0,98				
5	50	5	7	3,5	4,80	3,77	1,40	3,54	1,98	11,0	3,05	1,51	17,4	1,90	4,55	2,32	0,98	13	30	-	
6		6			5,69	4,47	1,43		2,04	12,8	3,61	1,50	20,4	1,89	5,24	2,57	0,96				
7		7			6,56	5,15	1,46		2,11	14,6	4,15	1,49	23,1	1,88	6,03	2,85	0,96				
8		8			7,41	5,82	1,52		2,16	16,3	4,68	1,48	25,7	1,86	6,87	3,19	0,96				
9		9			8,24	6,45	1,56		2,21	17,9	5,20	1,47	28,1	1,85	7,69	3,47	0,97				
55x5		5			5,32	4,13	1,52		2,15	14,7	3,70	1,65	23,3	2,09	6,11	2,84	1,07				
5	55	6	8	4	6,31	4,95	1,56	3,89	2,21	17,3	4,40	1,66	27,4	2,08	7,24	3,28	1,07	17	30	-	
6		6			8,23	6,46	1,64		2,32	22,1	5,72	1,64	34,8	2,06	9,25	4,03	1,07				
7		7			10,1	7,90	1,72		2,43	26,3	6,97	1,62	41,4	2,02	11,3	4,65	1,06				
60x5		5			5,82	4,57	1,54		2,22	15,4	4,45	1,62	20,7	2,30	8,03	3,46	1,17				
5	60	6	8	4	6,91	5,42	1,59	4,24	2,29	22,8	5,29	1,52	26,1	2,29	9,43	3,95	1,17	17	35	-	
6		6			9,03	7,04	1,77		2,50	29,1	6,88	1,51	46,1	2,26	12,1	4,84	1,16				
7		7			11,1	8,69	1,85		2,62	34,9	8,41	1,48	55,1	2,23	15,6	5,57	1,15				

5.2.1.1 ΚΑΤΑΜΕΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΤΟΥ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Υπολογίζουμε το βάρος κάθε ράβδου ως το γινόμενο του μήκους της επί το βάρος ανά μέτρο μήκους της διατομής που επιλέξαμε. Επειδή οι ράβδοι αποτελούνται από διπλά ελάσματα πολλαπλασιάζουμε αυτό που προκύπτει με τον αριθμό 2. Οι υπολογισμοί είναι οι εξής:

$$G_{AB} = 2 \cdot AB \cdot G \quad (5.3)$$

$$G_{AB} = 2 \cdot 3.25 [m] \cdot 12.2 [Kp/m]$$

$$G_{AB} = 79.3 [Kp]$$

Ομοίως έχουμε:

$$G_{BF} = 2 \cdot BF \cdot G \Rightarrow G_{BF} = 2 \cdot 3.25 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{BF} = 79.3 [Kp]$$

$$G_{\Gamma\Delta} = 2 \cdot \Gamma\Delta \cdot G \Rightarrow G_{\Gamma\Delta} = 2 \cdot 3.25 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{\Gamma\Delta} = 79.3 [Kp]$$

$$G_{\Delta E} = 2 \cdot \Delta E \cdot G \Rightarrow G_{\Delta E} = 2 \cdot 3.25 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{\Delta E} = 79.3 [Kp]$$

$$G_{EZ} = 2 \cdot EZ \cdot G \Rightarrow G_{EZ} = 2 \cdot 3.00 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{EZ} = 73.2 [Kp]$$

$$G_{ZH} = 2 \cdot ZH \cdot G \Rightarrow G_{ZH} = 2 \cdot 3.00 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{ZH} = 73.2 [Kp]$$

$$G_{H\theta} = 2 \cdot H\theta \cdot G \Rightarrow G_{H\theta} = 2 \cdot 3.00 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{H\theta} = 73.2 [Kp]$$

$$G_{\theta I} = 2 \cdot \theta I \cdot G \Rightarrow G_{\theta I} = 2 \cdot 3.00 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{\theta I} = 73.2 [Kp]$$

$$G_{\Delta Z} = 2 \cdot \Delta Z \cdot G \Rightarrow G_{\Delta Z} = 2 \cdot 1.25 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{\Delta Z} = 30.5 [Kp]$$

$$G_{\Delta H} = 2 \cdot \Delta H \cdot G \Rightarrow G_{\Delta H} = 2 \cdot 3.25 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{\Delta H} = 79.3 [Kp]$$

$$G_{\Gamma H} = 2 \cdot \Gamma H \cdot G \Rightarrow G_{\Gamma H} = 2 \cdot 2.50 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{\Gamma H} = 61 [Kp]$$

$$G_{\Gamma\theta} = 2 \cdot \Gamma\theta \cdot G \Rightarrow G_{\Gamma\theta} = 2 \cdot 3.90 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{\Gamma\theta} = 95.2 [Kp]$$

$$G_{B\theta} = 2 \cdot B\theta \cdot G \Rightarrow G_{B\theta} = 2 \cdot 3.75 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{B\theta} = 91.5 [Kp]$$

$$G_{BI} = 2 \cdot BI \cdot G \Rightarrow G_{BI} = 2 \cdot 4.80 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{BI} = 117.1 [Kp]$$

$$G_{AI} = 2 \cdot AI \cdot G \Rightarrow G_{AI} = 2 \cdot 5.00 [m] \cdot 12.2 [Kp/m] \Rightarrow G_{AI} = 122 [Kp]$$

Προσαυξάνουμε κατά 10% για να λάβουμε υπόψη βάρος κομβοελασμάτων, βίδες κλπ. και έχουμε:

$$G_{ABtotal} = G_{AB} + 10\% \cdot G_{AB} = 1.1 \cdot G_{AB} \quad (5.4)$$

$$G_{ABtotal} = 1.1 \cdot 79.3 [Kp] \Rightarrow G_{ABtotal} = 87.2 [Kp]$$

Ομοίως έχουμε:

$$G_{BF\ total} = 1.1 \cdot 79.3 [Kp] \Rightarrow G_{BF\ total} = 87.2 [Kp]$$

$$G_{\Gamma\Delta\ total} = 1.1 \cdot 79.3 [Kp] \Rightarrow G_{\Gamma\Delta\ total} = 87.2 [Kp]$$

$$G_{\Delta E\ total} = 1.1 \cdot 79.3 [Kp] \Rightarrow G_{\Delta E\ total} = 87.2 [Kp]$$

$$G_{AB\ total} = 1.1 \cdot 79.3 [Kp] \Rightarrow G_{AB\ total} = 87.2 [Kp]$$

$$G_{EZ\ total} = 1.1 \cdot 73.2 [Kp] \Rightarrow G_{EZ\ total} = 80.5 [Kp]$$

$$G_{ZH\ total} = 1.1 \cdot 73.2 [Kp] \Rightarrow G_{ZH\ total} = 80.5 [Kp]$$

$$G_{H\Theta\ total} = 1.1 \cdot 73.2 [Kp] \Rightarrow G_{H\Theta\ total} = 80.5 [Kp]$$

$$G_{\Theta I\ total} = 1.1 \cdot 73.2 [Kp] \Rightarrow G_{\Theta I\ total} = 80.5 [Kp]$$

$$G_{\Delta Z\ total} = 1.1 \cdot 30.5 [Kp] \Rightarrow G_{\Delta Z\ total} = 33.6 [Kp]$$

$$G_{\Delta H\ total} = 1.1 \cdot 79.3 [Kp] \Rightarrow G_{\Delta H\ total} = 87.2 [Kp]$$

$$G_{\Gamma H\ total} = 1.1 \cdot 61 [Kp] \Rightarrow G_{\Gamma H\ total} = 67.1 [Kp]$$

$$G_{\Gamma\Theta\ total} = 1.1 \cdot 95.2 [Kp] \Rightarrow G_{\Gamma\Theta\ total} = 104.7 [Kp]$$

$$G_{B\Theta\ total} = 1.1 \cdot 91.5 [Kp] \Rightarrow G_{B\Theta\ total} = 100.7 [Kp]$$

$$G_{BI\ total} = 1.1 \cdot 117.1 [Kp] \Rightarrow G_{BI\ total} = 128.8 [Kp]$$

$$G_{AI\ total} = 1.1 \cdot 122 [Kp] \Rightarrow G_{AI\ total} = 134.2 [Kp]$$

Στον Πίνακα 5.3 φαίνεται το βάρος κάθε ράβδου του δικτύματος.

Πίνακας 5.3: Βάρος κάθε ράβδου του δικτύματος

Ράβδος	Μέλος Δικτύματος	Μήκος (m)	G_{ij} [Kp]	$G_{ij\ total}$ [Kp]
1	ΔΕ	3.25	79.3	87.2
2	ΕΖ	3.00	73.2	80.5
3	ΔΖ	1.25	30.5	33.6
4	ΓΔ	3.25	79.3	87.2
5	ΔΗ	3.25	79.3	87.2
6	ZH	3.00	73.2	80.5
7	ΓH	2.50	61.0	67.1
8	BΓ	3.25	79.3	87.2
9	ΓΘ	3.90	95.2	104.7
10	HΘ	3.00	73.2	80.5
11	BΘ	3.75	91.5	100.7

12	AB	3.25	79.3	87.2
13	BI	4.80	117.1	128.8
14	ΘΙ	3.00	73.2	80.5
15	AI	5.00	122.0	134.2
Σύνολο			1206.6	1327.2

Ο καταμερισμός του βάρους των ράβδων σε κάθε κόμβο γίνεται ως εξής:

- Το βάρος της ράβδου AB θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους A και B
- Το βάρος της ράβδου ΒΓ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους B και Γ
- Το βάρος της ράβδου ΓΔ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Γ και Δ
- Το βάρος της ράβδου ΔΕ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Δ και Ε
- Το βάρος της ράβδου ΕΖ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Ε και Ζ
- Το βάρος της ράβδου ΖΗ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Ζ και Η
- Το βάρος της ράβδου ΗΘ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Η και Θ
- Το βάρος της ράβδου ΘΙ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Θ και Ι
- Το βάρος της ράβδου ΔΗ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Δ και Η
- Το βάρος της ράβδου ΓΘ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Γ και Θ
- Το βάρος της ράβδου ΒΙ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Β και Ι
- Το βάρος της ράβδου ΔΖ θεωρούμε ότι κατανέμεται μόνο στον κόμβο Ζ
- Το βάρος της ράβδου ΓΗ θεωρούμε ότι κατανέμεται μόνο στον κόμβο Η
- Το βάρος της ράβδου ΒΘ θεωρούμε ότι κατανέμεται μόνο στον κόμβο Θ
- Το βάρος της ράβδου ΑΙ θεωρούμε ότι κατανέμεται μόνο στον κόμβο Ι

Συνεπώς, η δύναμη που θα λαμβάνει κάθε κόμβος υπολογίζεται ως εξής:

Κόμβος Α

$$G_A = \frac{G_{AB \text{ total}}}{2} = \frac{87.2 \text{ [Kp]}}{2} \Rightarrow G_A = 43.6 \text{ [Kp]}$$

Κόμβος Β

$$G_B = \frac{G_{AB \text{ total}}}{2} + \frac{G_{B\Gamma \text{ total}}}{2} + \frac{G_{BI \text{ total}}}{2} \Rightarrow$$

$$G_B = \frac{87.2 \text{ [Kp]}}{2} + \frac{87.2 \text{ [Kp]}}{2} + \frac{128.8 \text{ [Kp]}}{2} \Rightarrow$$

$$G_B = 151.6 \text{ [Kp]}$$

Κόμβος Γ

$$G_\Gamma = \frac{G_{B\Gamma \text{ total}}}{2} + \frac{G_{\Gamma\Delta \text{ total}}}{2} + \frac{G_{\Gamma\Theta \text{ total}}}{2} \Rightarrow$$

$$G_\Gamma = \frac{87.2 \text{ [Kp]}}{2} + \frac{87.2 \text{ [Kp]}}{2} + \frac{104.6 \text{ [Kp]}}{2} \Rightarrow$$

$$G_\Gamma = 139.5 \text{ [Kp]}$$

Κόμβος Δ

$$G_{\Delta} = \frac{G_{\Gamma\Delta total}}{2} + \frac{G_{\Delta E total}}{2} + \frac{G_{\Delta H total}}{2} \Rightarrow$$

$$G_{\Delta} = \frac{87.2 [Kp]}{2} + \frac{87.2 [Kp]}{2} + \frac{87.2 [Kp]}{2} \Rightarrow$$

$$\mathbf{G_{\Delta} = 130.8 [Kp]}$$

Κόμβος Ε

$$G_E = \frac{G_{\Delta E total}}{2} + \frac{G_{E Z total}}{2} \Rightarrow$$

$$G_E = \frac{87.2 [Kp]}{2} + \frac{80.5 [Kp]}{2} \Rightarrow$$

$$\mathbf{G_E = 83.9 [Kp]}$$

Κόμβος Ζ

$$G_Z = \frac{G_{E Z total}}{2} + \frac{G_{Z H total}}{2} + G_{\Delta Z total} \Rightarrow$$

$$G_Z = \frac{80.5 [Kp]}{2} + \frac{80.5 [Kp]}{2} + 33.6 [Kp] \Rightarrow$$

$$\mathbf{G_Z = 114.1 [Kp]}$$

Κόμβος Η

$$G_H = \frac{G_{Z H total}}{2} + \frac{G_{H\Theta total}}{2} + \frac{G_{\Delta H total}}{2} + G_{\Gamma H total} \Rightarrow$$

$$G_H = \frac{80.5 [Kp]}{2} + \frac{80.5 [Kp]}{2} + \frac{87.2 [Kp]}{2} + 67.1 [Kp]$$

$$\Rightarrow \mathbf{G_H = 191.2 [Kp]}$$

Κόμβος Θ

$$G_{\Theta} = \frac{G_{H\Theta total}}{2} + \frac{G_{\Theta I total}}{2} + \frac{G_{\Gamma\Theta total}}{2} + G_{B\Theta total} \Rightarrow$$

$$G_{\Theta} = \frac{80.5 [Kp]}{2} + \frac{80.5 [Kp]}{2} + \frac{104.7 [Kp]}{2} + 100.7 [Kp] \Rightarrow$$

$$\mathbf{G_{\Theta} = 233.6 [Kp]}$$

$$\begin{aligned} & \text{Κόμβος I} \\ G_I &= \frac{G_{\theta I total}}{2} + \frac{G_{BI total}}{2} + G_{AI total} \Rightarrow \\ G_I &= \frac{80.5 [Kp]}{2} + \frac{128.8 [Kp]}{2} + 134.2 [Kp] \Rightarrow \\ & \mathbf{G_H = 238.9 [Kp]} \end{aligned}$$

Στον Πίνακα 5.4 φαίνεται ο καταμερισμός του βάρους των ράβδων σε κάθε κόμβο του δικτύωματος.

Πίνακας 5.4: Καταμερισμός βάρους ράβδων σε κάθε κόμβο του δικτύωματος

Κόμβος	Ίδιο Βάρος [Kp]
A	43.6
B	151.6
Γ	139.5
Δ	130.8
E	83.9
Z	114.1
H	191.2
Θ	233.6
I	238.9

5.2.2 ΒΑΡΟΣ ΤΕΓΙΔΩΝ

Υποθέτουμε ότι θα τοποθετηθούν στην κατασκευή 5 τεγίδες, μία σε κάθε κόμβο του δικτύωματος. Για τις τεγίδες επιλέγουμε διατομή IPE 100 από τον Πίνακα 5.5. Το ίδιο βάρος ανά μέτρο μήκους της διατομής IPE 100 είναι $G = 8.10 \text{ Kg/m}$. Το υπόστεγο αποτελείται από 5 δικτύωματα που απέχουν απόσταση 5m μεταξύ τους.

Πίνακας 5.5: Δοκοί μέσου πλάτους IPE [4]

$a_1 =$ αξονική απόσταση δύο διατρήσεων
 IPE, για την οποία οι κύριες
 ροπές αδρανείας είναι ίσες, ήτοι:
 $I_x = I_y = 2I_c$

Σημειο- λογία	Αποστάσεις διατρήσης						F cm ²	C Kg/m	Στοιχεία για τον άξονα κέρωσης						α ₁ mm	Οπές στο πρόσθιο	
	IPE	h mm	b mm	s mm	t mm	h-2s mm			y-y'			y-y'				d mm	w ₁ mm
									I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm			
80	80	46	3,8	5,2	3	59	7,64	6,00	40,1	20,0	3,24	8,40	3,59	1,05	62	6,4	25
100	100	55	4,1	5,7	7	74	10,2	8,10	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	78	8,4	30
120	120	64	4,4	6,3	7	93	13,2	10,4	318	53,0	4,90	27,7	8,55	1,45	94	8,4	35
140	140	73	4,7	6,9	7	112	16,4	12,9	341	77,3	5,74	44,0	12,3	1,65	110	11	40
160	160	82	5,0	7,4	9	127	20,1	15,8	869	109	6,58	68,3	15,7	1,84	128	13	44
180	180	91	5,3	8,0	9	146	23,9	18,8	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	144	13	48
200	200	100	5,6	8,5	12	159	28,5	22,4	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	160	13	52
220	220	110	5,9	9,0	12	177	33,4	26,2	2770	252	9,11	205	37,5	2,48	176	17	58
240	240	120	6,2	9,8	15	190	39,1	30,7	3690	324	9,97	284	49,2	2,69	194	17	65
270	270	135	6,6	10,2	15	219	45,9	35,1	5390	429	11,2	420	62,2	3,02	218	21	72
300	300	150	7,1	10,7	15	248	53,8	42,2	8160	557	12,5	604	80,5	3,35	242	23	80
330	330	162	7,5	11,5	18	271	62,6	49,1	11770	715	13,7	788	98,5	3,55	266	25	85
360	360	173	8,0	12,7	18	298	72,7	57,1	16270	904	15,0	1040	123	3,99	290	25	90
400	400	183	8,6	13,5	21	351	84,5	66,3	23150	1160	16,5	1320	146	3,95	322	28	95
450	450	193	9,4	14,6	21	378	98,8	77,5	33740	1500	18,3	1680	176	4,12	352	28	100
500	500	200	10,3	15,0	21	426	115	90,7	48200	1950	20,4	2140	214	4,31	400	28	110
550	550	210	11,1	15,2	24	457	134	106	67120	2660	22,3	2670	254	4,45	440	28	115
600	600	220	12,0	15,0	24	514	156	122	92050	3070	24,3	3390	308	4,65	478	28	120

1. Η σειρά IPE των δοκών μέσου πλάτους είναι κατά DIN 1925-5 και αντιστοιχεί προς το EURO-NORM 10-57.
 2. Παράγονται επίσης περιττήριες διατρήσεις με αυξημένες αποστάσεις κερών και περιττήριες συμβολιζόμενες ως IPE_α και IPE_β.

5.2.2.1 ΕΠΙΜΕΡΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΤΕΓΙΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ

Το βάρος των τεγίδων θα μοιραστεί στα δικτυώματα ως εξής:

1^ο-2^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ

- Το βάρος της τεγίδας A_1A_2 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους A_1 και A_2
- Το βάρος της τεγίδας B_1B_2 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους B_1 και B_2
- Το βάρος της τεγίδας $\Gamma_1\Gamma_2$ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Γ_1 και Γ_2
- Το βάρος της τεγίδας $\Delta_1\Delta_2$ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Δ_1 και Δ_2
- Το βάρος της τεγίδας E_1E_2 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους E_1 και E_2

2^ο-3^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ

- Το βάρος της τεγίδας A_2A_3 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους A_2 και A_3
- Το βάρος της τεγίδας B_2B_3 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους B_2 και B_3
- Το βάρος της τεγίδας $\Gamma_2\Gamma_3$ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Γ_2 και Γ_3
- Το βάρος της τεγίδας $\Delta_2\Delta_3$ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Δ_2 και Δ_3
- Το βάρος της τεγίδας E_2E_3 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους E_2 και E_3

3^ο-4^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ

- Το βάρος της τεγίδας A_3A_4 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους A_3 και A_4
- Το βάρος της τεγίδας B_3B_4 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους B_3 και B_4
- Το βάρος της τεγίδας $\Gamma_3\Gamma_4$ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Γ_3 και Γ_4
- Το βάρος της τεγίδας $\Delta_3\Delta_4$ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Δ_3 και Δ_4
- Το βάρος της τεγίδας E_3E_4 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους E_3 και E_4

4^ο-5^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ

- Το βάρος της τεγίδας A_4A_5 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους A_4 και A_5
- Το βάρος της τεγίδας B_4B_5 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους B_4 και B_5
- Το βάρος της τεγίδας $\Gamma_4\Gamma_5$ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Γ_4 και Γ_5
- Το βάρος της τεγίδας $\Delta_4\Delta_5$ θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους Δ_4 και Δ_5
- Το βάρος της τεγίδας E_4E_5 θεωρούμε ότι μοιράζεται στους κόμβους E_4 και E_5

Συνεπώς, η δύναμη που θα λαμβάνει κάθε κόμβος υπολογίζεται ως εξής:

Για το 1^ο-ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

Κόμβος A_1

$$P_{A_1}^{\tau\epsilon\gamma} = \frac{A_1A_2}{2} \cdot G_{\tau\epsilon\gamma} \Rightarrow P_{A_1}^{\tau\epsilon\gamma} = \frac{5[m]}{2} \cdot 8.10 [Kp/m] \Rightarrow P_{A_1}^{\tau\epsilon\gamma} = 20 [Kp]$$

Κόμβος B_1

$$P_{B_1}^{\tau\epsilon\gamma} = \frac{B_1B_2}{2} \cdot G_{\tau\epsilon\gamma} \Rightarrow P_{B_1}^{\tau\epsilon\gamma} = \frac{5[m]}{2} \cdot 8.10 [Kp/m] \Rightarrow P_{B_1}^{\tau\epsilon\gamma} = 20 [Kp]$$

Κόμβος Γ₁

$$P_{\Gamma_1}^{\tau\epsilon\gamma} = \frac{F_1 F_2}{2} \cdot G_{\tau\epsilon\gamma} \Rightarrow P_{\Gamma_1}^{\tau\epsilon\gamma} = \frac{5 [m]}{2} \cdot 8.10 [Kp/m] \Rightarrow P_{\Gamma_1}^{\tau\epsilon\gamma} = 20 [Kp]$$

Κόμβος Δ₁

$$P_{\Delta_1}^{\tau\epsilon\gamma} = \frac{\Delta_1 \Delta_2}{2} \cdot G_{\tau\epsilon\gamma} \Rightarrow P_{\Delta_1}^{\tau\epsilon\gamma} = \frac{5 [m]}{2} \cdot 8.10 [Kp/m] \Rightarrow P_{\Delta_1}^{\tau\epsilon\gamma} = 20 [Kp]$$

Κόμβος Ε₁

$$P_{E_1}^{\tau\epsilon\gamma} = \frac{E_1 E_2}{2} \cdot G_{\tau\epsilon\gamma} \Rightarrow P_{E_1}^{\tau\epsilon\gamma} = \frac{5 [m]}{2} \cdot 8.10 [Kp/m] \Rightarrow P_{E_1}^{\tau\epsilon\gamma} = 20 [Kp]$$

Για το 2^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:Κόμβος Α₂

$$P_{A_2}^{\tau\epsilon\gamma} = \left(\frac{A_1 A_2}{2} + \frac{A_2 A_3}{2} \right) G_{\tau\epsilon\gamma} \Rightarrow P_{A_2}^{\tau\epsilon\gamma} = 5 [m] \cdot 8.10 [Kp/m] \Rightarrow P_{A_2}^{\tau\epsilon\gamma} = 41 [Kp]$$

Κόμβος Β₂

$$P_{B_2}^{\tau\epsilon\gamma} = \left(\frac{B_1 B_2}{2} + \frac{B_2 B_3}{2} \right) G_{\tau\epsilon\gamma} \Rightarrow P_{B_2}^{\tau\epsilon\gamma} = 5 [m] \cdot 8.10 [Kp/m] \Rightarrow P_{B_2}^{\tau\epsilon\gamma} = 41 [Kp]$$

Κόμβος Γ₂

$$P_{\Gamma_2}^{\tau\epsilon\gamma} = \left(\frac{F_1 F_2}{2} + \frac{F_2 F_3}{2} \right) G_{\tau\epsilon\gamma} \Rightarrow P_{\Gamma_2}^{\tau\epsilon\gamma} = 5 [m] \cdot 8.10 [Kp/m] \Rightarrow P_{\Gamma_2}^{\tau\epsilon\gamma} = 41 [Kp]$$

Κόμβος Δ₂

$$P_{\Delta_2}^{\tau\epsilon\gamma} = \left(\frac{\Delta_1 \Delta_2}{2} + \frac{\Delta_2 \Delta_3}{2} \right) G_{\tau\epsilon\gamma} \Rightarrow P_{\Delta_2}^{\tau\epsilon\gamma} = 5 [m] \cdot 8.10 [Kp/m] \Rightarrow P_{\Delta_2}^{\tau\epsilon\gamma} = 41 [Kp]$$

Κόμβος Ε₂

$$P_{E_2}^{\tau\epsilon\gamma} = \left(\frac{E_1 E_2}{2} + \frac{E_2 E_3}{2} \right) G_{\tau\epsilon\gamma} \Rightarrow P_{E_2}^{\tau\epsilon\gamma} = 5 [m] \cdot 8.10 [Kp/m] \Rightarrow P_{E_2}^{\tau\epsilon\gamma} = 41 [Kp]$$

Για το 3^ο- 4^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

$$P_{A3}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{A4}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{A2}^{\tau\epsilon\gamma} = 41 [Kp]$$

$$P_{B3}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{B4}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{B2}^{\tau\epsilon\gamma} = 41 [Kp]$$

$$P_{\Gamma3}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{\Gamma4}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{\Gamma2}^{\tau\epsilon\gamma} = 41 [Kp]$$

$$P_{\Delta3}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{\Delta4}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{\Delta2}^{\tau\epsilon\gamma} = 41 [Kp]$$

$$P_{E3}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{E4}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{E2}^{\tau\epsilon\gamma} = 41 [Kp]$$

Για το 5^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

$$P_{A5}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{A1}^{\tau\epsilon\gamma} = 20 [Kp]$$

$$P_{B5}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{B1}^{\tau\epsilon\gamma} = 20 [Kp]$$

$$P_{\Gamma5}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{\Gamma1}^{\tau\epsilon\gamma} = 20 [Kp]$$

$$P_{\Delta5}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{\Delta1}^{\tau\epsilon\gamma} = 20 [Kp]$$

$$P_{E5}^{\tau\epsilon\gamma} = P_{E1}^{\tau\epsilon\gamma} = 20 [Kp]$$

Πίνακας 5.6: Καταμερισμός βάρους τεγίδων σε κάθε κόμβο του δικτύωματος

Δικτύωμα	1 ^ο , 5 ^ο	2 ^ο , 3 ^ο , 4 ^ο
Κόμβος	Βάρος τεγίδας [Kp]	Βάρος τεγίδας [Kp]
A	20	41
B	20	41
Γ	20	41
Δ	20	41
E	20	41
Z	0	0
H	0	0
Θ	0	0
I	0	0

5.2.3 ΒΑΡΟΣ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ

Για την στέγη του στεγάστρου εκλέγουμε θερμομονωτικό πάνελ πολυουρεθάνης επικάλυψης οροφής πάχους 10cm με βάρος:

$$p^{\text{επικ}} = 13.1 [\text{kg/m}^2] \cong 13.1 [\text{Kp/m}^2]$$

Πίνακας 5.7: Χαρακτηριστικά για πάνελ οροφής [8]

ΠΑΝΕΛ ΟΡΟΦΗΣ			
ΠΑΧΟΣ ΠΑΝΕΛ (t)	ΘΕΡΜΙΚΗ ΑΓΩΓΙΜΟΤΗΤΑ (K)		ΒΑΡΟΣ ΠΑΝΕΛ Kg/m ²
	Kcal/m ² h°C	W/m ² K	
30	0,48	0,55	10,3
40	0,38	0,44	10,7
50	0,32	0,36	11,1
60	0,27	0,31	11,5
80	0,22	0,25	12,3
100	0,17	0,20	13,1

Χωρίζουμε την επικάλυψη σε νοητά τμήματα τα οποία είναι στα μέσα των αποστάσεων των δικτυωμάτων και επιμερίζουμε το βάρος της επικάλυψης σε κάθε δικτύωμα ως εξής:

- Το βάρος της επικάλυψης μεταξύ του 1^{ου} και 2^{ου} δικτυώματος θεωρούμε ότι μοιράζεται στο 1^ο και το 2^ο δικτύωμα.
- Το βάρος της επικάλυψης μεταξύ του 2^{ου} και 3^{ου} δικτυώματος θεωρούμε ότι μοιράζεται στο 2^ο και το 3^ο δικτύωμα.
- Το βάρος της επικάλυψης μεταξύ του 3^{ου} και 4^{ου} δικτυώματος θεωρούμε ότι μοιράζεται στο 3^ο και το 4^ο δικτύωμα.
- Το βάρος της επικάλυψης μεταξύ του 4^{ου} και 5^{ου} δικτυώματος θεωρούμε ότι μοιράζεται στο 4^ο και το 5^ο δικτύωμα.

Συνεπώς, η δύναμη ανά μέτρο που θα λαμβάνει κάθε δικτύωμα υπολογίζεται ως εξής:

Για το 1^ο δικτύωμα έχουμε:

$$q_{\delta 1}^{\text{επικ}} = \frac{5 \text{ m}}{2} \cdot p^{\text{επικ}} \Rightarrow q_{\delta 1}^{\text{επικ}} = 2.5 [\text{m}] \cdot 13.10 [\text{Kp/m}^2] \Rightarrow$$

$$q_{\delta 1}^{\text{επικ}} = 32.75 [\text{Kp/m}]$$

Για το 2^ο δικτύωμα έχουμε:

$$q_{\delta 2}^{\text{επικ}} = 5m \cdot p^{\text{επικ}} \Rightarrow q_{\delta 2}^{\text{επικ}} = 5 [m] \cdot 13.10 [Kp/m^2] \Rightarrow$$

$$q_{\delta 2}^{\text{επικ}} = 65.50 [Kp/m]$$

Για το 3^ο δικτύωμα έχουμε:

$$q_{\delta 3}^{\text{επικ}} = 5m \cdot p^{\text{επικ}} \Rightarrow q_{\delta 3}^{\text{επικ}} = 5 [m] \cdot 13.10 [Kp/m^2] \Rightarrow$$

$$q_{\delta 3}^{\text{επικ}} = 65.50 [Kp/m]$$

Για το 4^ο δικτύωμα έχουμε:

$$q_{\delta 4}^{\text{επικ}} = 5m \cdot p^{\text{επικ}} \Rightarrow q_{\delta 4}^{\text{επικ}} = 5 [m] \cdot 13.10 [Kp/m^2] \Rightarrow$$

$$q_{\delta 4}^{\text{επικ}} = 65.50 [Kp/m]$$

Για το 5^ο δικτύωμα έχουμε:

$$q_{\delta 5}^{\text{επικ}} = \frac{5m}{2} \cdot p^{\text{επικ}} \Rightarrow q_{\delta 5}^{\text{επικ}} = 2.5 [m] \cdot 13.10 [Kp/m^2] \Rightarrow$$

$$q_{\delta 5}^{\text{επικ}} = 32.75 [Kp/m]$$

Συνεπώς για το 1^ο και το 5^ο δικτύωμα έχουμε:

$$q_{\delta 1}^{\text{επικ}} = q_{\delta 5}^{\text{επικ}} = 32.75 [Kp/m]$$

Και το 2^ο, το 3^ο και το 4^ο δικτύωμα έχουμε:

$$q_{\delta 2}^{\text{επικ}} = q_{\delta 3}^{\text{επικ}} = q_{\delta 4}^{\text{επικ}} = 65.50 [Kp/m]$$

5.2.3.1 ΕΠΙΜΕΡΙΣΜΟΣ ΒΑΡΟΥΣ ΕΠΙΚΑΛΥΨΗΣ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ

Το βάρος της επικάλυψης που είναι κατανεμημένο σε κάθε δικτύωμα θα επιμεριστεί στους κόμβους κάθε δικτυώματος ως εξής:

1^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ

Το βάρος της επικάλυψης που κατανεμήθηκε στο 1^ο δικτύωμα θεωρούμε ότι:

- μοιράζεται στους κόμβους A₁ και B₁
- μοιράζεται στους κόμβους B₁ και Γ₁
- μοιράζεται στους κόμβους Γ₁ και Δ₁
- μοιράζεται στους κόμβους Δ₁ και E₁

2^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ

Το βάρος της επικάλυψης που κατανεμήθηκε στο 2^ο δικτύωμα θεωρούμε ότι:

- μοιράζεται στους κόμβους A_2 και B_2
- μοιράζεται στους κόμβους B_2 και Γ_2
- μοιράζεται στους κόμβους Γ_2 και Δ_2
- μοιράζεται στους κόμβους Δ_2 και E_2

3^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ

Το βάρος της επικάλυψης που κατανεμήθηκε στο 3^ο δικτύωμα θεωρούμε ότι:

- μοιράζεται στους κόμβους A_3 και B_3
- μοιράζεται στους κόμβους B_3 και Γ_3
- μοιράζεται στους κόμβους Γ_3 και Δ_3
- μοιράζεται στους κόμβους Δ_3 και E_3

4^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ

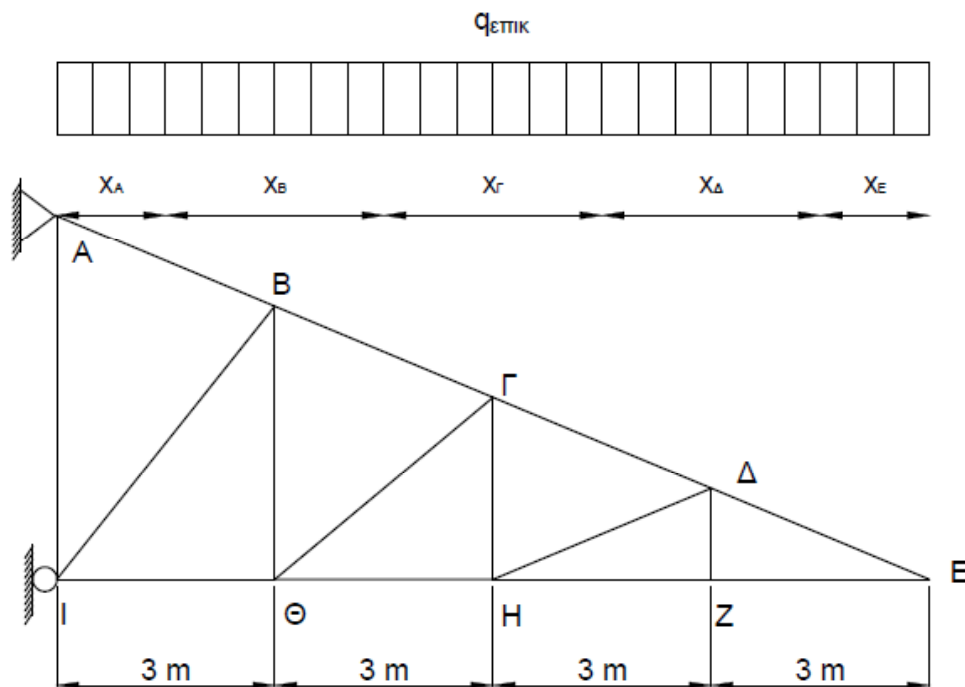
Το βάρος της επικάλυψης που κατανεμήθηκε στο 4^ο δικτύωμα θεωρούμε ότι:

- μοιράζεται στους κόμβους A_4 και B_4
- μοιράζεται στους κόμβους B_4 και Γ_4
- μοιράζεται στους κόμβους Γ_4 και Δ_4
- μοιράζεται στους κόμβους Δ_4 και E_4

5^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ

Το βάρος της επικάλυψης που κατανεμήθηκε στο 5^ο δικτύωμα θεωρούμε ότι:

- μοιράζεται στους κόμβους A_5 και B_5
- μοιράζεται στους κόμβους B_5 και Γ_5
- μοιράζεται στους κόμβους Γ_5 και Δ_5
- μοιράζεται στους κόμβους Δ_5 και E_5



Σχήμα 5.2: Καταμερισμός βάρους επικάλυψης σε κάθε κόμβο του δικτύωματος.

Για το 1^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

Κόμβος Α₁

$$P_{A1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = x_A \cdot q_{\delta 1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = \frac{3[m]}{2} \cdot 32.75 [Kp/m] \Rightarrow P_{A1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = 49.125 [Kp]$$

Κόμβος Β₁

$$P_{B1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = x_B \cdot q_{\delta 1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = 3 [m] \cdot 32.75 [Kp/m] \Rightarrow P_{B1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = 98.25 [Kp]$$

Κόμβος Γ₁

$$P_{\Gamma 1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = x_{\Gamma} \cdot q_{\delta 1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = 3 [m] \cdot 32.75 [Kp/m] \Rightarrow P_{\Gamma 1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = 98.25 [Kp]$$

Κόμβος Δ₁

$$P_{\Delta 1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = x_{\Delta} \cdot q_{\delta 1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = 3 [m] \cdot 32.75 [Kp/m] \Rightarrow P_{\Delta 1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = 98.25 [Kp]$$

Κόμβος Ε₁

$$P_{E1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = x_E \cdot q_{\delta 1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = \frac{3[m]}{2} \cdot 32.75 [Kp/m] \Rightarrow P_{E1}^{\varepsilon\pi\iota\kappa} = 49.125 [Kp]$$

Για το 2^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

Κόμβος Α₂

$$P_{A2}^{\text{επικ}} = x_A \cdot q_{\delta 2}^{\text{επικ}} = \frac{3[m]}{2} \cdot 65.50 [Kp/m] \Rightarrow P_{A2}^{\text{επικ}} = 98.25 [Kp]$$

Κόμβος Β₂

$$P_{B2}^{\text{επικ}} = x_B \cdot q_{\delta 1}^{\text{επικ}} = 3 [m] \cdot 65.5 [Kp/m] \Rightarrow P_{B2}^{\text{επικ}} = 196.5 [Kp]$$

Κόμβος Γ₂

$$P_{\Gamma 2}^{\text{επικ}} = x_{\Gamma} \cdot q_{\delta 1}^{\text{επικ}} = 3 [m] \cdot 65.5 [Kp/m] \Rightarrow P_{\Gamma 2}^{\text{επικ}} = 196.5 [Kp]$$

Κόμβος Δ₂

$$P_{\Delta 2}^{\text{επικ}} = x_{\Delta} \cdot q_{\delta 1}^{\text{επικ}} = 3 [m] \cdot 65.5 [Kp/m] \Rightarrow P_{\Delta 2}^{\text{επικ}} = 196.5 [Kp]$$

Κόμβος Ε₂

$$P_{E2}^{\text{επικ}} = x_E \cdot q_{\delta 2}^{\text{επικ}} = \frac{3[m]}{2} \cdot 65.50 [Kp/m] \Rightarrow P_{E2}^{\text{επικ}} = 98.25 [Kp]$$

Για το 3^ο-4^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

$$P_{A3}^{\text{επικ}} = P_{A4}^{\text{επικ}} = P_{A2}^{\text{επικ}} = 98.25 [Kp]$$

$$P_{B3}^{\text{επικ}} = P_{B4}^{\text{επικ}} = P_{B2}^{\text{επικ}} = 196.50 [Kp]$$

$$P_{\Gamma 3}^{\text{επικ}} = P_{\Gamma 4}^{\text{επικ}} = P_{\Gamma 2}^{\text{επικ}} = 196.50 [Kp]$$

$$P_{\Delta 3}^{\text{επικ}} = P_{\Delta 4}^{\text{επικ}} = P_{\Delta 2}^{\text{επικ}} = 196.50 [Kp]$$

$$P_{E3}^{\text{επικ}} = P_{E4}^{\text{επικ}} = P_{E2}^{\text{επικ}} = 98.25 [Kp]$$

Για το 5^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

$$P_{A5}^{\text{επικ}} = P_{A1}^{\text{επικ}} = 49.125 [Kp]$$

$$P_{B5}^{\text{επικ}} = P_{B1}^{\text{επικ}} = 98.25 [Kp]$$

$$P_{\Gamma 5}^{\text{επικ}} = P_{\Gamma 1}^{\text{επικ}} = 98.25 [Kp]$$

$$P_{\Delta 5}^{\text{επικ}} = P_{\Delta 1}^{\text{επικ}} = 98.25 [Kp]$$

$$P_{E5}^{\text{επικ}} = P_{E1}^{\text{επικ}} = 49.125 [Kp]$$

Πίνακας 5.8: Καταμερισμός βάρους επικάλυψης σε κάθε κόμβο του δικτύωματος

Δικτύωμα	1°,5°	2°,3°,4°
Κόμβος	Βάρος επικάλυψης [Kp]	Βάρος επικάλυψης [Kp]
A	49.125	98.25
B	98.25	196.5
Γ	98.25	196.5
Δ	98.25	196.5
E	49.125	98.25
Z	0	0
H	0	0
Θ	0	0
I	0	0

5.3 ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ

Για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου (ανεμοπίεση) εφαρμόζουμε τον Γερμανικό κανονισμό DIN1055, φύλλο 4. Η διεύθυνση του ανέμου θεωρείται οριζόντια. Σύμφωνα με τον κανονισμό DIN1055 ο υπολογισμός του πραγματικού φορτίου ανέμου w για κεκλιμένες επιφάνειες (στέγες) γίνεται με τον τύπο:

$$w = c \cdot q \cdot \sin\alpha \quad (5.5)$$

Όπου w : πραγματικό φορτίο ανέμου ανά μονάδα επιφάνειας, $[Kp/m^2]$
 c : συντελεστής μορφής επιφάνειας
 q : ένταση ανέμου, $[Kp/m^2]$
 α : γωνία επιφάνειας ως προς το οριζόντιο επίπεδο

5.3.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗΣ

Το συνολικό ύψος του στεγάστρου είναι $h = 5 + 3 = 8$ m. Η ένταση του ανέμου q με βάση τον Πίνακα 5.9 για κατασκευές ύψους 8 m είναι $q = 50 [Kp/m^2]$. Ο συντελεστής μορφής c για ανοιχτές κατασκευές (υπόστεγο) προκύπτει από τον Πίνακα 5.10 και έχει τιμή $c = 1.2$. Και η κλίση του στεγάστρου α σύμφωνα με το Σχήμα 5.1 είναι $\tan \alpha = \frac{5}{12} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{5}{12} \Rightarrow \alpha = 22.6^\circ$.

Πίνακας 5.9: Ένταση ανέμου [4]

A/A	Ύψος h m	Ένταση ανέμου q Kp/m^2
1	0 - 8	50
2	8 - 20	80
3	20 - 100	110
4	>100	130

Πίνακας 5.10: Τιμές συντελεστή μορφής c [4]

A/A	Είδος δομικού έργου	Συντελεστής μορφής c
1	Κλειστές κατασκευές, όπως κτίρια, κ.λ.π. - Για $H/B \leq 5$ - Για $H/B > 5$	1,2
		1,6
2	Ανοικτές κατασκευές, από μία, δύο ή περισσότερες πλευρές, ή τουλάχιστον κατά το $1/3$, όπως υπόστεγα κ.λ.π.	1,2
3	Κατασκευές με κυκλική ή περίπου κυκλική διατομή, όπως διάφορες κυλινδρικές ή σφαιρικές κατασκευές, δηλαδή καπνοδόχοι, δεξαμενές, ιστοί, σχοινιά, σύρματα κ.λ.π. (i) Κυλινδρικής μορφής: Για $d\sqrt{q} < 1$ Για $d\sqrt{q} > 1$ (ii) Σφαιρικής μορφής: Για $d\sqrt{q} < 1$ Για $d\sqrt{q} > 1$	1,2
		0,7
		0,6
		0,35
H=ύψος κτιρίου (m) d=διάμετρος (m) B=πλάτος κτιρίου (m) q=ένταση ανέμου (Kp/m^2)		

Συνεπώς, το πραγματικό φορτίο ανέμου είναι:

$$w = c \cdot q \cdot \sin \alpha = 1.2 \cdot 50 [Kp/m^2] \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow W = 23 [Kp/m^2]$$

Η δύναμη που δρα στο πάνω μέρος του δικτυώματος δίνεται από τον τύπο:

$$P = W \cdot F \quad (5.6)$$

Όπου W : πραγματικό φορτίο ανέμου ανά μονάδα επιφάνειας, [Kp/m^2]
 F : προσβαλλόμενη κεκλιμένη επιφάνεια της στέγης [m^2]

Η προσβαλλόμενη κεκλιμένη επιφάνεια της στέγης ισούται με το μήκος της στέγης (l) επί την κεκλιμένη επιφάνεια (s), δηλαδή:

$$F = l \cdot s \quad (5.7)$$

$$\begin{aligned} \text{Όπου } l &= 20 \text{ m} \\ s &= 13 \text{ m} \end{aligned}$$

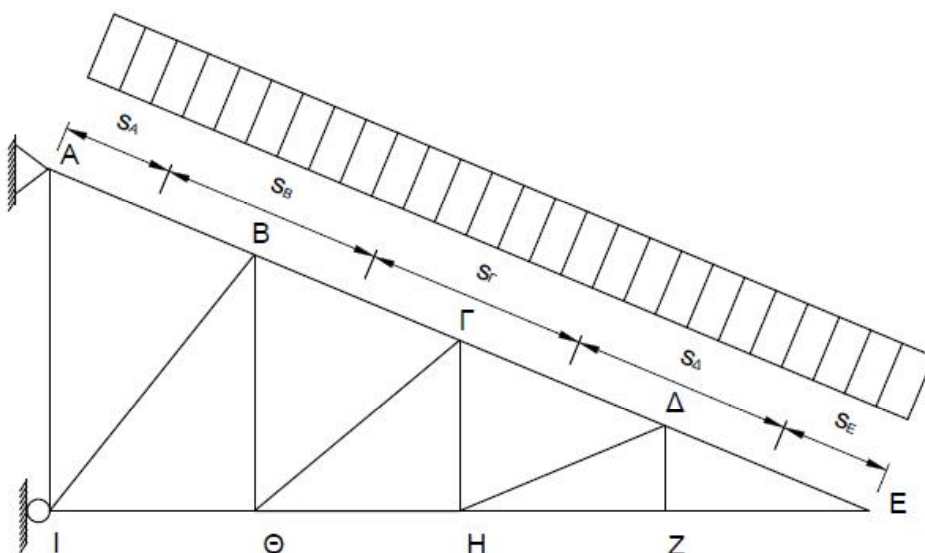
$$\text{Προκύπτει: } F = l \cdot s = 20 \text{ m} \cdot 13 \text{ m} \Rightarrow F = 260 \text{ [m}^2\text{]}$$

Άρα η συνολική δύναμη ανέμου που δρα στο στέγαστρο είναι:

$$P = W \cdot F = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 260 \text{ [m}^2\text{]} \Rightarrow P^{αν} = 5980 \text{ [Kp]}$$

5.3.2 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΟΥ ΑΝΕΜΟΥ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ

Για το στέγαστρο θεωρείται ότι κάθε κόμβος αναλαμβάνει τόσο φορτίο όσο αντιστοιχεί στην επιφάνεια που περιορίζεται από τα μέσα των αποστάσεων μεταξύ των γειτονικών κόμβων του δικτύωματος κατά το πλάτος και μεταξύ των δικτυωμάτων κατά το μήκος της στέγης.



Σχήμα 5.3: Καταμερισμός φορτίων ανέμου σε κάθε κόμβο του δικτύωματος.

Συνεπώς, οι δυνάμεις λόγω ανέμου που μεταβιβάζονται στους κόμβους i κάθε δικτύωματος δίνονται από την σχέση:

$$P_i^{αν} = W \cdot F_i = W \cdot l \cdot s_i \quad (5.8)$$

Για το 1^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

Κόμβος A₁

$$P_{A_1}^{αν} = W \cdot F_A = W \cdot l_1 \cdot s_A = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 2.5 \text{ [m]} \cdot 1.625 \text{ [m]} \Rightarrow P_{A_1}^{αν} = 93.40 \text{ [Kp]}$$

Κόμβος Β₁

$$P_{B1}^{\alpha\nu} = W \cdot F_B = W \cdot l_1 \cdot s_B = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 2.5 \text{ [m]} \cdot 3.25 \text{ [m]} \Rightarrow P_{B1}^{\alpha\nu} = \mathbf{186.8 \text{ [Kp]}}$$

Κόμβος Γ₁

$$P_{\Gamma1}^{\alpha\nu} = W \cdot F_{\Gamma} = W \cdot l_1 \cdot s_{\Gamma} = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 2.5 \text{ [m]} \cdot 3.25 \text{ [m]} \Rightarrow P_{\Gamma1}^{\alpha\nu} = \mathbf{186.8 \text{ [Kp]}}$$

Κόμβος Δ₁

$$P_{\Delta1}^{\alpha\nu} = W \cdot F_{\Gamma} = W \cdot l_1 \cdot s_{\Gamma} = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 2.5 \text{ [m]} \cdot 3.25 \text{ [m]} \Rightarrow P_{\Delta1}^{\alpha\nu} = \mathbf{186.8 \text{ [Kp]}}$$

Κόμβος Ε₁

$$P_{E1}^{\alpha\nu} = W \cdot F_A = W \cdot l_1 \cdot s_A = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 2.5 \text{ [m]} \cdot 1.625 \text{ [m]} \Rightarrow P_{E1}^{\alpha\nu} = \mathbf{93.40 \text{ [Kp]}}$$

Για το 2^ο-ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

Κόμβος Α₂

$$P_{A2}^{\alpha\nu} = W \cdot F_A = W \cdot l_2 \cdot s_A = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 5 \text{ [m]} \cdot 1.625 \text{ [m]} \Rightarrow P_{A2}^{\alpha\nu} = \mathbf{186.8 \text{ [Kp]}}$$

Κόμβος Β₂

$$P_{B2}^{\alpha\nu} = W \cdot F_B = W \cdot l_2 \cdot s_B = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 5 \text{ [m]} \cdot 3.25 \text{ [m]} \Rightarrow P_{B2}^{\alpha\nu} = \mathbf{373.7 \text{ [Kp]}}$$

Κόμβος Γ₂

$$P_{\Gamma2}^{\alpha\nu} = W \cdot F_{\Gamma} = W \cdot l_2 \cdot s_{\Gamma} = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 5 \text{ [m]} \cdot 3.25 \text{ [m]} \Rightarrow P_{\Gamma2}^{\alpha\nu} = \mathbf{373.7 \text{ [Kp]}}$$

Κόμβος Δ₂

$$P_{\Delta2}^{\alpha\nu} = W \cdot F_{\Delta} = W \cdot l_2 \cdot s_{\Delta} = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 5 \text{ [m]} \cdot 3.25 \text{ [m]} \Rightarrow P_{\Delta2}^{\alpha\nu} = \mathbf{373.7 \text{ [Kp]}}$$

Κόμβος Ε₂

$$P_{E2}^{\alpha\nu} = W \cdot F_E = W \cdot l_2 \cdot s_E = 23 \text{ [Kp/m}^2\text{]} \cdot 5 \text{ [m]} \cdot 1.625 \text{ [m]} \Rightarrow P_{E2}^{\alpha\nu} = \mathbf{186.8 \text{ [Kp]}}$$

Για το 3^ο-4^ο-ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

$$P_{A3}^{\alpha\nu} = P_{A4}^{\alpha\nu} = P_{A2}^{\alpha\nu} = \mathbf{186.8 \text{ [Kp]}}$$

$$P_{B3}^{\alpha\nu} = P_{B4}^{\alpha\nu} = P_{B2}^{\alpha\nu} = \mathbf{373.7 \text{ [Kp]}}$$

$$P_{\Gamma3}^{\alpha\nu} = P_{\Gamma4}^{\alpha\nu} = P_{\Gamma2}^{\alpha\nu} = \mathbf{373.7 \text{ [Kp]}}$$

$$P_{\Delta3}^{\alpha\nu} = P_{\Delta4}^{\alpha\nu} = P_{\Delta2}^{\alpha\nu} = \mathbf{373.7 \text{ [Kp]}}$$

$$P_{E3}^{\alpha\nu} = P_{E4}^{\alpha\nu} = P_{E2}^{\alpha\nu} = \mathbf{186.8 \text{ [Kp]}}$$

Για το 5^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

$$P_{A5}^{\alpha\nu} = P_{A1}^{\alpha\nu} = 93.4 \text{ [Kp]}$$

$$P_{B5}^{\alpha\nu} = P_{B1}^{\alpha\nu} = 186.8 \text{ [Kp]}$$

$$P_{\Gamma5}^{\alpha\nu} = P_{\Gamma1}^{\alpha\nu} = 186.8 \text{ [Kp]}$$

$$P_{\Delta5}^{\alpha\nu} = P_{\Delta1}^{\alpha\nu} = 186.8 \text{ [Kp]}$$

$$P_{E5}^{\alpha\nu} = P_{E1}^{\alpha\nu} = 93.4 \text{ [Kp]}$$

Πίνακας 5.11: Καταμερισμός φορτίων ανέμου σε κάθε κόμβο του δικτύωματος

Δικτύωμα	1 ^ο ,5 ^ο	2 ^ο ,3 ^ο ,4 ^ο
Κόμβος	Δύναμη ανέμου [Kp]	Δύναμη ανέμου [Kp]
A	94.3	186.8
B	186.8	373.7
Γ	186.8	373.7
Δ	186.8	373.7
E	94.3	186.8
Z	0	0
H	0	0
Θ	0	0
I	0	0

5.3.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

Οι δυνάμεις που προκύπτουν σε κάθε κόμβο αναλύονται σε συνιστώσες x και y για να χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό των αντιδράσεων των δικτυωμάτων και των δυνάμεων των ράβδων. Οι κάθετες συνιστώσες των δυνάμεων σε κάθε κόμβο i είναι:

$$P_{xi}^{\alpha\nu} = P_i^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha$$

$$P_{yi}^{\alpha\nu} = P_i^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha$$

Για το 1^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

Κόμβος A₁

$$P_{A1x}^{\alpha\nu} = P_{A1}^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha = 94.3 \text{ [Kp]} \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow P_{A1x}^{\alpha\nu} = 35.9 \text{ [Kp]}$$

$$P_{A1y}^{\alpha\nu} = P_{A1}^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha = 94.3 \text{ [Kp]} \cdot \cos 22.6^\circ \Rightarrow P_{A1y}^{\alpha\nu} = 86.2 \text{ [Kp]}$$

Κόμβος Β₁

$$P_{B1x}^{\alpha\nu} = P_{B1}^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha = 186.8 [Kp] \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow P_{B1x}^{\alpha\nu} = 71.8 [Kp]$$

$$P_{B1y}^{\alpha\nu} = P_{B1}^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha = 186.8 [Kp] \cdot \cos 22.6^\circ \Rightarrow P_{B1y}^{\alpha\nu} = 172.4 [Kp]$$

Κόμβος Γ₁

$$P_{\Gamma1x}^{\alpha\nu} = P_{\Gamma1}^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha = 186.8 [Kp] \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow P_{\Gamma1x}^{\alpha\nu} = 71.8 [Kp]$$

$$P_{\Gamma1y}^{\alpha\nu} = P_{\Gamma1}^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha = 186.8 [Kp] \cdot \cos 22.6^\circ \Rightarrow P_{\Gamma1y}^{\alpha\nu} = 172.4 [Kp]$$

Κόμβος Δ₁

$$P_{\Delta1x}^{\alpha\nu} = P_{\Delta1}^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha = 186.8 [Kp] \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow P_{\Delta1x}^{\alpha\nu} = 71.8 [Kp]$$

$$P_{\Delta1y}^{\alpha\nu} = P_{\Delta1}^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha = 186.8 [Kp] \cdot \cos 22.6^\circ \Rightarrow P_{\Delta1y}^{\alpha\nu} = 172.4 [Kp]$$

Κόμβος Ε₁

$$P_{E1x}^{\alpha\nu} = P_{E1}^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha = 94.3 [Kp] \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow P_{E1x}^{\alpha\nu} = 35.9 [Kp]$$

$$P_{E1y}^{\alpha\nu} = P_{E1}^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha = 94.3 [Kp] \cdot \cos 22.6^\circ \Rightarrow P_{E1y}^{\alpha\nu} = 86.2 [Kp]$$

Για το 2^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

Κόμβος Α₂

$$P_{A2x}^{\alpha\nu} = P_{A2}^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha = 186.8 [Kp] \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow P_{A2x}^{\alpha\nu} = 71.8 [Kp]$$

$$P_{A2y}^{\alpha\nu} = P_{A2}^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha = 186.8 [Kp] \cdot \cos 22.6^\circ \Rightarrow P_{A2y}^{\alpha\nu} = 172.4 [Kp]$$

Κόμβος Β₂

$$P_{B2x}^{\alpha\nu} = P_{B2}^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha = 373.7 [Kp] \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow P_{B2x}^{\alpha\nu} = 143.6 [Kp]$$

$$P_{B2y}^{\alpha\nu} = P_{B2}^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha = 373.7 [Kp] \cdot \cos 22.6^\circ \Rightarrow P_{B2y}^{\alpha\nu} = 345 [Kp]$$

Κόμβος Γ₂

$$P_{\Gamma2x}^{\alpha\nu} = P_{\Gamma2}^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha = 373.7 [Kp] \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow P_{\Gamma2x}^{\alpha\nu} = 143.6 [Kp]$$

$$P_{\Gamma2y}^{\alpha\nu} = P_{\Gamma2}^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha = 373.7 [Kp] \cdot \cos 22.6^\circ \Rightarrow P_{\Gamma2y}^{\alpha\nu} = 345 [Kp]$$

Κόμβος Δ₂

$$P_{\Delta2x}^{\alpha\nu} = P_{\Delta2}^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha = 373.7 [Kp] \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow P_{\Delta2x}^{\alpha\nu} = 143.6 [Kp]$$

$$P_{\Delta2y}^{\alpha\nu} = P_{\Delta2}^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha = 373.7 [Kp] \cdot \cos 22.6^\circ \Rightarrow P_{\Delta2y}^{\alpha\nu} = 345 [Kp]$$

Κόμβος E_2

$$P_{E2x}^{\alpha\nu} = P_{E2}^{\alpha\nu} \cdot \sin \alpha = 186.8 \text{ [Kp]} \cdot \sin 22.6^\circ \Rightarrow P_{E2x}^{\alpha\nu} = 71.8 \text{ [Kp]}$$

$$P_{E2y}^{\alpha\nu} = P_{E2}^{\alpha\nu} \cdot \cos \alpha = 186.8 \text{ [Kp]} \cdot \cos 22.6^\circ \Rightarrow P_{E2y}^{\alpha\nu} = 172.4 \text{ [Kp]}$$

Πίνακας 5.12: Συνιστώσες ανεμοπίεσης σε κάθε κόμβο του δικτύωματος

Δικτύωμα	1°,5°	1°,5°	2°,3°,4°	2°,3°,4°
Κόμβος	Δύναμη ανέμου x [Kp]	Δύναμη ανέμου y [Kp]	Δύναμη ανέμου x [Kp]	Δύναμη ανέμου y [Kp]
A	35.9	86.2	71.8	172.4
B	71.8	172.4	143.6	345
Γ	71.8	172.4	143.6	345
Δ	71.8	172.4	143.6	345
E	35.9	86.2	71.8	172.4
Z	0	0	0	0
H	0	0	0	0
Θ	0	0	0	0
I	0	0	0	0

5.4 ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ

Τα φορτία χιονιού εξαρτώνται από την κλίση της επιφάνειας (στέγης) η οποία προσβάλλεται από το χιόνι και θεωρούνται ανεξάρτητα από το γεωγραφικό πλάτος της περιοχής. Για τον υπολογισμό των φορτίων χιονιού εφαρμόζουμε τον Γερμανικό κανονισμό DIN1055, φύλλο 5. Τα φορτία χιονιού θεωρούνται πάντοτε ως κατακόρυφα φορτία και γι' αυτό κατά τον υπολογισμό της πραγματικής τιμής της φορτίσεως χιονιού για επιφάνειες που έχουν κλίση ως προς το οριζόντιο επίπεδο, λαμβάνεται η οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης και αυτή πολλαπλασιάζεται με τις τιμές των φορτίων χόνος S [Kp/m²] του Πίνακα 5.13.

Πίνακας 5.13: Φορτία χιονιού S [3]

Κλίση στέγης α	μοίρες	0°	20°	40°	60°	>60°
Φορτίο χόνος S	Kp/m ²	75	75	55	35	0

Η κλίση της στέγης λαμβάνεται ως προς το οριζόντιο επίπεδο.
Οι τιμές των φορτίων χόνος δίνονται ανά m² οριζοντίου προβολής της στέγης.

Συνεπώς το συνολικό φορτίο χιονιού είναι:

$$P_{\chi\iota\omicron\nu} = S \cdot F \quad (5.9)$$

Όπου S : φορτίο χιονιού, [Kp/m²]

F : η επιφάνεια της οριζοντίου προβολής της στέγης [m^2]

Η επιφάνεια της οριζοντίου προβολής της στέγης ισούται με το μήκος της στέγης (l) επί την την οριζόντια προβολή της στέγης (x), δηλαδή:

$$F = l \cdot x \quad (5.10)$$

Όπως φαίνεται και στον Πίνακα 5.13, για οριζόντιες επιφάνειες ή επιφάνειες που έχουν κλίση μέχρι $\alpha = 20^\circ$ η φόρτιση χιόνος λαμβάνεται κατ' ελάχιστο $S = 75 [Kp/m^2]$, ενώ για επιφάνειες που έχουν κλίση $\alpha > 60^\circ$, θεωρείται ότι δεν είναι δυνατή η συγκέντρωση χιονιού και γι' αυτό λαμβάνεται φόρτιση $S = 0$.

Για κεκλιμένες επιφάνειες με ενδιάμεσες τιμές κλίσης από αυτές που δείχνει ο Πίνακας μπορεί να γίνεται ευθύγραμμη παρεμβολή ή ευκολότερα να υπολογίζονται τα φορτία με τον τύπο:

$$S = 95 - \alpha, \quad \text{για } 20^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ \quad (5.11)$$

Όπου S : φορτίο χιονιού, [Kp/m^2]

α : γωνία επιφάνειας ως προς το οριζόντιο επίπεδο, σε μοίρες

5.4.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΧΙΟΝΙΟΥ

Η κλίση του στεγάστρου υπολογίστηκε ήδη και είναι $\alpha = 22.6^\circ$. Το φορτίο χιόνος λαμβάνεται από την σχέση (5.11) και προκύπτει:

$$S = 95 - \alpha = 95 - 22.6 \Rightarrow S = 72.4 [Kp/m^2]$$

Η επιφάνεια οριζοντίου προβολής της στέγης για $l = 20 [m]$ και $x = 12 [m]$ είναι:

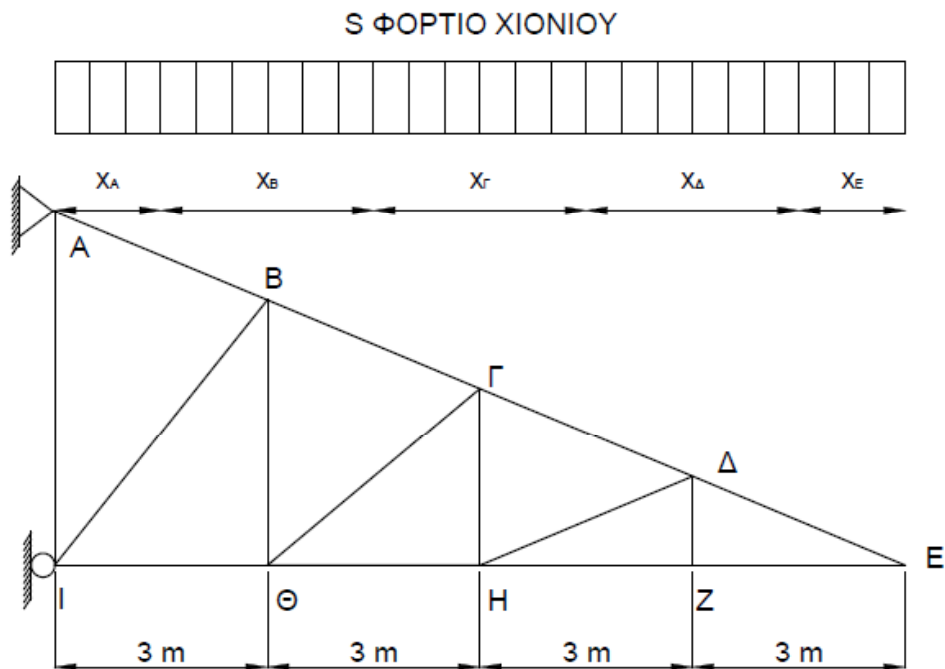
$$F = l \cdot x = 20 [m] \cdot 12 [m] \Rightarrow F = 240 [m^2]$$

Άρα η συνολική δύναμη χιονιού που δρα στο στέγαστρο είναι:

$$P_{\chi\iota\omicron\nu} = S \cdot F = 72.4 \frac{[Kp]}{[m^2]} \cdot 240 [m^2] \Rightarrow P_{\chi\iota\omicron\nu} = 17376 [Kp]$$

5.4.2 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΟΥ ΧΙΟΝΙΟΥ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ

Όπως και στην περίπτωση της ανεμοπίεσης, για το στέγαστρο θεωρείται ότι κάθε κόμβος αναλαμβάνει τόσο φορτίο όσο αντιστοιχεί στην επιφάνεια που περιορίζεται από τα μέσα των αποστάσεων μεταξύ των γειτονικών κόμβων του δικτύωματος κατά το πλάτος και μεταξύ των δικτυωμάτων κατά το μήκος του στεγάστρου.



Σχήμα 5.4: Καταμερισμός φορτίων χιονιού σε κάθε κόμβο του δικτύματος.

Συνεπώς, οι δυνάμεις χίονος που μεταβιβάζονται στους κόμβους κάθε δικτύματος δίνονται από την σχέση:

$$P_i^{\chi_{iov}} = S \cdot F_i = S \cdot l \cdot x_i \quad (5.12)$$

Για το 1^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

Κόμβος A₁

$$P_{A1}^{\chi_{iov}} = S \cdot F_A = S \cdot l \cdot x_A = 72.4 \text{ [Kp/m}^2] \cdot 2.5 \text{ [m]} \cdot 1.5 \text{ [m]} \Rightarrow P_{A1}^{\chi_{iov}} = 271.5 \text{ [Kp]}$$

Κόμβος B₁

$$P_{B1}^{\chi_{iov}} = S \cdot F_B = S \cdot l_1 \cdot x_B = 72.4 \text{ [Kp/m}^2] \cdot 2.5 \text{ [m]} \cdot 3 \text{ [m]} \Rightarrow P_{B1}^{\chi_{iov}} = 543 \text{ [Kp]}$$

Κόμβος Γ₁

$$P_{\Gamma1}^{\chi_{iov}} = S \cdot F_{\Gamma} = S \cdot l_1 \cdot x_{\Gamma} = 72.4 \text{ [Kp/m}^2] \cdot 2.5 \text{ [m]} \cdot 3 \text{ [m]} \Rightarrow P_{\Gamma1}^{\chi_{iov}} = 543 \text{ [Kp]}$$

Κόμβος Δ₁

$$P_{\Delta1}^{\chi_{iov}} = S \cdot F_{\Gamma} = S \cdot l_1 \cdot x_{\Gamma} = 72.4 \text{ [Kp/m}^2] \cdot 2.5 \text{ [m]} \cdot 3 \text{ [m]} \Rightarrow P_{\Delta1}^{\chi_{iov}} = 543 \text{ [Kp]}$$

Κόμβος E₁

$$P_{E1}^{\chi^{iov}} = S \cdot F_E = S \cdot l_1 \cdot x_E = 72.4 [Kp/m^2] \cdot 2.5 [m] \cdot 1.5 [m] \Rightarrow P_{E1}^{\chi^{iov}} = 271.5 [Kp]$$

Για το 2^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

Κόμβος A₂

$$P_{A2}^{\chi^{iov}} = S \cdot F_A = S \cdot l_2 \cdot x_A = 72.4 [Kp/m^2] \cdot 5 [m] \cdot 1.5 [m] \Rightarrow P_{A2}^{\chi^{iov}} = 543 [Kp]$$

Κόμβος B₂

$$P_{B2}^{\chi^{iov}} = w \cdot F_B = w \cdot l_2 \cdot s_B = 72.4 [Kp/m^2] \cdot 5 [m] \cdot 3 [m] \Rightarrow P_{B2}^{\chi^{iov}} = 1086 [Kp]$$

Κόμβος Γ₂

$$P_{\Gamma2}^{\chi^{iov}} = w \cdot F_{\Gamma} = w \cdot l_2 \cdot s_{\Gamma} = 72.4 [Kp/m^2] \cdot 5 [m] \cdot 3 [m] \Rightarrow P_{\Gamma2}^{\chi^{iov}} = 1086 [Kp]$$

Κόμβος Δ₂

$$P_{\Delta2}^{\chi^{iov}} = w \cdot F_{\Gamma} = w \cdot l_2 \cdot s_{\Gamma} = 72.4 [Kp/m^2] \cdot 5 [m] \cdot 3 [m] \Rightarrow P_{\Delta2}^{\chi^{iov}} = 1086 [Kp]$$

Κόμβος E₂

$$P_{E2}^{\chi^{iov}} = w \cdot F_A = w \cdot l_2 \cdot s_A = 72.4 [Kp/m^2] \cdot 5 [m] \cdot 1.5 [m] \Rightarrow P_{E2}^{\chi^{iov}} = 543 [Kp]$$

Για το 3^ο- 4^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

$$P_{A3}^{\chi^{iov}} = P_{A4}^{\chi^{iov}} = P_{A2}^{\chi^{iov}} = 543 [Kp]$$

$$P_{B3}^{\chi^{iov}} = P_{B4}^{\chi^{iov}} = P_{B2}^{\chi^{iov}} = 1086 [Kp]$$

$$P_{\Gamma3}^{\chi^{iov}} = P_{\Gamma4}^{\chi^{iov}} = P_{\Gamma2}^{\chi^{iov}} = 1086 [Kp]$$

$$P_{\Delta3}^{\chi^{iov}} = P_{\Delta4}^{\chi^{iov}} = P_{\Delta2}^{\chi^{iov}} = 1086 [Kp]$$

$$P_{E3}^{\chi^{iov}} = P_{E4}^{\chi^{iov}} = P_{E2}^{\chi^{iov}} = 543 [Kp]$$

Για το 5^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ έχουμε:

$$P_{A5}^{\chi^{iov}} = P_{A1}^{\chi^{iov}} = 271.5 [Kp]$$

$$P_{B5}^{\chi^{iov}} = P_{B1}^{\chi^{iov}} = 543 [Kp]$$

$$P_{\Gamma5}^{\chi^{iov}} = P_{\Gamma1}^{\chi^{iov}} = 543 [Kp]$$

$$P_{\Delta5}^{\chi^{iov}} = P_{\Delta1}^{\chi^{iov}} = 543 [Kp]$$

$$P_{E5}^{\chi^{iov}} = P_{E1}^{\chi^{iov}} = 271.5 [Kp]$$

Πίνακας 5.14: Καταμερισμός φορτίων χιονιού σε κάθε κόμβο του δικτύωματος

Δικτύωμα	1°,5°	2°,3°,4°
Κόμβος	Δύναμη χιονιού [Kp]	Δύναμη χιονιού [Kp]
A	271.5	543
B	543	1086
Γ	543	1086
Δ	543	1086
E	271.5	543
Z	0	0
H	0	0
Θ	0	0
I	0	0

5.5 ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Θα μελετήσουμε τις περιπτώσεις φορτίσεως H και HZ. Τα φορτία του χιονιού είναι κύρια φορτία και λαμβάνονται υπ' όψιν κατά την εξέταση της περίπτωσης φορτίσεως H, ενώ αντιθέτως τα φορτία ανέμου είναι πρόσθετα φορτία και λαμβάνονται υπ' όψιν κατά την εξέταση της περίπτωσης φορτίσεως HZ. Σύμφωνα με τους κανονισμούς για κλίσεις στεγών μέχρι 45°, όπως συμβαίνει υπόστεγο που σχεδιάζουμε, στην περίπτωση φορτίσεως HZ λαμβάνεται ταυτόχρονη φόρτιση χιονιού και ανέμου. Αυτό σημαίνει ότι τα φορτία ανέμου προστίθενται με τα φορτία χιονιού. Ο Πίνακας 5.15 δίνει τις ισχύουσες συνολικές φορτίσεις ανέμου και χιονιού ανάλογα με την κατηγορία της κλίσης της στέγης.

Πίνακας 5.15: Ισχύουσες συνολικές φορτίσεις ανέμου και χιονιού [4]

Κλίση	Περίπτωση φορτίσεως H	Περίπτωση φορτίσεως HZ
$\alpha > 45^\circ$	Ίδιο βάρος + χιόνι	Ίδιο βάρος + χιόνι ή άνεμος ^(*)
$\alpha \leq 45^\circ$	Ίδιο βάρος + χιόνι	Ίδιο βάρος + χιόνι + άνεμος

^(*) Στον υπολογισμό υπερέχεται το μεγαλύτερο μεταξύ των φορτίων χιόνος ή ανέμου.

5.5.1 ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ H

Στην περίπτωση φορτίσεως H, όπως προαναφέραμε λαμβάνουμε υπ' όψιν το ίδιο βάρος του υπόστεγου και το φορτίο του χιονιού. Συνεπώς αθροίζουμε τις τιμές των φορτίων των κόμβων από τους πίνακες 5.4 (ίδιο βάρος δικτύωματος), 5.6 (βάρος τεγίδων), 5.8 (βάρος επικάλυψης) και 5.14 (φορτίο χιονιού) και προκύπτει ο πίνακας 5.16.

Πίνακας 5.16: Συνολικά φορτία για την περίπτωση της φορτίσεως Η

Δικτύωμα	1 ^ο ,5 ^ο	1 ^ο ,5 ^ο	2 ^ο ,3 ^ο ,4 ^ο	2 ^ο ,3 ^ο ,4 ^ο
Κόμβος	Συνολικά Φορτία x [Kp]	Συνολικά Φορτία y [Kp]	Συνολικά Φορτία x [Kp]	Συνολικά Φορτία y [Kp]
A	0	384.2	0	725.9
B	0	812.9	0	1475.1
Γ	0	800.8	0	1463.0
Δ	0	792.1	0	1454.3
E	0	424.5	0	766.2
Z	0	114.1	0	114.1
H	0	191.2	0	191.2
Θ	0	233.6	0	233.6
I	0	238.9	0	238.9

5.5.2 ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΗΖ

Στην περίπτωση φορτίσεως ΗΖ, όπως προαναφέραμε λαμβάνουμε υπ' όψιν το ίδιο βάρος του υπόστεγου, το φορτίο του χιονιού και το φορτίο του ανέμου. Συνεπώς αθροίζουμε τις τιμές των φορτίων των κόμβων από τους πίνακες 5.4 (ίδιο βάρος δικτύωματος), 5.6 (βάρος τεγίδων), 5.8 (βάρος επικάλυψης), 5.14 (φορτίο χιονιού) και 5.11(φορτίο ανέμου) και προκύπτει ο πίνακας 5.17.

Πίνακας 5.17: Συνολικά φορτία για την περίπτωση της φορτίσεως ΗΖ

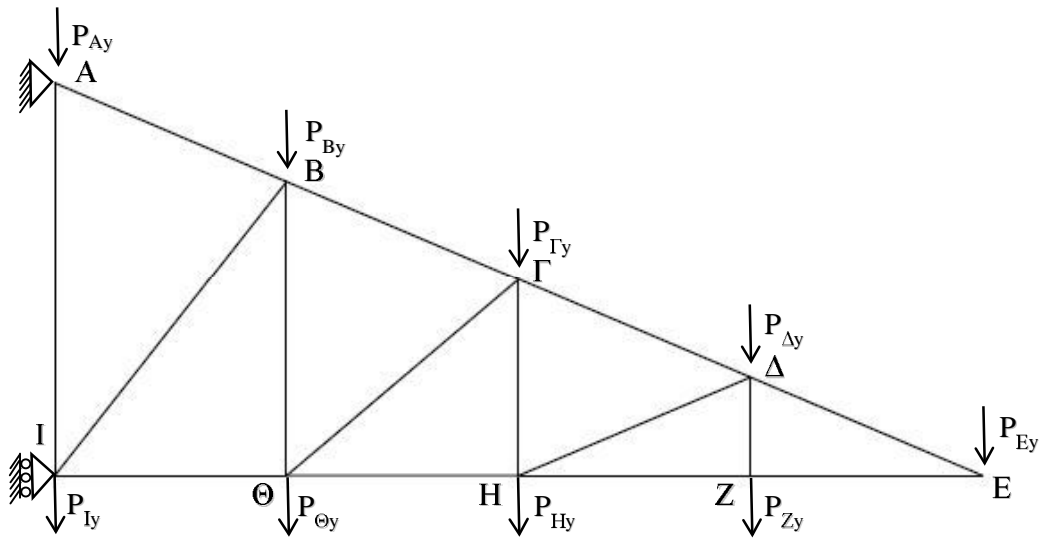
Δικτύωμα	1 ^ο ,5 ^ο	1 ^ο ,5 ^ο	2 ^ο ,3 ^ο ,4 ^ο	2 ^ο ,3 ^ο ,4 ^ο
Κόμβος	Συνολικά Φορτία x [Kp]	Συνολικά Φορτία y [Kp]	Συνολικά Φορτία x [Kp]	Συνολικά Φορτία y [Kp]
A	35.9	470.4	71.8	898.3
B	71.8	985.3	143.6	1820.1
Γ	71.8	973.2	143.6	1808.0
Δ	71.8	964.5	143.6	1799.3
E	35.9	510.7	71.8	938.6
Z	0	114.1	0	114.1
H	0	191.2	0	191.2
Θ	0	233.6	0	233.6
I	0	238.9	0	238.9

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

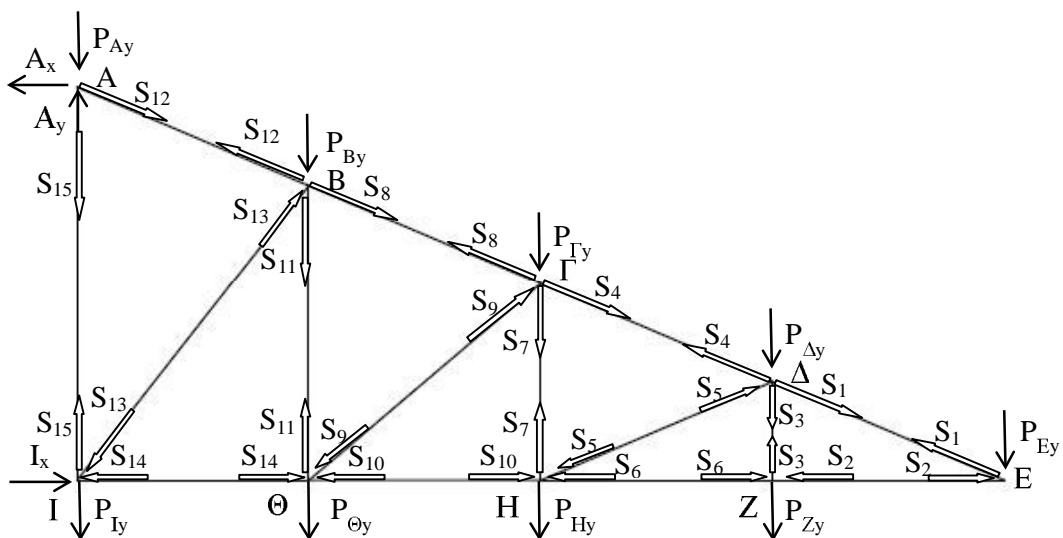
ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ Η

6.1 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ

Όλα τα δικτύωματα θεωρούμε ότι στηρίζονται με άρθρωση στον κόμβο Α και κύλιση στον κόμβο Ι, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.1. Το διάγραμμα ελεύθερου σώματος φαίνεται στο σχήμα 6.2.



Σχήμα 6.1: Σχέδιο δικτύωματος με τις δυνάμεις που ασκούνται στους κόμβους.



Σχήμα 6.2: Διάγραμμα ελεύθερου σώματος του δικτύωματος.

6.1.1 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΤΟΥ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Τα δικτύωματα 2, 3 και 4 δέχονται τα ίδια φορτία, συνεπώς οι αντιδράσεις στις στηρίξεις τους θα είναι ίδιες. Υπολογίζουμε τις αντιδράσεις των στηρίξεων του 2^{ου} δικτύωματος γράφοντας τις εξισώσεις ισορροπίας, σύμφωνα με το Σχήμα 6.2 ως εξής:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow \quad (6.1)$$

$$I_x - A_x = 0 \quad (6.2)$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow \quad (6.3)$$

$$A_y = P_{Ay}^{tot} + P_{By}^{tot} + P_{Cy}^{tot} + P_{Dy}^{tot} + P_{Ey}^{tot} + P_{Zy}^{tot} + P_{Hy}^{tot} + P_{\theta y}^{tot} + P_{ly}^{tot} \Rightarrow$$

$$A_y = 725.9 + 1475.1 + 1463.0 + 1454.3 + 766.2 + 114.1 + 191.2 + 233.6 + 238.9 \Rightarrow$$

$$A_y = 6662.2 \text{ [Kp]}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow \quad (6.4)$$

$$5 \cdot I_x = 3 \cdot (P_{By}^{tot} + P_{\theta y}^{tot}) + 6 \cdot (P_{Cy}^{tot} + P_{Hy}^{tot}) + 9 \cdot (P_{Dy}^{tot} + P_{Zy}^{tot}) + 12 \cdot P_{Ey}^{tot} \Rightarrow$$

$$5 \cdot I_x = 3 \cdot (1475.1 + 233.6) + 6 \cdot (1475.1 + 191.2) + 9 \cdot (1454.3 + 114.1) + 12 \cdot 766.2$$

$$I_x = 7672.14 \text{ [Kp]}$$

Από την σχέση (6.2) προκύπτει:

$$A_x = 7672.14 \text{ [Kp]}$$

Συνεπώς, οι αντιδράσεις στις στηρίξεις είναι:

$$A_x = 7672.14 \text{ [Kp]}$$

$$A_y = 6662.20 \text{ [Kp]}$$

$$I_x = 7672.14 \text{ [Kp]}$$

6.1.2 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΤΟΥ 1^{ου} ΚΑΙ 5^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Τα δικτύωματα 1 και 5 δέχονται τα ίδια φορτία, συνεπώς οι αντιδράσεις στις στηρίξεις τους θα είναι ίδιες. Υπολογίζουμε τις αντιδράσεις των στηρίξεων του 1^{ου} δικτύωματος γράφοντας τις εξισώσεις ισορροπίας ομοίως όπως και στην παράγραφο 6.1.1 για το 2^ο δίκτυωμα και προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

$$A_x = 4468.14 \text{ [Kp]}$$

$$A_y = 3992.20 \text{ [Kp]}$$

$$I_x = 4468.14 \text{ [Kp]}$$

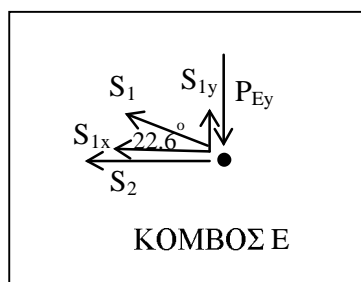
6.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ

6.2.1 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Εφαρμόζοντας την μέθοδο των κόμβων υπολογίζω τις δυνάμεις των ράβδων στο 2^ο, 3^ο, και 4^ο δικτύωμα.

ΚΟΜΒΟΣ Ε

Στο Σχήμα 6.3 παρουσιάζεται ο κόμβος Ε και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 6.3: Δυνάμεις στον κόμβο Ε

Η δύναμη S_1 αναλύεται σε δύο συνιστώσες:

$$S_{1x} = S_1 \cdot \cos\alpha = S_1 \cdot \cos 22.6 \Rightarrow S_{1x} = 0.92 \cdot S_1 \quad (6.5)$$

$$S_{1y} = S_1 \cdot \sin\alpha = S_1 \cdot \sin 22.6 \Rightarrow S_{1y} = 0.38 \cdot S_1 \quad (6.6)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Ε και έχουμε:

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{1y} - P_{Ey} = 0 \Rightarrow 0.38 \cdot S_1 = 766.2 [Kp] \Rightarrow$$

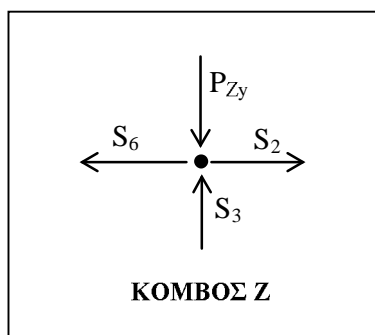
$$S_1 = 2016.3 [Kp]$$

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{1x} + S_2 = 0 \Rightarrow S_2 = -0.92 \cdot S_1 = -0.92 \cdot 2016.3 [Kp] \Rightarrow$$

$$S_2 = -1855 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Z

Στο Σχήμα 6.4 παρουσιάζεται ο κόμβος Z και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 6.4: Δυνάμεις στον κόμβο Z

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Z και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_2 - S_6 = 0 \Rightarrow S_6 = S_2 \Rightarrow$$

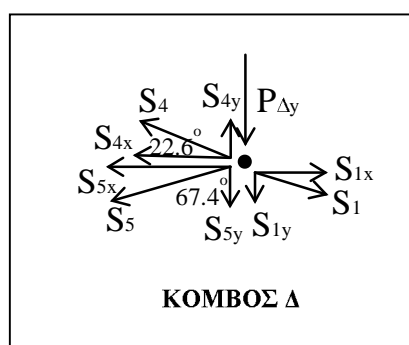
$$S_6 = -1855 \text{ [Kp]}$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_3 - P_{Zy} = 0 \Rightarrow S_3 = P_{Zy} \Rightarrow$$

$$S_3 = 114.1 \text{ [Kp]}$$

ΚΟΜΒΟΣ Δ

Στο Σχήμα 6.5 παρουσιάζεται ο κόμβος Δ και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 6.5: Δυνάμεις στον κόμβο Δ

Η δυνάμεις S_1 σχέσεις (6.5) και (6.6) και S_4, S_5 αναλύονται σε δύο συνιστώσες:

$$S_{4x} = S_4 \cdot \cos 22.6 \Rightarrow S_{4x} = 0.92 \cdot S_4 \quad (6.7)$$

$$S_{4y} = S_4 \cdot \sin 22.6 \Rightarrow S_{4y} = 0.38 \cdot S_4 \quad (6.8)$$

$$S_{5x} = S_5 \cdot \sin 67.4 \Rightarrow S_{5x} = 0.92 \cdot S_5 \quad (6.9)$$

$$S_{5y} = S_5 \cdot \cos 67.4 \Rightarrow S_{5y} = 0.38 \cdot S_5 \quad (6.10)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Δ και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{1x} - S_{4x} - S_{5x} = 0 \Rightarrow S_{4x} + S_{5x} = S_{1x} \Rightarrow$$

$$0.92 \cdot S_4 + 0.92 \cdot S_5 = 0.92 \cdot S_1 \Rightarrow S_4 + S_5 = S_1$$

$$S_4 + S_5 = 2016.3 \text{ [Kp]} \quad (6.11)$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{4y} - S_{1y} - S_{5y} - S_3 - P_{\Delta y} = 0 \Rightarrow S_{4y} - S_{5y} = S_{1y} + S_3 + P_{\Delta y} \Rightarrow$$

$$0.38 \cdot S_4 - 0.38 \cdot S_5 = 0.38 \cdot S_1 + S_3 + P_{\Delta y} \Rightarrow$$

$$S_4 - S_5 = S_1 + (S_3 + P_{\Delta y})/0.38 = 2016.3 \text{ [Kp]} + (114.1 \text{ [Kp]} + 1454.3 \text{ [Kp]})/0.38$$

$$S_4 - S_5 = 6143.7 \text{ [Kp]} \quad (6.12)$$

Προσθέτοντας τις σχέσεις (6.11) και (6.12) μεταξύ τους προκύπτει:

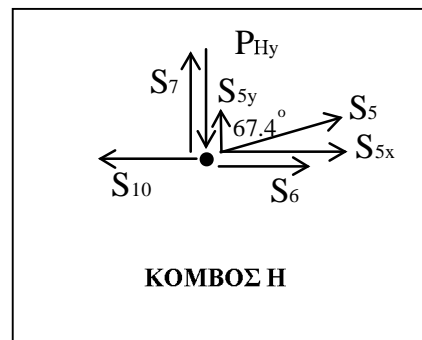
$$S_4 = 4080 \text{ [Kp]}$$

Αφαιρώντας τις σχέσεις (6.11) και (6.12) μεταξύ τους προκύπτει:

$$S_5 = -2063.7 \text{ [Kp]}$$

ΚΟΜΒΟΣ Η

Στο Σχήμα 6.6 παρουσιάζεται ο κόμβος Η και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 6.6: Δυνάμεις στον κόμβο Η

Η δύναμη S_5 αναλύεται σε δύο συνιστώσες, σχέσεις (6.9) και (6.10).

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Η και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_6 + S_{5x} - S_{10} = 0 \Rightarrow S_{10} = S_6 + S_{5x} \Rightarrow$$

$$S_{10} = -1855 \text{ [Kp]} + 0.92 \cdot (-2063.7 \text{ [Kp]})$$

$$S_{10} = -3753.6 \text{ [Kp]}$$

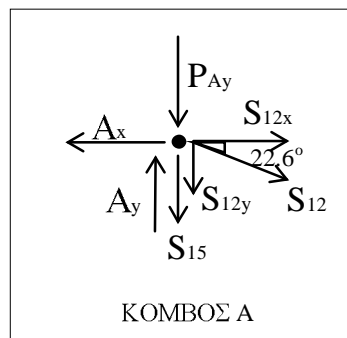
$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_7 + S_{5y} - P_{Hy} = 0 \Rightarrow S_7 = P_{Hy} - S_{5y} \Rightarrow$$

$$S_7 = 191.2 [Kp] - 0.38 \cdot (-2063.7 [Kp])$$

$$S_7 = 975.4 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Α

Στο Σχήμα 6.7 παρουσιάζεται ο κόμβος Α και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 6.7: Δυνάμεις στον κόμβο Α

Η δύναμη S_{12} αναλύεται σε δύο συνιστώσες.

$$S_{12x} = S_{12} \cdot \cos 22.6 \Rightarrow S_{12x} = 0.92 \cdot S_{12} \quad (6.13)$$

$$S_{12y} = S_{12} \cdot \sin 22.6 \Rightarrow S_{12y} = 0.38 \cdot S_{12} \quad (6.14)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Α και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{12x} - A_x = 0 \Rightarrow 0.92 \cdot S_{12} = A_x \Rightarrow$$

$$S_{12} = 7672.14 / 0.92 [Kp]$$

$$S_{12} = 8339.3 [Kp]$$

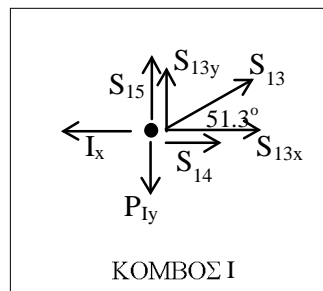
$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow A_y - S_{12y} - S_{15} - P_{Ay} = 0 \Rightarrow S_{15} = A_y - S_{12y} - P_{Ay} \Rightarrow$$

$$S_{15} = 6662.2 [Kp] - 0.38 \cdot 8339.3 [Kp] - 725.9 [Kp]$$

$$S_{15} = 2767.4 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Ι

Στο Σχήμα 6.8 παρουσιάζεται ο κόμβος Ι και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 6.8: Δυνάμεις στον κόμβο Ι

Η δύναμη S_{13} αναλύεται σε δύο συνιστώσες.

$$S_{13x} = S_{13} \cdot \cos 51.3 \Rightarrow S_{13x} = 0.63 \cdot S_{13} \quad (6.15)$$

$$S_{13y} = S_{13} \cdot \sin 51.3 \Rightarrow S_{13y} = 0.78 \cdot S_{13} \quad (6.16)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Ι και έχουμε:

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{15} + S_{13y} - P_{Iy} = 0 \Rightarrow S_{13y} = P_{Iy} - S_{15} \Rightarrow$$

$$S_{13} = (238.9 - 2767.4)/0.78 \text{ [Kp]}$$

$$\mathbf{S_{13} = -3241.7 \text{ [Kp]}}$$

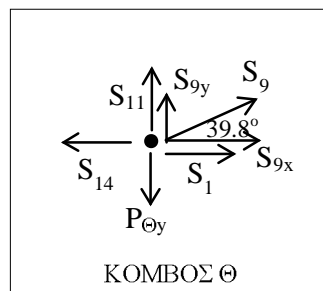
$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{13x} + S_{14} + I_x = 0 \Rightarrow S_{14} = -S_{13x} - I_x \Rightarrow$$

$$S_{14} = -0.63 \cdot (-3241.7 \text{ [Kp]}) - 7672.14 \text{ [Kp]}$$

$$\mathbf{S_{14} = -5629.9 \text{ [Kp]}}$$

ΚΟΜΒΟΣ Θ

Στο Σχήμα 6.9 παρουσιάζεται ο κόμβος Θ και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 6.9: Δυνάμεις στον κόμβο Θ

Η δύναμη S_9 αναλύεται σε δύο συνιστώσες.

$$S_{9x} = S_9 \cdot \cos 39.8 \Rightarrow S_{9x} = 0.77 \cdot S_9 \quad (6.17)$$

$$S_{9y} = S_9 \cdot \sin 39.8 \Rightarrow S_{9y} = 0.64 \cdot S_9 \quad (6.18)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Θ και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{9x} + S_{10} - S_{14} = 0 \Rightarrow S_{9x} = S_{14} - S_{10} \Rightarrow$$

$$S_9 = (-5629.9 [Kp] - (-3753.6 [Kp]))/0.77$$

$$\mathbf{S_9 = -2680.4 [Kp]}$$

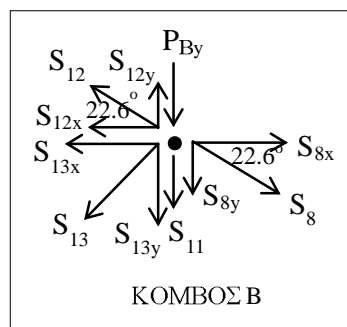
$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{11} + S_{9y} - P_{\Theta y} = 0 \Rightarrow S_{11} = P_{\Theta y} - S_{9y} \Rightarrow$$

$$S_{11} = 233.6 [Kp] - 0.64 \cdot (-2680.4 [Kp])$$

$$\mathbf{S_{11} = 1949.1 [Kp]}$$

ΚΟΜΒΟΣ Β

Στο Σχήμα 6.10 παρουσιάζεται ο κόμβος Β και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 6.10: Δυνάμεις στον κόμβο Β

Οι δυνάμεις S_{12} σχέσεις (6.13) και (6.14), S_{13} σχέσεις (6.15) και (6.16) και S_8 αναλύονται σε δύο συνιστώσες:

$$S_{8x} = S_8 \cdot \cos 22.6 \Rightarrow S_{8x} = 0.92 \cdot S_8 \quad (6.19)$$

$$S_{8y} = S_8 \cdot \sin 22.6 \Rightarrow S_{8y} = 0.38 \cdot S_8 \quad (6.20)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Β και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{8x} - S_{12x} - S_{13x} = 0 \Rightarrow S_{8x} = S_{12x} + S_{13x} \Rightarrow$$

$$S_8 = S_{12} + (0.63/0.92) \cdot S_{13} \Rightarrow$$

$$S_8 = 8339.3 [Kp] + (0.63/0.92) \cdot (-3241.7 [Kp]) \Rightarrow$$

$$\mathbf{S_8 = 6119.4 [Kp]}$$

6.2.2 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1^{ου} ΚΑΙ 5^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Υπολογίζουμε τις δυνάμεις των ράβδων των δικτυωμάτων 1 και 5 όπως υπολογίσαμε τις αντίστοιχες δυνάμεις των ράβδων των δικτυωμάτων 2, 3 και 4 στην παράγραφο 6.2.1 και προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

ΚΟΜΒΟΣ Ε

$$S_1 = 1117.2 [Kp]$$

$$S_2 = -1027.8 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Ζ

$$S_6 = -1027.8 [Kp]$$

$$S_3 = 114.1 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Δ

$$S_4 = 2309.5 [Kp]$$

$$S_5 = -1192.3 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Η

$$S_{10} = -2124.7 [Kp]$$

$$S_7 = 644.3 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Α

$$S_{12} = 4856.7 [Kp]$$

$$S_{15} = 1762.4 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Ι

$$S_{13} = -1953.3 [Kp]$$

$$S_{14} = -3257.1 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Θ

$$S_9 = -1445.3 [Kp]$$

$$S_{11} = 1158.6 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Β

$$S_8 = 3519.1 [Kp]$$

6.3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ

6.3.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Στον Πίνακα 6.1 φαίνονται οι δυνάμεις των ράβδων για τα δικτύωματα 2, 3 και 4.

Πίνακας 6.1: Χαρακτηρισμός ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως Η.

Ράβδος	Μέλος Δικτύωματος	Μήκος (m)	Σύμβολο Δύναμης	Δύναμη (Κρ)	Χαρακτηρισμός ράβδου
1	ΔΕ	3.25	S ₁	2016.2	Εφελκόμενη
2	ΕΖ	3.00	S ₂	-1854.9	Θλιβόμενη
3	ΔΖ	1.25	S ₃	114.1	Εφελκόμενη
4	ΓΔ	3.25	S ₄	4079.9	Εφελκόμενη
5	ΔΗ	3.25	S ₅	-2063.7	Θλιβόμενη
6	ΖΗ	3.00	S ₆	-1854.9	Θλιβόμενη
7	ΓΗ	2.50	S ₇	975.4	Εφελκόμενη
8	ΒΓ	3.25	S ₈	6119.4	Εφελκόμενη
9	ΓΘ	3.90	S ₉	-2436.9	Θλιβόμενη
10	ΗΘ	3.00	S ₁₀	-3753.5	Θλιβόμενη
11	ΒΘ	3.75	S ₁₁	1793.2	Εφελκόμενη
12	ΑΒ	3.25	S ₁₂	8339.3	Εφελκόμενη
13	ΒΙ	4.80	S ₁₃	-3241.7	Θλιβόμενη
14	ΘΙ	3.00	S ₁₄	-5629.9	Θλιβόμενη
15	ΑΙ	5.00	S ₁₅	2767.4	Εφελκόμενη

6.3.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1^{ου} ΚΑΙ 5^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Στον Πίνακα 6.2 φαίνονται οι δυνάμεις των ράβδων για τα δικτύωματα 1 και 5.

Πίνακας 6.2: Χαρακτηρισμός ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως Η.

Ράβδος	Μέλος Δικτύωματος	Μήκος (m)	Σύμβολο Δύναμης	Δύναμη (Κρ)	Χαρακτηρισμός ράβδου
1	ΔΕ	3.25	S ₁	1117.2	Εφελκόμενη
2	ΕΖ	3.00	S ₂	-1027.8	Θλιβόμενη
3	ΔΖ	1.25	S ₃	114.1	Εφελκόμενη
4	ΓΔ	3.25	S ₄	2309.5	Εφελκόμενη
5	ΔΗ	3.25	S ₅	-1192.3	Θλιβόμενη
6	ΖΗ	3.00	S ₆	-1027.8	Θλιβόμενη
7	ΓΗ	2.50	S ₇	644.3	Εφελκόμενη
8	ΒΓ	3.25	S ₈	3519.1	Εφελκόμενη
9	ΓΘ	3.90	S ₉	-1445.3	Θλιβόμενη
10	ΗΘ	3.00	S ₁₀	-2124.7	Θλιβόμενη
11	ΒΘ	3.75	S ₁₁	1158.6	Εφελκόμενη
12	ΑΒ	3.25	S ₁₂	4856.7	Εφελκόμενη
13	ΒΙ	4.80	S ₁₃	-1953.3	Θλιβόμενη
14	ΘΙ	3.00	S ₁₄	-3237.6	Θλιβόμενη
15	ΑΙ	5.00	S ₁₅	1762.4	Εφελκόμενη

6.4 ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ Η

Για χάλυβα St37 και περίπτωση φορτίσεως “Η” από τον Πίνακα 6.3 βρίσκουμε:

- Επιτρεπόμενη τάση σε εφέλκυσμό: $\sigma_{\varepsilon\varphi}^{\varepsilon\varphi} = 1600 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$
- Επιτρεπόμενη τάση σε θλίψη: $\sigma_{\varepsilon\varphi}^{\theta\lambda} = 1400 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$

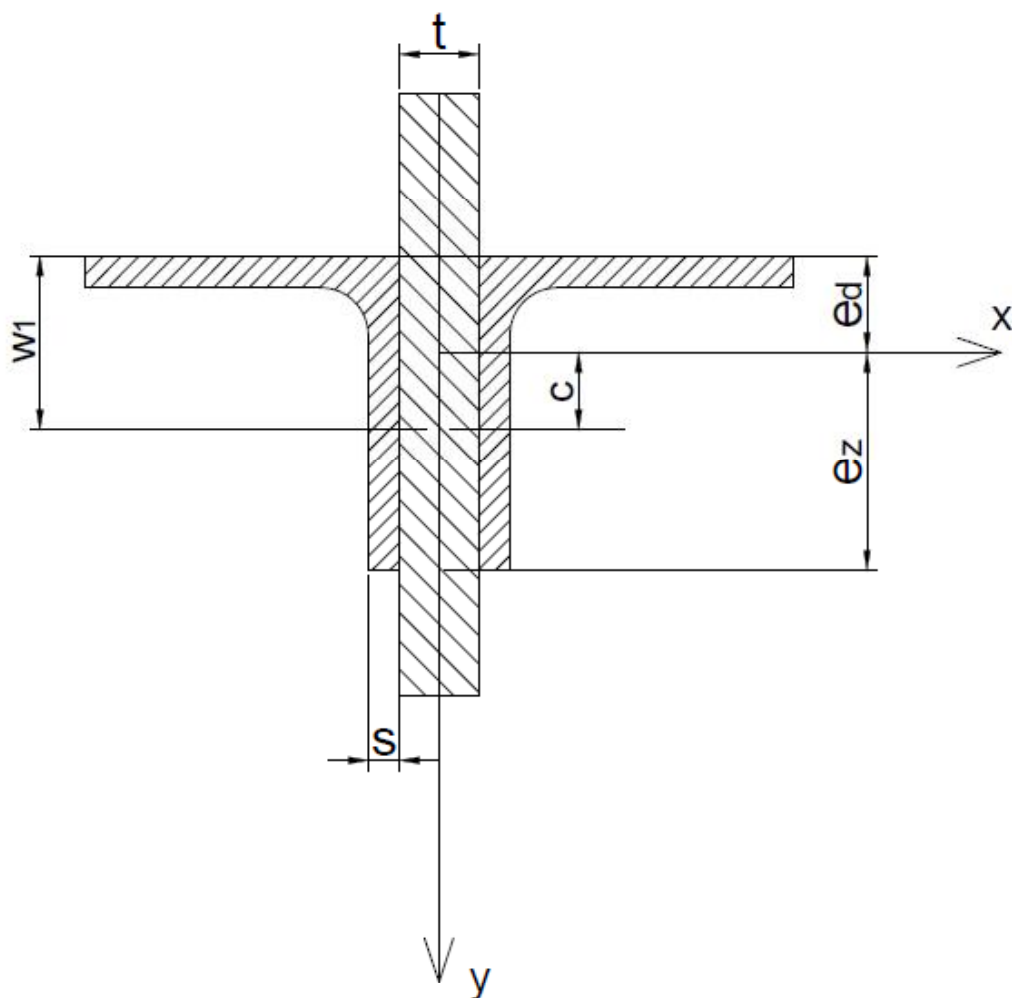
Πίνακας 6.3: Επιτρεπόμενες τάσεις τεμαχίων κατασκευής σε $[\text{Kp/cm}^2]$

Α/Α	Είδος τάσης	Υλικό τεμαχίων					
		St 33		St 37		St 52	
		Περίπτωση φορτίσεως					
		Π	ΠΖ	Π	ΠΖ	Η	ΗΖ
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"> • Εφέλκυσμός από αξονική δύναμη. • Εφέλκυσμός 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

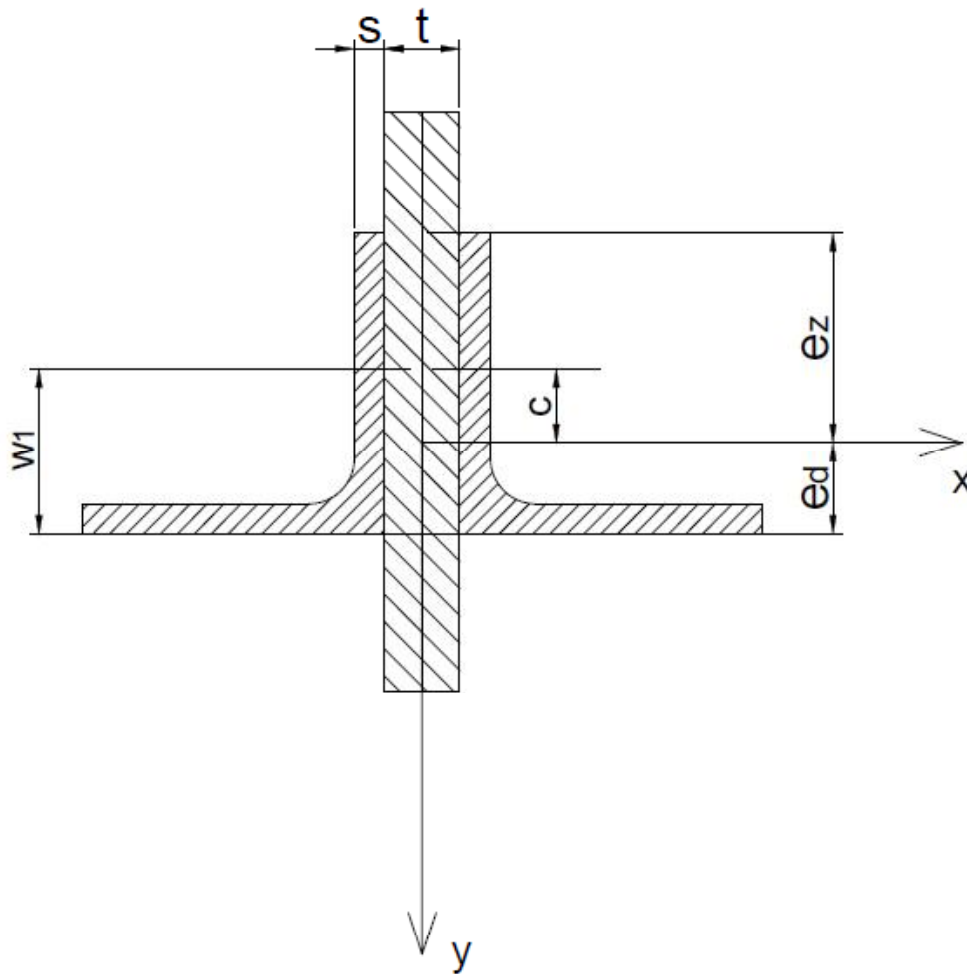
6.5 ΕΚΛΟΓΗ ΚΑΤΑΛΛΗΛΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ

Θα δείξουμε αναλυτικά τους υπολογισμούς για την εκλογή των διατομών των ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύματος οι οποίες δέχονται πιο μεγάλα φορτία από τις αντίστοιχες ράβδους του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύματος.

Υποθέτουμε ότι τα γωνιακά ελάσματα που εφελκούνται θα τοποθετηθούν με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Ενώ τα γωνιακά ελάσματα που θλίβονται θα τοποθετηθούν με το ελεύθερο πέλμα στο κάτω μέρος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12.



Σχήμα 6.11: Διπλό γωνιακό έλασμα με το ελεύθερο πέλιμα στο άνω μέρος για τα εφελκόμενα τμήματα του δικτυώματος.



Σχήμα 6.12: Διπλό γωνιακό έλασμα με το ελεύθερο πέλμα στο κάτω μέρος για τα θλιβόμενα τμήματα του δικτύματος.

6.5.1 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

6.5.1.1 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

- **ΡΑΒΔΟΣ 1 (ΔΕ)**

Η ράβδος 1 καταπονείται με εφελκυστική δύναμη $S_1 = 2016.2 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοιλώσεως.

Για την αρχική εκτίμηση της χρήσιμης διατομής F_n εφαρμόζουμε την βασική σχέση του εφελκυσμού.

$$\sigma_{υπ} \leq \sigma_{εφ} \Rightarrow \frac{S_1}{F_n} \leq \sigma_{εφ} \Rightarrow F_n \geq \frac{S_1}{\sigma_{εφ}} \quad (6.21)$$

$$F_n \geq \frac{2016.2 [Kp]}{1600 [Kp/cm^2]} \Rightarrow F_n \geq \mathbf{1.26 [cm^2]}$$

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα (2L), προκύπτει ότι η χρήσιμη διατομή για το ένα (L) είναι:

$$F_{n(1)} = \frac{F_n}{2} \geq \frac{1.26}{2} = 0.63 [cm^2]$$

▪ Εκλογή διατομής

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 40 × 4**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} F &= \mathbf{3.08 [cm^2]} \\ W_x &= \mathbf{1.56 [cm^3]} \\ w_1 &= \mathbf{2.2 [cm]} \\ e &= \mathbf{1.12 [cm]} \\ I_x = I_y &= \mathbf{4.48 [cm^4]} \end{aligned}$$

▪ Εκκεντρότητα

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλίωσης:

$$c = w_1 - e \quad (6.22)$$

$$c = 2.2 [cm] - 1.12 [cm] \Rightarrow c = \mathbf{1.08 [cm]}$$

▪ Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε εφελκυσμό και κάμψη. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_1 = S_1 \cdot c \quad (6.23)$$

$$M_1 = 2016.2 [Kp/cm^2] \cdot 1.08 [cm]$$

$$M_1 = \mathbf{2177.5 [Kp \cdot cm]}$$

▪ Πάχος κομβοελάσματος

$$t = 10 [mm]$$

▪ **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Για **2L 40** με πάχος κορμού $s = 4 [mm]$, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6.11, το μικρότερο πάχος είναι:

$$t_{min} = \{4, 10, 4\} = 4 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm] \quad (6.24)$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 4[mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 12.14 [mm]$$

Η πλησιέστερη τυποποιημένη διάμετρος κοχλιών είναι $d_1 = 12 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M12**.

▪ **Χρήσιμη διατομή ράβδου**

Η αναγκαία χρήσιμη διατομή F_n της ράβδου 1, η οποία πρέπει να υπάρχει για να εξασφαλίζεται η αντοχή υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_n = F - \Delta F = F - n^* \cdot d \cdot t \quad (6.25)$$

Όπου: $n^*=1$ επειδή η κρίσιμη τομή θραύσης περιέχει μια οπή, διότι στα ελάσματα που επιλέξαμε χωράει μόνο μια σειρά κοχλιών

$$d = d_1 + 1 = 12 + 1 = 13 [m] = 1.3 [cm]$$

Προκύπτει:

$$F_n = 2 \cdot (3.08 - 1 \cdot 1.3 [cm] \cdot 0.4 [cm])$$

$$F_n = 5.12 [cm^2] > 1.26 [cm^2]$$

Παρατηρούμε ότι η χρήσιμη διατομή είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη συνεπώς είναι αποδεκτή.

▪ **Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως**

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 1 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, οπότε η ζώνη εφελκυσμού λόγω κάμψεως είναι στο κάτω μέρος για το οποίο η χρήσιμη ροπή αντιστάσεως είναι:

$$W_n = W_z = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 1.56 [cm^3] \Rightarrow W_n = 3.12 [cm^3]$$

▪ **Υπάρχουσα τάση**

Η υπάρχουσα τάση θα είναι το άθροισμα της τάσης που προκύπτει από την εφελκυστική δύναμη S_1 και της τάσης που προκύπτει από την ροπή κάμψεως $M_1 = S_1 \cdot c$ λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας.

$$\sigma_{υπ} = \frac{S_1}{F_n} + \frac{M_1}{W_n} \quad (6.26)$$

$$\sigma_{υπ} = \frac{2016.2 [Kp]}{5.12 [cm^2]} + \frac{2177.5 [Kp \cdot cm]}{3.12 [cm^3]}$$

$$\sigma_{υπ} = 1091.7 [Kp/cm^2]$$

▪ **Έλεγχος ράβδου 1**

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{υπ} = 1091.7 [Kp/cm^2] < \sigma_{επ}^{εφ} = 1600 [Kp/cm^2]$$

Συνεπώς η διατομή $2L 40 \times 4$ είναι κατάλληλη.

▪ **Αποστάσεις ακραίων ινών από την ουδέτερη ζώνη**

Προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S της διατομής, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκυσόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα πάνω, όπως στο Σχήμα Σχήμα 6.11, τότε η εφελκυσόμενη ζώνη είναι στο κάτω μέρος. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκυσόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = a - e = 4 - 1.12 = 2.88 [cm]$$

$$e_d = e = 1.12 [cm]$$

▪ **Ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης**

Η περιοχή θλίψης λόγω κάμψεως στην ράβδο 1 είναι στο άνω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και εφελκυστικές τάσεις λόγω της εφελκυστικής δύναμης S_1 . Εάν τελικά υπάρχει θλιβόμενη ζώνη στην ράβδο 1 αυτή θα είναι στο άνω μέρος. Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_1}{W_d} \geq \frac{S_1}{F_n} \quad (6.27)$$

Όπου:

Ροπή αντιστάσεως της διατομής για την θλιβόμενη ζώνη:

$$W_d = \frac{2 \cdot I}{e_d} = \frac{2 \cdot 4.48 [cm^4]}{1.12 [cm]} \Rightarrow W_d = 8 [cm^3]$$

$$\frac{M_1}{W_d} = \frac{2177.5 [Kp \cdot cm]}{8 [cm^3]} = 272.2 [Kp/cm^2]$$

$$\frac{S_1}{F_n} = \frac{2016.2 [Kp]}{5.12 [cm^2]} = 393.8 [Kp/cm^2]$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_1}{W_d} < \frac{S_1}{F_n}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς δεν υπάρχει θλιβόμενη ζώνη.

- **ΡΑΒΔΟΣ 3 (ΔΖ)**

Η ράβδος 3 καταπονείται με εφελκυστική δύναμη $S_3 = 114.1 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως.

Για την αρχική εκτίμηση της χρήσιμης διατομής F_n εφαρμόζουμε την βασική σχέση του εφελκυσμού.

$$\sigma_{\text{υπ}} \leq \sigma_{\text{επ}}^{\text{εφ}} \Rightarrow \frac{S_3}{F_n} \leq \sigma_{\text{επ}}^{\text{εφ}} \Rightarrow F_n \geq \frac{S_3}{\sigma_{\text{επ}}^{\text{εφ}}}$$

$$F_n \geq \frac{114.1 [Kp]}{1600 [Kp/cm^2]} \Rightarrow F_n \geq 0.07 [cm^2]$$

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα ($2L$), προκύπτει ότι η χρήσιμη διατομή για το ένα (L) είναι:

$$F_{n(1)} = \frac{F_n}{2} \geq \frac{0.07}{2} = 0.04 [cm^2]$$

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 40 × 4**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$F = 3.08 [cm^2]$$

$$W_x = 1.56 [cm^3]$$

$$\begin{aligned}
 w_1 &= 2.2 \text{ [cm]} \\
 e &= 1.12 \text{ [cm]} \\
 I_x = I_y &= 4.48 \text{ [cm}^4\text{]}
 \end{aligned}$$

▪ **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 2.2 \text{ [cm]} - 1.12 \text{ [cm]} \Rightarrow c = 1.08 \text{ [cm]}$$

▪ **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε εφελκυσμό και κάμψη. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_3 = S_3 \cdot c_3$$

$$M_3 = 114.1 \text{ [Kp]} \cdot 1.08 \text{ [cm]}$$

$$M_3 = 123.2 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}$$

▪ **Πάχος κομβοελάσματος**

$$t = 10 \text{ [mm]}$$

▪ **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Για **2L 40** με πάχος κορμού $s = 4 \text{ [mm]}$, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6.11, το μικρότερο πάχος είναι:

$$t_{min} = \{4, 10, 4\} = 4 \text{ [mm]}$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 4 \text{ [mm]}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = 12.14 \text{ [mm]}$$

Η πλησιέστερη τυποποιημένη διάμετρος κοχλιών είναι $d_1 = 12 \text{ [mm]}$, δηλαδή κοχλίες **M12**.

▪ **Χρήσιμη διατομή ράβδου**

Η αναγκαία χρήσιμη διατομή F_n της ράβδου 3, η οποία πρέπει να υπάρχει για να εξασφαλίζεται η αντοχή υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_n = F - \Delta F = F - n^* \cdot d \cdot t$$

Όπου: $n^*=1$ επειδή η κρίσιμη τομή θραύσης περιέχει μια οπή, διότι στα ελάσματα που επιλέξαμε χωράει μόνο μια σειρά κοχλιών

$$d = d_1 + 1 = 12 + 1 = 13 [m] = 1.3 [cm]$$

Προκύπτει:

$$F_n = 2 \cdot (3.08 - 1 \cdot 1.3 [cm] \cdot 0.4 [cm])$$

$$F_n = 5.12 [cm^2] > 0.07 [cm^2]$$

Παρατηρούμε ότι η χρήσιμη διατομή είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη συνεπώς είναι αποδεκτή.

▪ **Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως**

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 3 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, οπότε η ζώνη εφελκυσμού λόγω κάμψεως είναι στο κάτω μέρος για το οποίο η χρήσιμη ροπή αντιστάσεως είναι:

$$W_n = W_z = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 1.56 [cm^3] \Rightarrow W_n = 3.12 [cm^3]$$

▪ **Υπάρχουσα τάση**

Η υπάρχουσα τάση θα είναι το άθροισμα της τάσης που προκύπτει από την εφελκυστική δύναμη S_3 και της τάσης που προκύπτει από την ροπή κάμψεως M_3 λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας.

$$\sigma_{v\pi} = \frac{S_3}{F_n} + \frac{M_3}{W_n}$$

$$\sigma_{v\pi} = \frac{114.1 [Kp]}{5.12 [cm^2]} + \frac{123.2 [Kp \cdot cm]}{3.12 [cm^3]}$$

$$\sigma_{v\pi} = 61.8 [Kp/cm^2]$$

▪ **Έλεγχος ράβδου 3**

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{v\pi} = 61.8 [Kp/cm^2] < \sigma_{\varepsilon\varphi} = 1600 [Kp/cm^2]$$

Συνεπώς η διατομή **2L 40 × 4** είναι κατάλληλη.

▪ **Αποστάσεις ακραίων ινών από την ουδέτερη ζώνη**

Προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S της διατομής, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα πάνω, όπως στο Σχήμα 6.11, τότε η εφελκυστική ζώνη είναι στο κάτω μέρος. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = a - e = 4 - 1.12 = 2.88 \text{ [cm]}$$

$$e_d = e = 1.12 \text{ [cm]}$$

▪ **Ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης**

Η περιοχή θλίψης λόγω κάμψεως στην ράβδο 3 είναι στο άνω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και εφελκυστικές τάσεις λόγω της εφελκυστικής δύναμης S_1 . Εάν τελικά υπάρχει θλιβόμενη ζώνη στην ράβδο 3 αυτή θα είναι στο άνω μέρος. Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_3}{W_d} \geq \frac{S_3}{F_n}$$

Όπου:

Ροπή αντιστάσεως της διατομής για την θλιβόμενη ζώνη:

$$W_d = \frac{2 \cdot I}{e_d} = \frac{2 \cdot 4.48 \text{ [cm}^4\text{]}}{1.12 \text{ [cm]}} \Rightarrow W_d = 8 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\frac{M_3}{W_d} = \frac{123.2 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{8 \text{ [cm}^3\text{]}} = 15.4 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

$$\frac{S_3}{F_n} = \frac{114.1 \text{ [Kp]}}{5.12 \text{ [cm}^2\text{]}} = 22.3 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_2}{W_d} < \frac{S_2}{F_n}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς **δεν υπάρχει θλιβόμενη ζώνη.**

- **ΡΑΒΔΟΣ 4 (ΓΔ)**

Η ράβδος 4 καταπονείται με εφελκυστική δύναμη $S_4 = 4079.9 \text{ [Kp]}$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως.

Για την αρχική εκτίμηση της χρήσιμης διατομής F_n εφαρμόζουμε την βασική σχέση του εφελκυσμού.

$$\sigma_{υπ} \leq \sigma_{εφ} \Rightarrow \frac{S_4}{F_n} \leq \sigma_{εφ} \Rightarrow F_n \geq \frac{S_4}{\sigma_{εφ}}$$

$$F_n \geq \frac{4079.9 \text{ [Kp]}}{1600 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}} \Rightarrow F_n \geq 2.55 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα ($2L$), προκύπτει ότι η χρήσιμη διατομή για το ένα (L) είναι:

$$F_{n(1)} = \frac{F_n}{2} \geq \frac{2.55}{2} = 1.28 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα $2L 55 \times 6$. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$F = 6.31 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$W_x = 4.4 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$w_1 = 3 \text{ [cm]}$$

$$e = 1.56 \text{ [cm]}$$

$$I_x = I_y = 17.3 \text{ [cm}^4\text{]}$$

- **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 3 \text{ [cm]} - 1.56 \text{ [cm]} \Rightarrow c = 1.44 \text{ [cm]}$$

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε εφελκυσμό και κάμψη. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_4 = S_4 \cdot c$$

$$M_4 = 4079.9 [Kp] \cdot 1.44 [cm]$$

$$M_4 = 5875.1 [Kp \cdot cm]$$

▪ **Πάχος κουβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

▪ **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Για **2L 55** με πάχος κορμού $s = 6 [mm]$, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6.11, το μικρότερο πάχος είναι:

$$t_{min} = \{6, 10, 6\} = 6 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 6[mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 15.32 [mm]$$

Η πλησιέστερη τυποποιημένη διάμετρος κοχλιών είναι $d_1 = 16 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M16**.

▪ **Χρήσιμη διατομή ράβδου**

Η αναγκαία χρήσιμη διατομή F_n της ράβδου 4, η οποία πρέπει να υπάρχει για να εξασφαλίζεται η αντοχή υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_n = F - \Delta F = F - n^* \cdot d \cdot t$$

Όπου: $n^*=1$ επειδή η κρίσιμη τομή θραύσης περιέχει μια οπή, διότι στα ελάσματα που επιλέξαμε χωράει μόνο μια σειρά κοχλιών

$$d = d_1 + 1 = 16 + 1 = 17 [m] = 1.7 [cm]$$

Προκύπτει:

$$F_n = 2 \cdot (6.31 - 1 \cdot 1.3 [cm] \cdot 0.6 [cm])$$

$$F_n = 11.06 [cm^2] > 2.55 [cm^2]$$

Παρατηρούμε ότι η χρήσιμη διατομή είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη συνεπώς είναι αποδεκτή.

▪ **Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως**

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 4 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, οπότε η ζώνη εφελκυσμού λόγω κάμψεως είναι στο κάτω μέρος για το οποίο η χρήσιμη ροπή αντιστάσεως είναι:

$$W_n = W_z = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 4.4 [cm^3] \Rightarrow W_n = 8.8 [cm^3]$$

▪ **Υπάρχουσα τάση**

Η υπάρχουσα τάση θα είναι το άθροισμα της τάσης που προκύπτει από την εφελκυστική δύναμη S_4 και της τάσης που προκύπτει από την ροπή κάμψεως M_4 λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας.

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{S_4}{F_n} + \frac{M_4}{W_n}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{4079.9 [Kp]}{11.06 [cm^2]} + \frac{5875.1 [Kp \cdot cm]}{8.8 [cm^3]}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = 1036.5 [Kp/cm^2]$$

▪ **Έλεγχος ράβδου 4**

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{\nu\pi} = 1036.5 [Kp/cm^2] < \sigma_{\varepsilon\pi}^{\varepsilon\varphi} = 1600 [Kp/cm^2]$$

Συνεπώς η διατομή **2L 55 × 6** είναι κατάλληλη.

▪ **Αποστάσεις ακραίων ινών από την ουδέτερη ζώνη**

Προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S της διατομής, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκυσόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα πάνω, όπως στο Σχήμα 6.11, τότε η εφελκυσόμενη ζώνη είναι στο κάτω μέρος. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκυσόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = a - e = 5.5 - 1.56 = 3.94 [cm]$$

$$e_d = e = 1.56 [cm]$$

▪ **Ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης**

Η περιοχή θλίψης λόγω κάμψεως στην ράβδο 4 είναι στο άνω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και εφελκυστικές τάσεις λόγω της εφελκυστικής δύναμης S_4 . Εάν τελικά υπάρχει θλιβόμενη ζώνη στην ράβδο 4 αυτή θα είναι στο άνω μέρος. Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_4}{W_d} \geq \frac{S_4}{F_n}$$

Όπου:

Ροπή αντιστάσεως της διατομής για την θλιβόμενη ζώνη:

$$W_d = \frac{2 \cdot I}{e_d} = \frac{2 \cdot 17.3 [cm^4]}{1.56 [cm]} \Rightarrow W_d = 22.17 [cm^3]$$

$$\frac{M_4}{W_d} = \frac{5875.1 [Kp \cdot cm]}{22.17 [cm^3]} = 265 [Kp/cm^2]$$

$$\frac{S_4}{F_n} = \frac{4079.9 [Kp]}{11.06 [cm^2]} = 368.9 [Kp/cm^2]$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_4}{W_d} < \frac{S_4}{F_n}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς δεν υπάρχει θλιβόμενη ζώνη.

- **ΡΑΒΔΟΣ 7 (ΓΗ)**

Η ράβδος 7 καταπονείται με εφελκυστική δύναμη $S_7 = 975.4 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως.

Για την αρχική εκτίμηση της χρήσιμης διατομής F_n εφαρμόζουμε την βασική σχέση του εφελκυσμού.

$$\sigma_{\nu\pi} \leq \sigma_{\varepsilon\pi} \Rightarrow \frac{S_7}{F_n} \leq \sigma_{\varepsilon\pi} \Rightarrow F_n \geq \frac{S_7}{\sigma_{\varepsilon\pi}}$$

$$F_n \geq \frac{975.4 [Kp]}{1600 [Kp/cm^2]} \Rightarrow F_n \geq 0.61 [cm^2]$$

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα (2L), προκύπτει ότι η χρήσιμη διατομή για το ένα (L) είναι:

$$F_{n(1)} = \frac{F_n}{2} \geq \frac{0.61}{2} = 0.31 [cm^2]$$

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 40 × 4**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} F &= 3.08 [cm^2] \\ W_x &= 1.56 [cm^3] \\ w_1 &= 2.2 [cm] \\ e &= 1.12 [cm] \\ I_x = I_y &= 4.48 [cm^4] \end{aligned}$$

- **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 2.2 [cm] - 1.12 [cm] \Rightarrow c = 1.08 [cm]$$

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε εφελκυσμό και κάμψη. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_7 = S_7 \cdot c$$

$$M_7 = 975.4 [Kp] \cdot 1.08 [cm]$$

$$M_7 = 1053.4 [Kp \cdot cm]$$

- **Πάχος κουβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Για **2L 40** με πάχος κορμού $s = 4 [mm]$, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6.11, το μικρότερο πάχος είναι:

$$t_{min} = \{4, 10, 4\} = 4 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 4 [mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 12.14 [mm]$$

Η πλησιέστερη τυποποιημένη διάμετρος κοχλίων είναι $d_1 = 12 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M12**.

▪ **Χρήσιμη διατομή ράβδου**

Η αναγκαία χρήσιμη διατομή F_n της ράβδου 7, η οποία πρέπει να υπάρχει για να εξασφαλίζεται η αντοχή υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_n = F - \Delta F = F - n^* \cdot d \cdot t$$

Όπου: $n^*=1$ επειδή η κρίσιμη τομή θραύσης περιέχει μια οπή, διότι στα ελάσματα που επιλέξαμε χωράει μόνο μια σειρά κοχλίων

$$d = d_1 + 1 = 12 + 1 = 13 [m] = 1.3 [cm]$$

Προκύπτει:

$$F_n = 2 \cdot (3.08 - 1 \cdot 1.3 [cm] \cdot 0.4 [cm])$$

$$F_n = 5.12 [cm^2] > 0.61 [cm^2]$$

Παρατηρούμε ότι η χρήσιμη διατομή είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη συνεπώς είναι αποδεκτή.

▪ **Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως**

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 7 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, οπότε η ζώνη εφελκυσμού λόγω κάμψεως είναι στο κάτω μέρος για το οποίο η χρήσιμη ροπή αντιστάσεως είναι:

$$W_n = W_z = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 1.56 [cm^3] \Rightarrow W_n = 3.12 [cm^3]$$

▪ **Υπάρχουσα τάση**

Η υπάρχουσα τάση θα είναι το άθροισμα της τάσης που προκύπτει από την εφελκυστική δύναμη S_7 και της τάσης που προκύπτει από την ροπή κάμψεως M_7 λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας.

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{S_7}{F_n} + \frac{M_7}{W_n}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{975.4 [Kp]}{5.12 [cm^2]} + \frac{1053.4 [Kp \cdot cm]}{3.12 [cm^3]}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = 528.1 [Kp/cm^2]$$

▪ **Έλεγχος ράβδου 7**

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{υπ} = 528.1 \text{ [Kp/cm}^2\text{]} < \sigma_{επ}^{εφ} = 1600 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Συνεπώς η διατομή **2L 40 × 4** είναι κατάλληλη.

▪ **Αποστάσεις ακραίων ινών από την ουδέτερη ζώνη**

Προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S της διατομής, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκυσόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα πάνω, όπως στο Σχήμα 6.11, τότε η εφελκυσόμενη ζώνη είναι στο κάτω μέρος. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκυσόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = a - e = 4 - 1.12 = 2.88 \text{ [cm]}$$

$$e_d = e = 1.12 \text{ [cm]}$$

▪ **Ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης**

Η περιοχή θλίψης λόγω κάμψεως στην ράβδο 7 είναι στο άνω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και εφελκυστικές τάσεις λόγω της εφελκυστικής δύναμης S_7 . Εάν τελικά υπάρχει θλιβόμενη ζώνη στην ράβδο 7 αυτή θα είναι στο άνω μέρος. Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_7}{W_d} \geq \frac{S_7}{F_n}$$

Όπου:

Ροπή αντιστάσεως της διατομής για την θλιβόμενη ζώνη:

$$W_d = \frac{2 \cdot I}{e_d} = \frac{2 \cdot 4.48 \text{ [cm}^4\text{]}}{1.12 \text{ [cm]}} \Rightarrow W_d = 8 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\frac{M_7}{W_d} = \frac{1053.4 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{8 \text{ [cm}^3\text{]}} = 131.7 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

$$\frac{S_7}{F_n} = \frac{975.4 \text{ [Kp]}}{5.12 \text{ [cm}^2\text{]}} = 190.5 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_7}{W_d} < \frac{S_7}{F_n}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς δεν υπάρχει θλιβόμενη ζώνη.

- **ΡΑΒΔΟΣ 8 (ΒΓ)**

Η ράβδος 8 καταπονείται με εφελκυστική δύναμη $S_8 = 6119.4 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως.

Για την αρχική εκτίμηση της χρήσιμης διατομής F_n εφαρμόζουμε την βασική σχέση του εφελκυσμού.

$$\sigma_{\sigma\pi} \leq \sigma_{\varepsilon\varphi} \Rightarrow \frac{S_8}{F_n} \leq \sigma_{\varepsilon\varphi} \Rightarrow F_n \geq \frac{S_8}{\sigma_{\varepsilon\varphi}}$$

$$F_n \geq \frac{6119.4 [Kp]}{1600 [Kp/cm^2]} \Rightarrow F_n \geq 3.82 [cm^2]$$

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα ($2L$), προκύπτει ότι η χρήσιμη διατομή για το ένα (L) είναι:

$$F_{n(1)} = \frac{F_n}{2} \geq \frac{3.82}{2} = 1.91 [cm^2]$$

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 70 × 6**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$F = 8.13 [cm^2]$$

$$W_x = 7.27 [cm^3]$$

$$w_1 = 4 [cm]$$

$$e = 1.93 [cm]$$

$$I_x = I_y = 36.9 [cm^4]$$

- **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως:

$$c = w_1 - e_x$$

$$c = 4 [cm] - 1.93 [cm] \Rightarrow c = 2.07 [cm]$$

▪ **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε εφελκυσμό και κάμψη. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_8 = S_8 \cdot c$$

$$M_8 = 6119.4 [Kp] \cdot 2.07 [cm]$$

$$M_8 = 12667.2 [Kp \cdot cm]$$

▪ **Πάχος κομβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

▪ **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Για **2L 70** με πάχος κορμού $s = 6 [mm]$, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6.11, το μικρότερο πάχος είναι:

$$t_{min} = \{6, 10, 6\} = 6 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 6[mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 15.32 [mm]$$

Η πλησιέστερη τυποποιημένη διάμετρος κοχλιών είναι $d_1 = 16 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M16**.

▪ **Χρήσιμη διατομή ράβδου**

Η αναγκαία χρήσιμη διατομή F_n της ράβδου 8, η οποία πρέπει να υπάρχει για να εξασφαλίζεται η αντοχή υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_n = F - \Delta F = F - n^* \cdot d \cdot t$$

Όπου: $n^*=1$ επειδή η κρίσιμη τομή θραύσης περιέχει μια οπή, διότι στα ελάσματα που επιλέξαμε χωράει μόνο μια σειρά κοχλιών

$$d = d_1 + 1 = 16 + 1 = 17 [m] = 1.7 [cm]$$

Προκύπτει:

$$F_n = 2 \cdot (8.13 - 1 \cdot 1.3 \text{ [cm]} \cdot 0.6 \text{ [cm]})$$

$$F_n = 14.7 \text{ [cm}^2\text{]} > 3.82 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Παρατηρούμε ότι η χρήσιμη διατομή είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη συνεπώς είναι αποδεκτή.

▪ **Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως**

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 8 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, οπότε η ζώνη εφελκυσμού λόγω κάμψεως είναι στο κάτω μέρος για το οποίο η χρήσιμη ροπή αντιστάσεως είναι:

$$W_n = W_z = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 7.27 \text{ [cm}^3\text{]} \Rightarrow W_n = 14.54 \text{ [cm}^3\text{]}$$

▪ **Υπάρχουσα τάση**

Η υπάρχουσα τάση θα είναι το άθροισμα της τάσης που προκύπτει από την εφελκυστική δύναμη S_8 και της τάσης που προκύπτει από την ροπή κάμψεως M_8 λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας.

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{S_8}{F_n} + \frac{M_8}{W_n}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{6119.4 \text{ [Kp]}}{14.7 \text{ [cm}^2\text{]}} + \frac{12667.2 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{14.54 \text{ [cm}^3\text{]}}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = 1287.5 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

▪ **Έλεγχος ράβδου 8**

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{\nu\pi} = 1287.5 \text{ [Kp/cm}^2\text{]} < \sigma_{\varepsilon\pi}^{\varepsilon\varphi} = 1600 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Συνεπώς η διατομή $2L 70 \times 6$ είναι κατάλληλη.

▪ **Αποστάσεις ακραίων ινών από την ουδέτερη ζώνη**

Προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S της διατομής, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα πάνω, όπως στο Σχήμα 6.11, τότε η εφελκυστική ζώνη είναι στο κάτω μέρος. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = a - e = 7 - 1.93 = 5.07 \text{ [cm]}$$

$$e_d = e = 1.93 \text{ [cm]}$$

▪ **Υπαρξη θλιβόμενης ζώνης**

Η περιοχή θλίψης λόγω κάμψεως στην ράβδο 8 είναι στο άνω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και εφελκυστικές τάσεις λόγω της εφελκυστικής δύναμης S_8 . Εάν τελικά υπάρχει θλιβόμενη ζώνη στην ράβδο 8 αυτή θα είναι στο άνω μέρος. Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_8}{W_d} \geq \frac{S_8}{F_n}$$

Όπου:

Ροπή αντιστάσεως της διατομής για την θλιβόμενη ζώνη:

$$W_d = \frac{2 \cdot I}{e_d} = \frac{2 \cdot 36.9 [cm^4]}{1.93 [cm]} \Rightarrow W_d = 38.2 [cm^3]$$

$$\frac{M_8}{W_d} = \frac{12667.2 [Kp \cdot cm]}{38.2 [cm^3]} = 331.6 [Kp/cm^2]$$

$$\frac{S_8}{F_n} = \frac{6119.4 [Kp]}{14.7 [cm^2]} = 416.3 [Kp/cm^2]$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_8}{W_d} < \frac{S_8}{F_n}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς **δεν υπάρχει θλιβόμενη ζώνη**.

• **ΡΑΒΔΟΣ 11 (ΒΘ)**

Η ράβδος 11 καταπονείται με εφελκυστική δύναμη $S_{11} = 1793.2 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοιλώσεως.

Για την αρχική εκτίμηση της χρήσιμης διατομής F_n εφαρμόζουμε την βασική σχέση του εφελκυσμού.

$$\sigma_{υπ} \leq \sigma_{επ}^{\varepsilon\varphi} \Rightarrow \frac{S_{11}}{F_n} \leq \sigma_{επ}^{\varepsilon\varphi} \Rightarrow F_n \geq \frac{S_{11}}{\sigma_{επ}^{\varepsilon\varphi}}$$

$$F_n \geq \frac{1793.2 [Kp]}{1600 [Kp/cm^2]} \Rightarrow F_n \geq 1.12 [cm^2]$$

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα ($2L$), προκύπτει ότι η χρήσιμη διατομή για το ένα (L) είναι:

$$F_{n(1)} = \frac{F_n}{2} \geq \frac{1.12}{2} = 0.56 [cm^2]$$

▪ **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 40 × 4**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} F &= 3.08 [cm^2] \\ W_x &= 1.56 [cm^3] \\ w_1 &= 2.2 [cm] \\ e &= 1.12 [cm] \\ I_x = I_y &= 4.48 [cm^4] \end{aligned}$$

▪ **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 2.2 [cm] - 1.12 [cm] \Rightarrow c = 1.08 [cm]$$

▪ **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε εφελκυσμό και κάμψη. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_{11} = S_{11} \cdot c$$

$$M_{11} = 1793.2 [Kp] \cdot 1.08 [cm]$$

$$M_{11} = 1936.7 [Kp \cdot cm]$$

▪ **Πάχος κουβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

▪ **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Για **2L 40** με πάχος κορμού $s = 4 [mm]$, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6.11, το μικρότερο πάχος είναι:

$$t_{min} = \{4, 10, 4\} = 4 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 4[mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 12.4 [mm]$$

Η πλησιέστερη τυποποιημένη διάμετρος κοχλιών είναι $d_1 = 12 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M12**.

▪ **Χρήσιμη διατομή ράβδου**

Η αναγκαία χρήσιμη διατομή F_n της ράβδου 11, η οποία πρέπει να υπάρχει για να εξασφαλίζεται η αντοχή υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_n = F - \Delta F = F - n^* \cdot d \cdot t$$

Όπου: $n^*=1$ επειδή η κρίσιμη τομή θραύσης περιέχει μια οπή, διότι στα ελάσματα που επιλέξαμε χωράει μόνο μια σειρά κοχλιών
 $d = d_1 + 1 = 12 + 1 = 13 [m] = 1.3 [cm]$

Προκύπτει:

$$F_n = 2 \cdot (3.08 - 1 \cdot 1.3 [cm]) \cdot 0.4 [cm]$$

$$F_n = 5.12 [cm^2] > 1.12 [cm^2]$$

Παρατηρούμε ότι η χρήσιμη διατομή είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη συνεπώς είναι αποδεκτή.

▪ **Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως**

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 11 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, οπότε η ζώνη εφελκυσμού λόγω κάμψεως είναι στο κάτω μέρος για το οποίο η χρήσιμη ροπή αντιστάσεως είναι:

$$W_n = W_z = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 1.56 [cm^3] \Rightarrow W_n = 3.12 [cm^3]$$

▪ **Υπάρχουσα τάση**

Η υπάρχουσα τάση θα είναι το άθροισμα της τάσης που προκύπτει από την εφελκυστική δύναμη S_{11} και της τάσης που προκύπτει από την ροπή κάμψεως M_{11} λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας.

$$\sigma_{υπ} = \frac{S_{11}}{F_n} + \frac{M_{11}}{W_n}$$

$$\sigma_{υπ} = \frac{1793.2 [Kp]}{5.12 [cm^2]} + \frac{1936.7 [Kp \cdot cm]}{3.12 [cm^3]}$$

$$\sigma_{υπ} = 971 [Kp/cm^2]$$

▪ Έλεγχος ράβδου 11

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{υπ} = 971 [Kp/cm^2] < \sigma_{επ}^{εφ} = 1600 [Kp/cm^2]$$

Συνεπώς η διατομή **2L 40 × 4** είναι κατάλληλη.

▪ Αποστάσεις ακραίων ινών από την ουδέτερη ζώνη

Προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S της διατομής, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα πάνω, όπως στο Σχήμα 6.11, τότε η εφελκόμενη ζώνη είναι στο κάτω μέρος. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = a - e = 4 - 1.12 = 2.88 [cm]$$

$$e_d = e = 1.12 [cm]$$

▪ Υπαρξη θλιβόμενης ζώνης

Η περιοχή θλίψης λόγω κάμψεως στην ράβδο 11 είναι στο άνω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και εφελκυστικές τάσεις λόγω της εφελκυστικής δύναμης S_{11} . Εάν τελικά υπάρχει θλιβόμενη ζώνη στην ράβδο 11 αυτή θα είναι στο άνω μέρος. Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_{11}}{W_d} \geq \frac{S_{11}}{F_n}$$

Όπου:

Ροπή αντιστάσεως της διατομής για την θλιβόμενη ζώνη:

$$W_d = \frac{2 \cdot I}{e_d} = \frac{2 \cdot 2.88 [cm^4]}{1.12 [cm]} \Rightarrow W_d = 8 [cm^3]$$

$$\frac{M_{11}}{W_d} = \frac{1936.7 [Kp \cdot cm]}{8 [cm^3]} = 242.1 [Kp/cm^2]$$

$$\frac{S_{11}}{F_n} = \frac{1793.2 [Kp]}{5.12 [cm^2]} = 350.2 [Kp/cm^2]$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_{11}}{W_d} < \frac{S_{11}}{F_n}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς δεν υπάρχει θλιβόμενη ζώνη.

- **ΡΑΒΔΟΣ 12 (AB)**

Η ράβδος 12 καταπονείται με εφελκυστική δύναμη $S_{12} = 8339.3 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως.

Για την αρχική εκτίμηση της χρήσιμης διατομής F_n εφαρμόζουμε την βασική σχέση του εφελκυσμού.

$$\sigma_{υπ} \leq \sigma_{επ}^{\varepsilon\varphi} \Rightarrow \frac{S_{12}}{F_n} \leq \sigma_{επ}^{\varepsilon\varphi} \Rightarrow F_n \geq \frac{S_{12}}{\sigma_{επ}^{\varepsilon\varphi}}$$

$$F_n \geq \frac{8339.3 [Kp]}{1600 [Kp/cm^2]} \Rightarrow F_n \geq 5.21 [cm^2]$$

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα ($2L$), προκύπτει ότι η χρήσιμη διατομή για το ένα (L) είναι:

$$F_{n(1)} = \frac{F_n}{2} \geq \frac{5.21}{2} = 2.6 [cm^2]$$

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 80 × 7**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} F &= 10.8 [cm^2] \\ W_x &= 11.1 [cm^3] \\ w_1 &= 4.5 [cm] \end{aligned}$$

$$e = 2.21 [cm]$$

$$I_x = I_y = 64.2 [cm^4]$$

▪ **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 4.5 [cm] - 2.21 [cm] \Rightarrow c = 2.29 [cm]$$

▪ **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε εφελκυσμό και κάμψη. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_{12} = S_{12} \cdot c$$

$$M_{12} = 8339.3 [Kp] \cdot 2.29 [cm]$$

$$M_{12} = 19097 [Kp \cdot cm]$$

▪ **Πάχος κουβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

▪ **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Για **2L 80** με πάχος κορμού $s = 7 [mm]$, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6.11, το μικρότερο πάχος είναι:

$$t_{min} = \{7, 10, 7\} = 7 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 7 [mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 16.7 [mm]$$

Η πλησιέστερη τυποποιημένη διάμετρος κοχλιών είναι $d_1 = 16 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M16**.

▪ **Χρήσιμη διατομή ράβδου**

Η αναγκαία χρήσιμη διατομή F_n της ράβδου 12, η οποία πρέπει να υπάρχει για να εξασφαλίζεται η αντοχή υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_n = F - \Delta F = F - n^* \cdot d \cdot t$$

Όπου: $n^*=1$ επειδή η κρίσιμη τομή θραύσης περιέχει μια οπή, διότι στα ελάσματα που επιλέξαμε χωράει μόνο μια σειρά κοχλιών

$$d = d_1 + 1 = 16 + 1 = 17 [m] = 1.7 [cm]$$

Προκύπτει:

$$F_n = 2 \cdot (10.8 - 1 \cdot 1.7 [cm]) \cdot 0.7 [cm]$$

$$F_n = 19.22 [cm^2] > 5.21 [cm^2]$$

Παρατηρούμε ότι η χρήσιμη διατομή είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη συνεπώς είναι αποδεκτή.

▪ **Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως**

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 12 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, οπότε η ζώνη εφελκυσμού λόγω κάμψεως είναι στο κάτω μέρος για το οποίο η χρήσιμη ροπή αντιστάσεως είναι:

$$W_n = W_z = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 11.1 [cm^3] \Rightarrow W_n = 22.2 [cm^3]$$

▪ **Υπάρχουσα τάση**

Η υπάρχουσα τάση θα είναι το άθροισμα της τάσης που προκύπτει από την εφελκυστική δύναμη S_{12} και της τάσης που προκύπτει από την ροπή κάμψεως M_{12} λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας.

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{S_{12}}{F_n} + \frac{M_{12}}{W_n}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{8339.3 [Kp]}{19.22 [cm^2]} + \frac{19097 [Kp \cdot cm]}{22.2 [cm^3]}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = 1294.1 [Kp/cm^2]$$

▪ **Έλεγχος ράβδου 12**

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{υπ} = 1294.1 \text{ [Kp/cm}^2\text{]} < \sigma_{\varepsilon\pi}^{\varepsilon\varphi} = 1600 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Συνεπώς η διατομή **2L 80 × 7** είναι κατάλληλη.

▪ **Αποστάσεις ακραίων ινών από την ουδέτερη ζώνη**

Προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S της διατομής, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα πάνω, όπως στο Σχήμα 6.11, τότε η εφελκυστική ζώνη είναι στο κάτω μέρος. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = a - e = 7 - 2.21 = 4.79 \text{ [cm]}$$

$$e_d = e = 2.21 \text{ [cm]}$$

▪ **Υπαρξη θλιβόμενης ζώνης**

Η περιοχή θλίψης λόγω κάμψεως στην ράβδο 12 είναι στο άνω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και εφελκυστικές τάσεις λόγω της εφελκυστικής δύναμης S_{12} . Εάν τελικά υπάρχει θλιβόμενη ζώνη στην ράβδο 12 αυτή θα είναι στο άνω μέρος. Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_{12}}{W_d} \geq \frac{S_{12}}{F_n}$$

Όπου:

Ροπή αντιστάσεως της διατομής για την θλιβόμενη ζώνη:

$$W_d = \frac{2 \cdot I}{e_d} = \frac{2 \cdot 64.2 \text{ [cm}^4\text{]}}{2.21 \text{ [cm]}} \Rightarrow W_d = 58.1 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\frac{M_{12}}{W_d} = \frac{19097 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{58.1 \text{ [cm}^3\text{]}} = 328.7 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

$$\frac{S_{12}}{F_n} = \frac{8339.3 \text{ [Kp]}}{19.22 \text{ [cm}^2\text{]}} = 433.9 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_{12}}{W_d} < \frac{S_{12}}{F_n}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς δεν υπάρχει θλιβόμενη ζώνη.

- **ΡΑΒΔΟΣ 15 (ΑΙ)**

Η ράβδος 15 καταπονείται με εφελκυστική δύναμη $S_{15} = 2767.4 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως.

Για την αρχική εκτίμηση της χρήσιμης διατομής F_n εφαρμόζουμε την βασική σχέση του εφελκυσμού.

$$\sigma_{υπ} \leq \sigma_{εφ} \Rightarrow \frac{S_{15}}{F_n} \leq \sigma_{εφ} \Rightarrow F_n \geq \frac{S_{15}}{\sigma_{εφ}}$$

$$F_n \geq \frac{2767.4 [Kp]}{1600 [Kp/cm^2]} \Rightarrow F_n \geq 1.7 [cm^2]$$

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα (2L), προκύπτει ότι η χρήσιμη διατομή για το ένα (L) είναι:

$$F_{n(1)} = \frac{F_n}{2} \geq \frac{1.7}{2} = 0.85 [cm^2]$$

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 50 × 4**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$F = 3.89 [cm^2]$$

$$W_x = 2.46 [cm^3]$$

$$w_1 = 3 [cm]$$

$$e = 1.36 [cm]$$

$$I_x = I_y = 8.97 [cm^4]$$

- **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 3 [cm] - 1.36 [cm] \Rightarrow c = 1.64 [cm]$$

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε εφελκυσμό και κάμψη. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_{12} = S_{12} \cdot c$$

$$M_{12} = 2767.4 [Kp] \cdot 1.64 [cm]$$

$$M_{12} = 4538.5 [Kp \cdot cm]$$

- **Πάχος κουβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Για **2L 50** με πάχος κορμού $s = 4 [mm]$, όπως φαίνεται και από το Σχήμα 6.11, το μικρότερο πάχος είναι:

$$t_{min} = \{4, 10, 4\} = 4 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 4[mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 12.14 [mm]$$

Η πλησιέστερη τυποποιημένη διάμετρος κοχλιών είναι $d_1 = 12 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M12**.

- **Χρήσιμη διατομή ράβδου**

Η αναγκαία χρήσιμη διατομή F_n της ράβδου 15, η οποία πρέπει να υπάρχει για να εξασφαλίζεται η αντοχή υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_n = F - \Delta F = F - n^* \cdot d \cdot t$$

Όπου: $n^*=1$ επειδή η κρίσιμη τομή θραύσης περιέχει μια οπή, διότι στα ελάσματα που επιλέξαμε χωράει μόνο μια σειρά κοχλιών

$$d = d_1 + 1 = 12 + 1 = 13 [m] = 1.3 [cm]$$

Προκύπτει:

$$F_n = 2 \cdot (3.89 - 1 \cdot 1.3 [cm] \cdot 0.4 [cm])$$

$$F_n = 6.74 [cm^2] > 1.7 [cm^2]$$

Παρατηρούμε ότι η χρήσιμη διατομή είναι μεγαλύτερη από την απαιτούμενη συνεπώς είναι αποδεκτή.

▪ **Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως**

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 15 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, οπότε η ζώνη εφελκυσμού λόγω κάμψεως είναι στο κάτω μέρος για το οποίο η χρήσιμη ροπή αντιστάσεως είναι:

$$W_n = W_z = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 2.46 [cm^3] \Rightarrow W_n = 4.92 [cm^3]$$

▪ **Υπάρχουσα τάση**

Η υπάρχουσα τάση θα είναι το άθροισμα της τάσης που προκύπτει από την εφελκυστική δύναμη S_{15} και της τάσης που προκύπτει από την ροπή κάμψεως M_{15} λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας.

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{S_{15}}{F_n} + \frac{M_{15}}{W_n}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{2767.4 [Kp]}{6.74 [cm^2]} + \frac{4538.5 [Kp \cdot cm]}{4.92 [cm^3]}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = 1333.1 [Kp/cm^2]$$

▪ **Έλεγχος ράβδου 15**

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{\nu\pi} = 1333.1 [Kp/cm^2] < \sigma_{\varepsilon\varphi}^{\varepsilon\varphi} = 1600 [Kp/cm^2]$$

Συνεπώς η διατομή **2L 50 × 4** είναι κατάλληλη.

▪ **Αποστάσεις ακραίων ινών από την ουδέτερη ζώνη**

Προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S της διατομής, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα πάνω, όπως στο Σχήμα 6.11, τότε η εφελκυστική ζώνη είναι στο κάτω μέρος. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = a - e = 5 - 1.36 = 3.64 \text{ [cm]}$$

$$e_d = e = 1.36 \text{ [cm]}$$

▪ **Υπαρξη θλιβόμενης ζώνης**

Η περιοχή θλίψης λόγω κάμψεως στην ράβδο 15 είναι στο άνω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και εφελκυστικές τάσεις λόγω της εφελκυστικής δύναμης S_{15} . Εάν τελικά υπάρχει θλιβόμενη ζώνη στην ράβδο 13 αυτή θα είναι στο άνω μέρος. Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_{15}}{W_d} \geq \frac{S_{15}}{F_n}$$

Όπου:

Ροπή αντιστάσεως της διατομής για την θλιβόμενη ζώνη:

$$W_d = \frac{2 \cdot I}{e_d} = \frac{2 \cdot 8.97 \text{ [cm}^4\text{]}}{1.36 \text{ [cm]}} \Rightarrow W_d = 13.2 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\frac{M_{15}}{W_d} = \frac{4538.5 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{13.2 \text{ [cm}^3\text{]}} = 343.8 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

$$\frac{S_{15}}{F_n} = \frac{2767.4 \text{ [Kp]}}{6.74 \text{ [cm}^2\text{]}} = 410.6 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_{15}}{W_d} < \frac{S_{15}}{F_n}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς **δεν υπάρχει θλιβόμενη ζώνη**.

Από τους παραπάνω υπολογισμούς για τις ράβδους που εφελκύνονται προκύπτει ο Πίνακας 6.4.

Πίνακας 6.4: Αναπτυσσόμενες δυνάμεις, ροπές και διατομές εφελκυσόμενων ράβδων 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύωματος.

Ράβδος	S (Kp)	2L	F (cm ²)	W _x (cm ³)	w ₁ (cm)	e (cm)	c (cm)	M (Nm)	F _n (cm ²)	W _d (cm ³)	σ _{υπ} (Kp/cm ²)
1	2016.2	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	2177.5	5.12	3.12	1091.7
3	114.1	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	123.2	5.12	3.12	61.8
4	4079.9	55x6	6.31	4.4	3	1.56	1.44	5875.1	11.06	8.8	1036.5
7	975.4	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	1053.4	5.12	3.12	528.1
8	6119.4	70x6	8.13	7.27	4	1.93	2.07	12667.2	14.7	14.54	1287.5
11	1793.2	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	1936.6	5.12	3.12	971
12	8339.3	80x7	10.8	11.1	4.5	2.21	2.29	19097	19.22	22.2	1294.1
15	2767.4	50x4	3.89	2.46	3	1.36	1.64	4538.5	6.74	4.92	1333.1

6.5.1.2 ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

- **Ράβδος 2 (EZ)**

Η ράβδος 2 καταπονείται με θλιπτική δύναμη $S_2 = 1854.9 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως. Ο υπολογισμός της ράβδου θα γίνει σε λυγισμό.

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 55 × 6**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned}
 F &= 6.31 [cm^2] \\
 W_x &= 4.4 [cm^3] \\
 w_1 &= 3 [cm] \\
 e &= 1.56 [cm] \\
 I_x = I_y &= 17.3 [cm^4]
 \end{aligned}$$

- **Πλήρης διατομή**

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα (2L), προκύπτει ότι η πλήρης διατομή είναι:

$$F_{o\lambda} = 2 \cdot F = 2 \cdot 6.31 [cm^2] \Rightarrow F_{o\lambda} = 12.6 [cm^2]$$

▪ **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλίωσης:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 3 [cm] - 1.56 [cm] \Rightarrow c = 1.44 [cm]$$

▪ **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε θλίψη και κάμψη με κίνδυνο λυγισμού. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_2 = S_2 \cdot c$$

$$M_2 = 1854.9 [Kp] \cdot 1.44 [cm]$$

$$M_2 = 2671.1 [Kp \cdot cm]$$

▪ **Πάχος κουβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

▪ **Έλεγχος ράβδου 2 σε λυγισμό**

Ο λυγισμός θα ελεγχθεί ως προς τον άξονα με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας αλλά και ως προς τον άξονα της ροπής κάμψεως, εάν αυτός είναι διαφορετικός από τον προηγούμενο. Για τον σύντομο υπολογισμό θλιβόμενων ράβδων σε λυγισμό έχει αναπτυχθεί η μέθοδος μέσω του συντελεστή λυγισμού ω , γνωστή ως “Μέθοδος ω ”. Ο συντελεστής ω ορίζεται ως ο λόγος της επιτρεπόμενης τάσης σε θλίψη προς την επιτρεπόμενη τάση σε λυγισμό.

Μέθοδος ω

Ο υπολογισμός της ράβδου 2 σε λυγισμό γίνεται ακολουθώντας τα εξής βήματα:

Βήμα 1^ο: Επιλέγεται η τυποποιημένη διατομή της ράβδου **2L 55 × 6**.

Βήμα 2^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής (I_{min}).

Λόγω συμμετρίας της συνολικής διατομής του Σχήματος 6.12 ο άξονας $y - y$ είναι κύριος άξονας αδράνειας και ο κάθετος προς αυτόν άξονας $x - x$ είναι ο άλλος κύριος άξονας αδράνειας. Είναι γνωστό ότι επί των κύριων αξόνων η ροπή αδράνειας λαμβάνει την μέγιστη και ελάχιστη τιμή.

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

$$I_x = 2 \cdot I_{x\kappa\beta.} = 2 \cdot 17.3 [cm^4] \Rightarrow I_x = 34.6 [cm^4] \quad (6.28)$$

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $y - y$

$$I_y = 2 \cdot [I_{y\kappa\beta.} + F \cdot (t/2 + e)^2] \quad (6.29)$$

$$I_y = 2 \cdot [17.3 [cm^4] + 6.31 [cm^2] \cdot (1/2 + 1.56)^2 [cm^2]] =>$$

$$I_y = 88.2 [cm^4]$$

Ελάχιστη ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

Από τις παραπάνω τιμές η ελάχιστη είναι: $I_{min} = I_x = 34.6 [cm^4]$

Βήμα 3^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας της διατομής (i_{min}) και το ελεύθερο μήκος λυγισμού (s_k) της ράβδου.

Ακτίνα αδράνειας της διατομής

Με βάση την ροπή αδράνειας υπολογίζεται και η ακτίνα αδράνειας για την συνολική διατομή, ως εξής:

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F_{ολ}}} \quad (6.30)$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{34.6 [cm^4]}{12.62 [cm^2]}}$$

$$i_{min} = 1.66 [cm]$$

Η τιμή αυτή είναι ίση με την τιμή της ακτίνας αδράνειας του ενός γωνιακού λόγω συμμετρίας.

Άξονας ελάχιστης ακτίνας αδράνειας

Ο άξονας $x - x$ είναι ο άξονας με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας περί τον οποίο θα λάβει χώρα ο λυγισμός.

Άξονας κάμψης

Είναι προφανές ότι και η κάμψη της διατομής λαμβάνει χώρα περί τον άξονα $x - x$, δηλαδή υποβοηθά το φαινόμενο του λυγισμού. Κατόπιν αυτού ο λυγισμός θα εξετασθεί μόνο ως προς τον άξονα $x - x$.

Ελεύθερο μήκος λυγισμού

Για αμφιαρθρωτή ράβδο ισχύει $\beta = 1$ και το ελεύθερο μήκος λυγισμού δίνεται από την παρακάτω σχέση. Το μήκος της ράβδου 2 είναι $l = 3 [m] = 300 [cm]$.

$$s_k = \beta \cdot l$$

$$s_k = 1 \cdot 300 [cm]$$

$$s_{\kappa} = 300 \text{ [cm]}$$

Βήμα 4^ο: Υπολογίζεται ο βαθμός λυγηρότητας της ράβδου σύμφωνα με την σχέση:

$$\lambda = \frac{s_{\kappa}}{i_{\min}}$$

$$\lambda = \frac{300 \text{ [cm]}}{1.656 \text{ [cm]}}$$

$$\lambda = 181.2 \approx 182$$

Στην συνέχεια εκλέγεται από τον Πίνακα 6.5 ο συντελεστής λυγισμού για $\lambda = 182$, $\omega = 5.59$.

Πίνακα 6.5: Συντελεστής λυγισμού ω ράβδων από δομικό χάλυβα St33 και St37. [4]

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	1,33	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										250

Η πρώτη αριστερή στήλη (και η τελευταία δεξιά) δίνει τις δεκάδες του αριθμού λ , ενώ η πρώτη σειρά στο επάνω μέρος δίνει τις μονάδες αυτού. Παράδειγμα: Για $\lambda=124$ διαβάζουμε στην σειρά 120 και στην στήλη 4 τον συντελεστή $\omega=2.60$.

Βήμα 5^ο: Υπολογίζεται η υπάρχουσα τάση και ελέγχεται ώστε να είναι μικρότερη της επιτρεπόμενης σε θλίψη.

▪ **Υπάρχουσα τάση – Έλεγχος λυγισμού**

Υποθέτουμε ότι ο λυγισμός της ράβδου θα λάβει χώρα κατά το επίπεδο εφαρμογής της ροπής κάμψεως. Αυτό συμβαίνει όταν η διεύθυνση εφαρμογής της φορτίσεως βρίσκεται επί ενός των κυρίων αξόνων και η κάμψη γίνεται επίσης κατά έναν κύριο άξονα αδράνειας της διατομής. Στην συνέχεια προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S , χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ιών στην εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα κάτω, όπως στο Σχήμα 6.12, τότε η θλιβόμενη ζώνη είναι προς τα άνω. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ιών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = e = 1.56 [cm]$$

$$e_d = a - e = 5.5 - 1.56 = 3.94 [cm]$$

Παρατηρούμε ότι ισχύει $e_d > e_z$, δηλαδή το κέντρο S βρίσκεται πλησιέστερα προς την ακμή εφελκυσμού, τότε ο έλεγχος λυγισμού γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{v\pi} = \omega \cdot \frac{S_2}{F_{o\lambda}} + 0.9 \cdot \frac{M_2}{W_d} \leq \sigma_{d\epsilon\pi} \quad (6.31)$$

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 2 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο κάτω μέρος, οπότε η ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη είναι:

$$W_d = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 4.4 [cm^3] \Rightarrow W_d = 8.8 [cm^3]$$

$$\sigma_{2v\pi} = 5.59 \cdot \frac{1854.9 [Kp]}{12.62 [cm^2]} + 0.9 \cdot \frac{2671.1 [Kp \cdot cm]}{8.8 [cm^3]}$$

$$\sigma_{2v\pi} = 1094.8 [Kp/cm^2]$$

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{2v\pi} = 1094.8 [Kp/cm^2] < \sigma_{\epsilon\pi}^{\theta\lambda} = 1400 [Kp/cm^2]$$

Συνεπώς η διατομή $2L 55 \times 6$ είναι κατάλληλη.

▪ **Ύπαρξη εφελκόμενης ζώνης**

Η περιοχή εφελκυσμού λόγω κάμψεως στην ράβδο 2 είναι στο κάτω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και θλιπτικές τάσεις λόγω της θλιπτικής δύναμης S_2 . Εάν τελικά υπάρχει εφελκόμενη ζώνη στην ράβδο 2 αυτή θα είναι

στο κάτω μέρος. Η ύπαρξη εφελκόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση εφελκυσμού στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_2}{W_n} \geq \frac{S_2}{F_{o\lambda}}$$

Όπου:

Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως της διατομής για την εφελκόμενη ζώνη:

$$W_n = W_z = \frac{2 \cdot I_x}{e_z} = \frac{2 \cdot 17.3 [cm^4]}{1.56 [cm]} \Rightarrow W_n = 22.2 [cm^3]$$

Για τον υπολογισμό της χρήσιμης ροπής αντιστάσεως της διατομής τίθεται η ροπή αδράνειας I_x της πλήρους διατομής διότι δεν υπάρχουν οπές στο εφελκόμενο πέλμα της διατομής.

$$\frac{M_2}{W_n} = \frac{2671.1 [Kp \cdot cm]}{22.2 [cm^3]} = 120.3 [Kp/cm^2]$$

$$\frac{S_2}{F_{o\lambda}} = \frac{1854.9 [Kp]}{12.62 [cm^2]} = 147 [Kp/cm^2]$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_2}{W_n} < \frac{S_2}{F_{o\lambda}}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς δεν υπάρχει εφελκόμενη ζώνη.

- **Ράβδος 5 (ΔΗ)**

Η ράβδος 5 καταπονείται με θλιπτική δύναμη $S_5 = 2063.7 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως. Ο υπολογισμός της ράβδου θα γίνει σε λυγισμό.

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 60 × 6**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} F &= 6.91 [cm^2] \\ W_x &= 5.29 [cm^3] \\ w_1 &= 3.5 [cm] \\ e &= 1.69 [cm] \\ I_x &= I_y = 22.8 [cm^4] \end{aligned}$$

- **Πλήρης διατομή**

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα ($2L$), προκύπτει ότι η πλήρης διατομή είναι:

$$F_{ολ} = 2 \cdot F = 2 \cdot 5.29 [cm^2] \Rightarrow F_{ολ} = 13.8 [cm^2]$$

- **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλίωσης:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 3.5 [cm] - 1.69 [cm] \Rightarrow c = 1.81 [cm]$$

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε θλίψη και κάμψη με κίνδυνο λυγισμού. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_5 = S_5 \cdot c$$

$$M_5 = 2063.7 [Kp] \cdot 1.81 [cm]$$

$$M_5 = 3753.3 [Kp \cdot cm]$$

- **Πάχος κουβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

- **Έλεγχος ράβδου 5 σε λυγισμό**

Ο λυγισμός θα ελεγχθεί ως προς τον άξονα με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας αλλά και ως προς τον άξονα της ροπής κάμψεως, εάν αυτός είναι διαφορετικός από τον προηγούμενο. Για τον σύντομο υπολογισμό θλιβόμενων ράβδων σε λυγισμό έχει αναπτυχθεί η μέθοδος μέσω του συντελεστή λυγισμού ω , γνωστή ως “Μέθοδος ω ”. Ο συντελεστής ω ορίζεται ως ο λόγος της επιτρεπόμενης τάσης σε θλίψη προς την επιτρεπόμενη τάση σε λυγισμό.

Μέθοδος ω

Ο υπολογισμός της ράβδου 5 σε λυγισμό γίνεται ακολουθώντας τα εξής βήματα:

Βήμα 1^ο: Επιλέγεται η τυποποιημένη διατομή της ράβδου **2L 60 × 6**.

Βήμα 2^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής (I_{min}).

Λόγω συμμετρίας της συνολικής διατομής του Σχήματος 6.12 ο άξονας $y - y$ είναι κύριος άξονας αδράνειας και ο κάθετος προς αυτόν άξονας $x - x$ είναι ο άλλος κύριος άξονας αδράνειας. Είναι γνωστό ότι επί των κύριων αξόνων η ροπή αδράνειας λαμβάνει την μέγιστη και ελάχιστη τιμή.

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

$$I_x = 2 \cdot I_{x \kappa.β.} = 2 \cdot 22.8 [cm^4] \Rightarrow I_x = 45.6 [cm^4]$$

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $y - y$

$$I_y = 2 \cdot [I_{y \kappa.β.} + F \cdot (t/2 + e)^2]$$

$$I_y = 2 \cdot [22.8 [cm^4] + 6.91 [cm^2] \cdot (1/2 + 1.69)^2 [cm^2]] \Rightarrow$$

$$I_y = 111.9 [cm^4]$$

Ελάχιστη ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

Από τις παραπάνω τιμές η ελάχιστη είναι: $I_{min} = I_x = 45.6 [cm^4]$

Βήμα 3^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας της διατομής (i_{min}) και το ελεύθερο μήκος λυγισμού (s_k) της ράβδου.

Ακτίνα αδράνειας της διατομής

Με βάση την ροπή αδράνειας υπολογίζεται και η ακτίνα αδράνειας για την συνολική διατομή, ως εξής:

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F_{ολ}}}$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{45.6 [cm^4]}{13.82 [cm^2]}}$$

$$i_{min} = 1.816 [cm]$$

Η τιμή αυτή είναι ίση με την τιμή της ακτίνας αδράνειας του ενός γωνιακού λόγω συμμετρίας.

Άξονας ελάχιστης ακτίνας αδράνειας

Ο άξονας $x - x$ είναι ο άξονας με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας περί τον οποίο θα λάβει χώρα ο λυγισμός.

Άξονας κάμψης

Είναι προφανές ότι και η κάμψη της διατομής λαμβάνει χώρα περί τον άξονα $x - x$, δηλαδή υποβοηθά το φαινόμενο του λυγισμού. Κατόπιν αυτού ο λυγισμός θα εξετασθεί μόνο ως προς τον άξονα $x - x$.

Ελεύθερο μήκος λυγισμού

Για αμφιαρθρωτή ράβδο ισχύει $\beta = 1$ και το ελεύθερο μήκος λυγισμού δίνεται από την παρακάτω σχέση. Το μήκος της ράβδου 5 είναι $l = 3.25 [m] = 325 [cm]$.

$$s_{\kappa} = \beta \cdot l$$

$$s_{\kappa} = 1 \cdot 325 [cm]$$

$$s_{\kappa} = 325 [cm]$$

Βήμα 4^ο: Υπολογίζεται ο βαθμός λυγηρότητας της ράβδου σύμφωνα με την σχέση:

$$\lambda = \frac{s_{\kappa}}{i_{min}}$$

$$\lambda = \frac{325 [cm]}{1.816 [cm]}$$

$$\lambda = 178.9 \approx 179$$

Στην συνέχεια εκλέγεται από τον Πίνακα 6.5 ο συντελεστής λυγισμού για $\lambda = 179$, $\omega = 5.41$.

Βήμα 5^ο: Υπολογίζεται η υπάρχουσα τάση και ελέγχεται ώστε να είναι μικρότερη της επιτρεπόμενης σε θλίψη.

▪ **Υπάρχουσα τάση – Έλεγχος λυγισμού**

Υποθέτουμε ότι ο λυγισμός της ράβδου θα λάβει χώρα κατά το επίπεδο εφαρμογής της ροπής κάμψεως. Αυτό συμβαίνει όταν η διεύθυνση εφαρμογής της φορτίσεως βρίσκεται επί ενός των κυρίων αξόνων και η κάμψη γίνεται επίσης κατά έναν κύριο άξονα αδράνειας της διατομής. Στην συνέχεια προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ιών στην εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα κάτω, όπως στο Σχήμα 6.12, τότε η θλιβόμενη ζώνη είναι προς τα άνω. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ιών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = e = 1.69 [cm]$$

$$e_d = a - e = 6 - 1.69 = 4.31 [cm]$$

Παρατηρούμε ότι ισχύει $e_d > e_z$, δηλαδή το κέντρο S βρίσκεται πλησιέστερα προς την ακμή εφελκυσμού, τότε ο έλεγχος λυγισμού γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{\nu\pi} = \omega \cdot \frac{S_5}{F_{o\lambda}} + 0.9 \cdot \frac{M_5}{W_d} \leq \sigma_d \varepsilon\pi \quad (6.35)$$

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 5 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο κάτω μέρος, οπότε η ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη είναι:

$$W_d = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 5.29 [cm^3] \Rightarrow W_d = 10.58 [cm^3]$$

$$\sigma_{5\upsilon\pi} = 5.41 \cdot \frac{2063.7 [Kp]}{13.82 [cm^2]} + 0.9 \cdot \frac{3753.3 [Kp \cdot cm]}{10.58 [cm^3]}$$

$$\sigma_{5\upsilon\pi} = 1125.6 [Kp/cm^2]$$

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{5\upsilon\pi} = 1125.6 [Kp/cm^2] < \sigma_{\varepsilon\pi}^{\theta\lambda} = 1400 [Kp/cm^2]$$

Συνεπώς η διατομή **2L 60 × 6** είναι κατάλληλη.

▪ Υπαρξη εφελκόμενης ζώνης

Η περιοχή εφελκυσμού λόγω κάμψης στην ράβδο 5 είναι στο κάτω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και θλιπτικές τάσεις λόγω της θλιπτικής δύναμης S_5 . Εάν τελικά υπάρχει εφελκόμενη ζώνη στην ράβδο 5 αυτή θα είναι στο κάτω μέρος. Η ύπαρξη εφελκόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση εφελκυσμού στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_5}{W_n} \geq \frac{S_5}{F_{o\lambda}}$$

Όπου:

Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως της διατομής για την εφελκόμενη ζώνη:

$$W_n = W_z = \frac{2 \cdot I_x}{e_z} = \frac{2 \cdot 22.8 [cm^4]}{1.69 [cm]} \Rightarrow W_n = 27 [cm^3]$$

Για τον υπολογισμό της χρήσιμης ροπής αντιστάσεως της διατομής τίθεται η ροπή αδράνειας I_x της πλήρους διατομής διότι δεν υπάρχουν οπές στο εφελκόμενο πέλμα της διατομής.

$$\frac{M_5}{W_n} = \frac{3753.3 [Kp \cdot cm]}{27 [cm^3]} = 139 [Kp/cm^2]$$

$$\frac{S_5}{F_{o\lambda}} = \frac{2063.7 [Kp]}{13.82 [cm^2]} = 149.3 [Kp/cm^2]$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_5}{W_n} < \frac{S_5}{F_{o\lambda}}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς δεν υπάρχει εφελκυστική ζώνη.

- **Ράβδος 6 (ZH)**

Η ράβδος 6 καταπονείται με θλιπτική δύναμη $S_6 = 1854.9 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως. Ο υπολογισμός της ράβδου θα γίνει σε λυγισμό.

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα $2L 55 \times 6$. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} F &= 6.31 [cm^2] \\ W_x &= 4.4 [cm^3] \\ w_1 &= 3 [cm] \\ e &= 1.56 [cm] \\ I_x &= I_y = 17.3 [cm^4] \end{aligned}$$

- **Πλήρης διατομή**

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα ($2L$), προκύπτει ότι η πλήρης διατομή είναι:

$$F_{ολ} = 2 \cdot F = 2 \cdot 6.31 [cm^2] \Rightarrow F_{ολ} = 12.6 [cm^2]$$

- **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 3 [cm] - 1.56 [cm] \Rightarrow c = 1.44 [cm]$$

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε θλίψη και κάμψη με κίνδυνο λυγισμού. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_6 = S_6 \cdot c$$

$$M_6 = 1854.9 [Kp] \cdot 1.44 [cm]$$

$$M_6 = 2671.1 [Kp \cdot cm]$$

- **Πάχος κουβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

- **Έλεγχος ράβδου 6 σε λυγισμό**

Ο λυγισμός θα ελεγχθεί ως προς τον άξονα με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας αλλά και ως προς τον άξονα της ροπής κάμψεως, εάν αυτός είναι διαφορετικός από τον προηγούμενο. Για τον σύντομο υπολογισμό θλιβόμενων ράβδων σε λυγισμό έχει αναπτυχθεί η μέθοδος μέσω του συντελεστή λυγισμού ω , γνωστή ως “Μέθοδος ω ”. Ο συντελεστής ω ορίζεται ως ο λόγος της επιτρεπόμενης τάσης σε θλίψη προς την επιτρεπόμενη τάση σε λυγισμό.

Μέθοδος ω

Ο υπολογισμός της ράβδου 6 σε λυγισμό γίνεται ακολουθώντας τα εξής βήματα:

Βήμα 1^ο: Επιλέγεται η τυποποιημένη διατομή της ράβδου **2L 55 × 6**.

Βήμα 2^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής (I_{min}).

Λόγω συμμετρίας της συνολικής διατομής του Σχήματος 6.12 ο άξονας $y - y$ είναι κύριος άξονας αδράνειας και ο κάθετος προς αυτόν άξονας $x - x$ είναι ο άλλος κύριος άξονας αδράνειας. Είναι γνωστό ότι επί των κύριων αξόνων η ροπή αδράνειας λαμβάνει την μέγιστη και ελάχιστη τιμή.

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

$$I_x = 2 \cdot I_{x \text{ κ.β.}} = 2 \cdot 17.3 [cm^4] \Rightarrow I_x = 34.6 [cm^4]$$

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $y - y$

$$I_y = 2 \cdot [I_{y \text{ κ.β.}} + F \cdot (t/2 + e)^2]$$

$$I_y = 2 \cdot [17.3 [cm^4] + 6.31 [cm^2] \cdot (1/2 + 1.56)^2 [cm^2]] \Rightarrow$$

$$I_y = 88.2 [cm^4]$$

Ελάχιστη ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

Από τις παραπάνω τιμές η ελάχιστη είναι: $I_{min} = I_x = 34.6 [cm^4]$

Βήμα 3^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας της διατομής (i_{min}) και το ελεύθερο μήκος λυγισμού (s_k) της ράβδου.

Ακτίνα αδράνειας της διατομής

Με βάση την ροπή αδράνειας υπολογίζεται και η ακτίνα αδράνειας για την συνολική διατομή, ως εξής:

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F_{o\lambda}}}$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{34.6 [cm^4]}{12.62 [cm^2]}}$$

$$i_{min} = 1.656 [cm]$$

Η τιμή αυτή είναι ίση με την τιμή της ακτίνας αδράνειας του ενός γωνιακού λόγω συμμετρίας.

Άξονας ελάχιστης ακτίνας αδράνειας

Ο άξονας $x - x$ είναι ο άξονας με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας περί τον οποίο θα λάβει χώρα ο λυγισμός.

Άξονας κάμψης

Είναι προφανές ότι και η κάμψη της διατομής λαμβάνει χώρα περί τον άξονα $x - x$, δηλαδή υποβοηθά το φαινόμενο του λυγισμού. Κατόπιν αυτού ο λυγισμός θα εξετασθεί μόνο ως προς τον άξονα $x - x$.

Ελεύθερο μήκος λυγισμού

Για αμφιαρθρωτή ράβδο ισχύει $\beta = 1$ και το ελεύθερο μήκος λυγισμού δίνεται από την παρακάτω σχέση. Το μήκος της ράβδου l είναι $l = 3 [m] = 300 [cm]$.

$$s_{\kappa} = \beta \cdot l$$

$$s_{\kappa} = 1 \cdot 300 [cm]$$

$$s_{\kappa} = 300 [cm]$$

Βήμα 4^ο: Υπολογίζεται ο βαθμός λυγηρότητας της ράβδου σύμφωνα με την σχέση:

$$\lambda = \frac{s_{\kappa}}{i_{min}}$$

$$\lambda = \frac{300 [cm]}{1.66 [cm]}$$

$$\lambda = 181.2 \approx 182$$

Στην συνέχεια εκλέγεται από τον Πίνακα 6.5 ο συντελεστής λυγισμού για $\lambda = 182$, $\omega = 5.59$.

Βήμα 5^ο: Υπολογίζεται η υπάρχουσα τάση και ελέγχεται ώστε να είναι μικρότερη της επιτρεπόμενης σε θλίψη.

▪ Υπάρχουσα τάση – Έλεγχος λυγισμού

Υποθέτουμε ότι ο λυγισμός της ράβδου θα λάβει χώρα κατά το επίπεδο εφαρμογής της ροπής κάμψεως. Αυτό συμβαίνει όταν η διεύθυνση εφαρμογής της φορτίσεως βρίσκεται επί ενός των κυρίων αξόνων και η κάμψη γίνεται επίσης κατά έναν κύριο άξονα αδράνειας της διατομής. Στην συνέχεια προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S , χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ιών στην εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα κάτω, όπως στο Σχήμα 6.12, τότε η θλιβόμενη ζώνη είναι προς τα άνω. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ιών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = e = 1.56 [cm]$$

$$e_d = a - e = 5.5 - 1.56 = 3.94 [cm]$$

Παρατηρούμε ότι ισχύει $e_d > e_z$, δηλαδή το κέντρο S βρίσκεται πλησιέστερα προς την ακμή εφελκυσμού, τότε ο έλεγχος λυγισμού γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{υπ} = \omega \cdot \frac{S_6}{F_{ολ}} + 0.9 \cdot \frac{M_6}{W_d} \leq \sigma_{dεπ}$$

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 6 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο κάτω μέρος, οπότε η ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη είναι:

$$W_d = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 4.4 [cm^3] \Rightarrow W_d = 8.8 [cm^3]$$

$$\sigma_{6υπ} = 5.59 \cdot \frac{1854.9 [Kp]}{12.62 [cm^2]} + 0.9 \cdot \frac{2671.1 [Kp \cdot cm]}{8.8 [cm^3]}$$

$$\sigma_{6υπ} = 1094.8 [Kp/cm^2]$$

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{6υπ} = 1094.8 [Kp/cm^2] < \sigma_{επ}^{\thetaλ} = 1400 [Kp/cm^2]$$

Συνεπώς η διατομή $2L 55 \times 6$ είναι κατάλληλη.

▪ Υπαρξη εφελκόμενης ζώνης

Η περιοχή εφελκυσμού λόγω κάμψεως στην ράβδο 6 είναι στο κάτω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και θλιπτικές τάσεις λόγω της θλιπτικής δύναμης S_6 . Εάν τελικά υπάρχει εφελκόμενη ζώνη στην ράβδο 6 αυτή θα είναι στο κάτω μέρος. Η ύπαρξη εφελκόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση εφελκυσμού στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_6}{W_n} \geq \frac{S_6}{F_{ολ}}$$

Όπου:

Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως της διατομής για την εφελκυσόμενη ζώνη:

$$W_n = W_z = \frac{2 \cdot I_x}{e_z} = \frac{2 \cdot 17.3 \text{ [cm}^4\text{]}}{1.56 \text{ [cm]}} \Rightarrow W_n = 22.2 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Για τον υπολογισμό της χρήσιμης ροπής αντιστάσεως της διατομής τίθεται η ροπή αδράνειας I_x της πλήρους διατομής διότι δεν υπάρχουν οπές στο εφελκυσόμενο πέλμα της διατομής.

$$\frac{M_6}{W_n} = \frac{2671.1 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{22.2 \text{ [cm}^3\text{]}} = 120.3 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

$$\frac{S_6}{F_{o\lambda}} = \frac{1854.9 \text{ [Kp]}}{12.62 \text{ [cm}^2\text{]}} = 147 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_6}{W_n} < \frac{S_6}{F_{o\lambda}}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς δεν υπάρχει εφελκυσόμενη ζώνη.

• Ράβδος 9 (ΓΘ)

Η ράβδος 9 καταπονείται με θλιπτική δύναμη $S_9 = 2436.9 \text{ [Kp]}$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως. Ο υπολογισμός της ράβδου θα γίνει σε λυγισμό.

▪ Εκλογή διατομής

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 70 × 6**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} F &= 8.13 \text{ [cm}^2\text{]} \\ W_x &= 7.27 \text{ [cm}^3\text{]} \\ w_1 &= 4 \text{ [cm]} \\ e &= 1.93 \text{ [cm]} \\ I_x = I_y &= 36.9 \text{ [cm}^4\text{]} \end{aligned}$$

▪ Πλήρης διατομή

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα (2L), προκύπτει ότι η πλήρης διατομή είναι:

$$F_{o\lambda} = 2 \cdot F = 2 \cdot 8.13 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow F_{o\lambda} = 16.26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλίωσης:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 4 [cm] - 1.93 [cm] \Rightarrow c = 2.07 [cm]$$

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε θλίψη και κάμψη με κίνδυνο λυγισμού. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_9 = S_9 \cdot c$$

$$M_9 = 2436.9 [Kp] \cdot 2.07 [cm]$$

$$M_9 = 5044.4 [Kp \cdot cm]$$

- **Πάχος κουβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

- **Έλεγχος ράβδου 9 σε λυγισμό**

Ο λυγισμός θα ελεγχθεί ως προς τον άξονα με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας αλλά και ως προς τον άξονα της ροπής κάμψεως, εάν αυτός είναι διαφορετικός από τον προηγούμενο. Για τον σύντομο υπολογισμό θλιβόμενων ράβδων σε λυγισμό έχει αναπτυχθεί η μέθοδος μέσω του συντελεστή λυγισμού ω , γνωστή ως “Μέθοδος ω ”. Ο συντελεστής ω ορίζεται ως ο λόγος της επιτρεπόμενης τάσης σε θλίψη προς την επιτρεπόμενη τάση σε λυγισμό.

Μέθοδος ω

Ο υπολογισμός της ράβδου 9 σε λυγισμό γίνεται ακολουθώντας τα εξής βήματα:

Βήμα 1^ο: Επιλέγεται η τυποποιημένη διατομή της ράβδου **2L 70 × 6**.

Βήμα 2^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής (I_{min}).

Λόγω συμμετρίας της συνολικής διατομής του Σχήματος 6.12 ο άξονας $y - y$ είναι κύριος άξονας αδράνειας και ο κάθετος προς αυτόν άξονας $x - x$ είναι ο άλλος κύριος άξονας αδράνειας. Είναι γνωστό ότι επί των κύριων αξόνων η ροπή αδράνειας λαμβάνει την μέγιστη και ελάχιστη τιμή.

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

$$I_x = 2 \cdot I_{x_{κ.β.}} = 2 \cdot 36.9 [cm^4] \Rightarrow I_x = 73.8 [cm^4]$$

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $y - y$

$$I_y = 2 \cdot [I_{y \kappa.β.} + F \cdot (t/2 + e)^2]$$

$$I_y = 2 \cdot [36.9 [cm^4] + 8.13 [cm^2] \cdot (1/2 + 1.93)^2 [cm^2]] =>$$

$$I_y = 169.8 [cm^4]$$

Ελάχιστη ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

Από τις παραπάνω τιμές η ελάχιστη είναι: $I_{min} = I_x = 73.8 [cm^4]$

Βήμα 3°: Υπολογίζεται η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας της διατομής (i_{min}) και το ελεύθερο μήκος λυγισμού (s_{κ}) της ράβδου.

Ακτίνα αδράνειας της διατομής

Με βάση την ροπή αδράνειας υπολογίζεται και η ακτίνα αδράνειας για την συνολική διατομή, ως εξής:

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F_{ολ}}}$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{73.8 [cm^4]}{16.26 [cm^2]}}$$

$$i_{min} = 2.13 [cm]$$

Η τιμή αυτή είναι ίση με την τιμή της ακτίνας αδράνειας του ενός γωνιακού λόγω συμμετρίας.

Άξονας ελάχιστης ακτίνας αδράνειας

Ο άξονας $x - x$ είναι ο άξονας με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας περί τον οποίο θα λάβει χώρα ο λυγισμός.

Άξονας κάμψης

Είναι προφανές ότι και η κάμψη της διατομής λαμβάνει χώρα περί τον άξονα $x - x$, δηλαδή υποβοηθά το φαινόμενο του λυγισμού. Κατόπιν αυτού ο λυγισμός θα εξετασθεί μόνο ως προς τον άξονα $x - x$.

Ελεύθερο μήκος λυγισμού

Για αμφιαρθρωτή ράβδο ισχύει $\beta = 1$ και το ελεύθερο μήκος λυγισμού δίνεται από την παρακάτω σχέση. Το μήκος της ράβδου 9 είναι $l = 3.9 [m] = 390 [cm]$.

$$\begin{aligned} s_{\kappa} &= \beta \cdot l \\ s_{\kappa} &= 1 \cdot 390 [cm] \\ s_{\kappa} &= 390 [cm] \end{aligned}$$

Βήμα 4^ο: Υπολογίζεται ο βαθμός λυγηρότητας της ράβδου σύμφωνα με την σχέση:

$$\lambda = \frac{S_{\kappa}}{I_{min}}$$

$$\lambda = \frac{390 [cm]}{2.13 [cm]}$$

$$\lambda = 183.1 \approx 184$$

Στην συνέχεια εκλέγεται από τον Πίνακα 6.5 ο συντελεστής λυγισμού για $\lambda = 184$, $\omega = 5.72$.

Βήμα 5^ο: Υπολογίζεται η υπάρχουσα τάση και ελέγχεται ώστε να είναι μικρότερη της επιτρεπόμενης σε θλίψη.

▪ **Υπάρχουσα τάση – Έλεγχος λυγισμού**

Υποθέτουμε ότι ο λυγισμός της ράβδου θα λάβει χώρα κατά το επίπεδο εφαρμογής της ροπής κάμψεως. Αυτό συμβαίνει όταν η διεύθυνση εφαρμογής της φορτίσεως βρίσκεται επί ενός των κυρίων αξόνων και η κάμψη γίνεται επίσης κατά έναν κύριο άξονα αδράνειας της διατομής. Στην συνέχεια προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ιών στην εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα κάτω, όπως στο Σχήμα 6.12, τότε η θλιβόμενη ζώνη είναι προς τα άνω. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ιών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = e = 1.93 [cm]$$

$$e_d = a - e = 7 - 1.93 = 5.07 [cm]$$

Παρατηρούμε ότι ισχύει $e_d > e_z$, δηλαδή το κέντρο S βρίσκεται πλησιέστερα προς την ακμή εφελκυσμού, τότε ο έλεγχος λυγισμού γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{\nu\pi} = \omega \cdot \frac{S_9}{F_{o\lambda}} + 0.9 \cdot \frac{M_9}{W_d} \leq \sigma_{d\epsilon\pi}$$

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 9 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο κάτω μέρος, οπότε η ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη είναι:

$$W_d = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 7.27 [cm^3] \Rightarrow W_d = 14.54 [cm^3]$$

$$\sigma_{9\nu\pi} = 5.72 \cdot \frac{2436.9 [Kp]}{16.26 [cm^2]} + 0.9 \cdot \frac{5044.4 [Kp \cdot cm]}{14.54 [cm^3]}$$

$$\sigma_{9\nu\pi} = 2436.9 [Kp/cm^2]$$

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{9\text{οπ}} = 2436.9 \text{ [Kp/cm}^2\text{]} < \sigma_{\varepsilon\lambda}^{\theta\lambda} = 1400 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Συνεπώς η διατομή **2L 70 × 6** είναι κατάλληλη.

▪ **Υπαρξη εφελκόμενης ζώνης**

Η περιοχή εφελκυσμού λόγω κάμψης στην ράβδο 9 είναι στο κάτω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και θλιπτικές τάσεις λόγω της θλιπτικής δύναμης S_9 . Εάν τελικά υπάρχει εφελκόμενη ζώνη στην ράβδο 9 αυτή θα είναι στο κάτω μέρος. Η ύπαρξη εφελκόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση εφελκυσμού στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_9}{W_n} \geq \frac{S_9}{F_{o\lambda}}$$

Όπου:

Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως της διατομής για την εφελκόμενη ζώνη:

$$W_n = W_z = \frac{2 \cdot I_x}{e_z} = \frac{2 \cdot 36.9 \text{ [cm}^4\text{]}}{1.93 \text{ [cm]}} \Rightarrow W_n = 38.2 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Για τον υπολογισμό της χρήσιμης ροπής αντιστάσεως της διατομής τίθεται η ροπή αδράνειας I_x της πλήρους διατομής διότι δεν υπάρχουν οπές στο εφελκόμενο πέλαμα της διατομής.

$$\frac{M_9}{W_n} = \frac{5044.4 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{38.2 \text{ [cm}^3\text{]}} = 132.1 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

$$\frac{S_9}{F_{o\lambda}} = \frac{2436.9 \text{ [Kp]}}{16.26 \text{ [cm}^2\text{]}} = 149.9 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_9}{W_n} < \frac{S_9}{F_{o\lambda}}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς **δεν υπάρχει εφελκόμενη ζώνη**.

• **Ράβδος 10 (HΘ)**

Η ράβδος 10 καταπονείται με θλιπτική δύναμη $S_{10} = 3753.5 \text{ [Kp]}$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως. Ο υπολογισμός της ράβδου θα γίνει σε λυγισμό.

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 70 × 6**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} F &= 8.13 [cm^2] \\ W_x &= 7.27 [cm^3] \\ w_1 &= 4 [cm] \\ e &= 1.93 [cm] \\ I_x = I_y &= 36.9 [cm^4] \end{aligned}$$

- **Πλήρης διατομή**

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα (2L), προκύπτει ότι η πλήρης διατομή είναι:

$$F_{ολ} = 2 \cdot F = 2 \cdot 8.13 [cm^2] \Rightarrow F_{ολ} = 16.26 [cm^2]$$

- **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 4 [cm] - 1.93 [cm] \Rightarrow c = 2.07 [cm]$$

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε θλίψη και κάμψη με κίνδυνο λυγισμού. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_{10} = S_{10} \cdot c$$

$$M_{10} = 3753.5 [Kp] \cdot 2.07 [cm]$$

$$M_{10} = 7769.7 [Kp \cdot cm]$$

- **Πάχος κουβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

- **Έλεγχος ράβδου 10 σε λυγισμό**

Ο λυγισμός θα ελεγχθεί ως προς τον άξονα με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας αλλά και ως προς τον άξονα της ροπής κάμψεως, εάν αυτός είναι διαφορετικός από τον προηγούμενο. Για τον σύντομο υπολογισμό θλιβόμενων ράβδων σε λυγισμό έχει αναπτυχθεί η μέθοδος μέσω του συντελεστή

λγισμού ω , γνωστή ως “Μέθοδος ω ”. Ο συντελεστής ω ορίζεται ως ο λόγος της επιτρεπόμενης τάσης σε θλίψη προς την επιτρεπόμενη τάση σε λγισμό.

Μέθοδος ω

Ο υπολογισμός της ράβδου 10 σε λγισμό γίνεται ακολουθώντας τα εξής βήματα:

Βήμα 1^ο: Επιλέγεται η τυποποιημένη διατομή της ράβδου **2L 70 × 6**.

Βήμα 2^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής (I_{min}).

Λόγω συμμετρίας της συνολικής διατομής του Σχήματος 6.12 ο άξονας $y - y$ είναι κύριος άξονας αδράνειας και ο κάθετος προς αυτόν άξονας $x - x$ είναι ο άλλος κύριος άξονας αδράνειας. Είναι γνωστό ότι επί των κύριων αξόνων η ροπή αδράνειας λαμβάνει την μέγιστη και ελάχιστη τιμή.

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

$$I_x = 2 \cdot I_{x \kappa.β.} = 2 \cdot 36.9 [cm^4] \Rightarrow I_x = 73.8 [cm^4]$$

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $y - y$

$$I_y = 2 \cdot [I_{y \kappa.β.} + F \cdot (t/2 + e)^2]$$

$$I_y = 2 \cdot [36.9 [cm^4] + 8.13 [cm^2] \cdot (1/2 + 1.93)^2 [cm^2]] \Rightarrow$$

$$I_y = 169.8 [cm^4]$$

Ελάχιστη ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

Από τις παραπάνω τιμές η ελάχιστη είναι: $I_{min} = I_x = 73.8 [cm^4]$

Βήμα 3^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας της διατομής (i_{min}) και το ελεύθερο μήκος λγισμού (s_k) της ράβδου.

Ακτίνα αδράνειας της διατομής

Με βάση την ροπή αδράνειας υπολογίζεται και η ακτίνα αδράνειας για την συνολική διατομή, ως εξής:

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F_{ολ}}}$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{73.8 [cm^4]}{16.26 [cm^2]}}$$

$$i_{min} = 2.13 [cm]$$

Η τιμή αυτή είναι ίση με την τιμή της ακτίνας αδράνειας του ενός γωνιακού λόγω συμμετρίας.

Άξονας ελάχιστης ακτίνας αδράνειας

Ο άξονας $x - x$ είναι ο άξονας με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας περί τον οποίο θα λάβει χώρα ο λυγισμός.

Άξονας κάμψεως

Είναι προφανές ότι και η κάμψη της διατομής λαμβάνει χώρα περί τον άξονα $x - x$, δηλαδή υποβοηθά το φαινόμενο του λυγισμού. Κατόπιν αυτού ο λυγισμός θα εξετασθεί μόνο ως προς τον άξονα $x - x$.

Ελεύθερο μήκος λυγισμού

Για αμφιαρθρωτή ράβδο ισχύει $\beta = 1$ και το ελεύθερο μήκος λυγισμού δίνεται από την παρακάτω σχέση. Το μήκος της ράβδου 10 είναι $l = 3 \text{ [m]} = 300 \text{ [cm]}$.

$$s_{\kappa} = \beta \cdot l$$

$$s_{\kappa} = 1 \cdot 300 \text{ [cm]}$$

$$s_{\kappa} = \mathbf{300 \text{ [cm]}}$$

Βήμα 4^ο: Υπολογίζεται ο βαθμός λυγηρότητας της ράβδου σύμφωνα με την σχέση:

$$\lambda = \frac{s_{\kappa}}{i_{min}}$$

$$\lambda = \frac{300 \text{ [cm]}}{2.13 \text{ [cm]}}$$

$$\lambda = 140.8 \approx 141$$

Στην συνέχεια εκλέγεται από τον Πίνακα 6.5 ο συντελεστής λυγισμού για $\lambda = \mathbf{141}$, $\omega = \mathbf{3.36}$.

Βήμα 5^ο: Υπολογίζεται η υπάρχουσα τάση και ελέγχεται ώστε να είναι μικρότερη της επιτρεπόμενης σε θλίψη.

- **Υπάρχουσα τάση – Έλεγχος λυγισμού**

Υποθέτουμε ότι ο λυγισμός της ράβδου θα λάβει χώρα κατά το επίπεδο εφαρμογής της ροπής κάμψεως. Αυτό συμβαίνει όταν η διεύθυνση εφαρμογής της φορτίσεως βρίσκεται επί ενός των κυρίων αξόνων και η κάμψη γίνεται επίσης κατά έναν κύριο άξονα αδράνειας της διατομής. Στην συνέχεια προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ιών στην εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα κάτω, όπως στο Σχήμα 6.12, τότε η θλιβόμενη ζώνη είναι προς τα άνω. Επίσης εάν θέσουμε $\mathbf{e_z}$ και $\mathbf{e_d}$ τις αποστάσεις των ακραίων ιών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = e = 1.93 \text{ [cm]}$$

$$e_d = a - e = 7 - 1.93 = 5.07 \text{ [cm]}$$

Παρατηρούμε ότι ισχύει $e_d > e_z$, δηλαδή το κέντρο S βρίσκεται πλησιέστερα προς την ακμή εφέλκυσμού, τότε ο έλεγχος λυγισμού γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{\nu\pi} = \omega \cdot \frac{S_{10}}{F_{o\lambda}} + 0.9 \cdot \frac{M_{10}}{W_d} \leq \sigma_{d\epsilon\pi}$$

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 10 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο κάτω μέρος, οπότε η ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη είναι:

$$W_d = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 7.27 \text{ [cm}^3] \Rightarrow W_d = 14.54 \text{ [cm}^3]$$

$$\sigma_{10\nu\pi} = 3.36 \cdot \frac{3753.5 \text{ [Kp]}}{16.26 \text{ [cm}^2]} + 0.9 \cdot \frac{7769.7 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{14.54 \text{ [cm}^3]}$$

$$\sigma_{10\nu\pi} = 1256.6 \text{ [Kp/cm}^2]$$

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{10\nu\pi} = 1256.6 \text{ [Kp/cm}^2] < \sigma_{\epsilon\pi}^{\theta\lambda} = 1400 \text{ [Kp/cm}^2]$$

Συνεπώς η διατομή $2L 70 \times 6$ είναι κατάλληλη.

▪ Υπαρξη εφελκυσμένης ζώνης

Η περιοχή εφέλκυσμού λόγω κάμψης στην ράβδο 10 είναι στο κάτω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και θλιπτικές τάσεις λόγω της θλιπτικής δύναμης S_{10} . Εάν τελικά υπάρχει εφελκυσμένη ζώνη στην ράβδο 10 αυτή θα είναι στο κάτω μέρος. Η ύπαρξη εφελκυσμένης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση εφέλκυσμού στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_{10}}{W_n} \geq \frac{S_{10}}{F_{o\lambda}}$$

Όπου:

Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως της διατομής για την εφελκυσμένη ζώνη:

$$W_n = W_z = \frac{2 \cdot I_x}{e_z} = \frac{2 \cdot 36.9 \text{ [cm}^4]}{1.93 \text{ [cm]}} \Rightarrow W_n = 38.2 \text{ [cm}^3]$$

Για τον υπολογισμό της χρήσιμης ροπής αντιστάσεως της διατομής τίθεται η ροπή αδράνειας I_x της πλήρους διατομής διότι δεν υπάρχουν οπές στο εφελκυσμένο πέλμα της διατομής.

$$\frac{M_{10}}{W_n} = \frac{7769.7 [Kp \cdot cm]}{38.2 [cm^3]} = 203.4 [Kp/cm^2]$$

$$\frac{S_{10}}{F_{o\lambda}} = \frac{3753.5 [Kp]}{16.26 [cm^2]} = 230.84 [Kp/cm^2]$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_{10}}{W_n} < \frac{S_{10}}{F_{o\lambda}}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς δεν υπάρχει εφελκόμενη ζώνη.

- **Ράβδος 13 (BI)**

Η ράβδος 13 καταπονείται με θλιπτική δύναμη $S_{13} = 3241.7 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλίωσης. Ο υπολογισμός της ράβδου θα γίνει σε λυγισμό.

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 80 × 8**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} F &= 12.3 [cm^2] \\ W_x &= 12.6 [cm^3] \\ w_1 &= 4.5 [cm] \\ e &= 2.26 [cm] \\ I_x &= I_y = 72.3 [cm^4] \end{aligned}$$

- **Πλήρης διατομή**

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα (2L), προκύπτει ότι η πλήρης διατομή είναι:

$$F_{o\lambda} = 2 \cdot F = 2 \cdot 12.3 [cm^2] \Rightarrow F_{o\lambda} = 24.6 [cm^2]$$

- **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλίωσης:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 4.5 [cm] - 2.26 [cm] \Rightarrow c = 2.24 [cm]$$

▪ **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε θλίψη και κάμψη με κίνδυνο λυγισμού. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_{13} = S_{13} \cdot c$$

$$M_{13} = 3241.7 [Kp] \cdot 2.24 [cm]$$

$$M_{13} = 7261.4 [Kp \cdot cm]$$

▪ **Πάχος κομβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

▪ **Έλεγχος ράβδου 13 σε λυγισμό**

Ο λυγισμός θα ελεγχθεί ως προς τον άξονα με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας αλλά και ως προς τον άξονα της ροπής κάμψεως, εάν αυτός είναι διαφορετικός από τον προηγούμενο. Για τον σύντομο υπολογισμό θλιβόμενων ράβδων σε λυγισμό έχει αναπτυχθεί η μέθοδος μέσω του συντελεστή λυγισμού ω , γνωστή ως “Μέθοδος ω ”. Ο συντελεστής ω ορίζεται ως ο λόγος της επιτρεπόμενης τάσης σε θλίψη προς την επιτρεπόμενη τάση σε λυγισμό.

Μέθοδος ω

Ο υπολογισμός της ράβδου 13 σε λυγισμό γίνεται ακολουθώντας τα εξής βήματα:

Βήμα 1^ο: Επιλέγεται η τυποποιημένη διατομή της ράβδου **2L 80 × 8**.

Βήμα 2^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής (I_{min}).

Λόγω συμμετρίας της συνολικής διατομής του Σχήματος 6.12 ο άξονας $y - y$ είναι κύριος άξονας αδράνειας και ο κάθετος προς αυτόν άξονας $x - x$ είναι ο άλλος κύριος άξονας αδράνειας. Είναι γνωστό ότι επί των κύριων αξόνων η ροπή αδράνειας λαμβάνει την μέγιστη και ελάχιστη τιμή.

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

$$I_x = 2 \cdot I_{x \text{ κ.β.}} = 2 \cdot 72.3 [cm^4] \Rightarrow I_x = 144.6 [cm^4]$$

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $y - y$

$$I_y = 2 \cdot [I_{y \text{ κ.β.}} + F \cdot (t/2 + e)^2]$$

$$I_y = 2 \cdot [332 [cm^4] + 12.3 [cm^2] \cdot (1/2 + 2.26)^2 [cm^2]] \Rightarrow$$

$$I_y = 332 [cm^4]$$

Ελάχιστη ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

Από τις παραπάνω τιμές η ελάχιστη είναι: $I_{min} = I_x = 144.6 [cm^4]$

Βήμα 3^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας της διατομής (i_{min}) και το ελεύθερο μήκος λυγισμού (s_{κ}) της ράβδου.

Ακτίνα αδράνειας της διατομής

Με βάση την ροπή αδράνειας υπολογίζεται και η ακτίνα αδράνειας για την συνολική διατομή, ως εξής:

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F_{ολ}}}$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{144.6 [cm^4]}{24.6 [cm^2]}}$$

$$i_{min} = 2.424 [cm]$$

Η τιμή αυτή είναι ίση με την τιμή της ακτίνας αδράνειας του ενός γωνιακού λόγω συμμετρίας.

Άξονας ελάχιστης ακτίνας αδράνειας

Ο άξονας $x - x$ είναι ο άξονας με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας περί τον οποίο θα λάβει χώρα ο λυγισμός.

Άξονας κάμψεως

Είναι προφανές ότι και η κάμψη της διατομής λαμβάνει χώρα περί τον άξονα $x - x$, δηλαδή υποβοηθά το φαινόμενο του λυγισμού. Κατόπιν αυτού ο λυγισμός θα εξετασθεί μόνο ως προς τον άξονα $x - x$.

Ελεύθερο μήκος λυγισμού

Για αμφιαρθρωτή ράβδο ισχύει $\beta = 1$ και το ελεύθερο μήκος λυγισμού δίνεται από την παρακάτω σχέση. Το μήκος της ράβδου 13 είναι $l = 4.8 [m] = 480 [cm]$.

$$s_{\kappa} = \beta \cdot l$$

$$s_{\kappa} = 1 \cdot 480 [cm]$$

$$s_{\kappa} = 480 [cm]$$

Βήμα 4^ο: Υπολογίζεται ο βαθμός λυγηρότητας της ράβδου σύμφωνα με την σχέση:

$$\lambda = \frac{S_{\kappa}}{I_{min}}$$

$$\lambda = \frac{300 [cm]}{2.424 [cm]}$$

$$\lambda = 198$$

Στην συνέχεια εκλέγεται από τον Πίνακα 6.5 ο συντελεστής λυγισμού για $\lambda = 198$, $\omega = 6.62$.

Βήμα 5^ο: Υπολογίζεται η υπάρχουσα τάση και ελέγχεται ώστε να είναι μικρότερη της επιτρεπόμενης σε θλίψη.

▪ Υπάρχουσα τάση – Έλεγχος λυγισμού

Υποθέτουμε ότι ο λυγισμός της ράβδου θα λάβει χώρα κατά το επίπεδο εφαρμογής της ροπής κάμψεως. Αυτό συμβαίνει όταν η διεύθυνση εφαρμογής της φορτίσεως βρίσκεται επί ενός των κυρίων αξόνων και η κάμψη γίνεται επίσης κατά έναν κύριο άξονα αδράνειας της διατομής. Στην συνέχεια προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S, χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα κάτω, όπως στο Σχήμα 6.12, τότε η θλιβόμενη ζώνη είναι προς τα άνω. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = e = 2.26 [cm]$$

$$e_d = a - e = 8 - 2.26 = 5.74 [cm]$$

Παρατηρούμε ότι ισχύει $e_d > e_z$, δηλαδή το κέντρο S βρίσκεται πλησιέστερα προς την ακμή εφελκυσμού, τότε ο έλεγχος λυγισμού γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{\nu\pi} = \omega \cdot \frac{S_{13}}{F_{o\lambda}} + 0.9 \cdot \frac{M_{13}}{W_d} \leq \sigma_{d\epsilon\pi}$$

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 13 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο κάτω μέρος, οπότε η ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη είναι:

$$W_d = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 12.6 [cm^3] \Rightarrow W_d = 25.2 [cm^3]$$

$$\sigma_{13\nu\pi} = 6.62 \cdot \frac{3241.7 [Kp]}{24.6 [cm^2]} + 0.9 \cdot \frac{7261.4 [Kp \cdot cm]}{25.2 [cm^3]}$$

$$\sigma_{13\nu\pi} = 1131.7 [Kp/cm^2]$$

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{13\nu\pi} = 1131.7 \text{ [Kp/cm}^2\text{]} < \sigma_{\varepsilon\pi}^{\theta\lambda} = 1400 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Συνεπώς η διατομή **2L 80 × 8** είναι κατάλληλη.

▪ **Υπαρξη εφελκόμενης ζώνης**

Η περιοχή εφελκυσμού λόγω κάμψεως στην ράβδο 13 είναι στο κάτω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και θλιπτικές τάσεις λόγω της θλιπτικής δύναμης S_{13} . Εάν τελικά υπάρχει εφελκόμενη ζώνη στην ράβδο 13 αυτή θα είναι στο κάτω μέρος. Η ύπαρξη εφελκόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση εφελκυσμού στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_{13}}{W_n} \geq \frac{S_{13}}{F_{o\lambda}}$$

Όπου:

Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως της διατομής για την εφελκόμενη ζώνη:

$$W_n = W_z = \frac{2 \cdot I_x}{e_z} = \frac{2 \cdot 72.3 \text{ [cm}^4\text{]}}{2.26 \text{ [cm]}} \Rightarrow W_n = 63.98 \text{ [cm}^3\text{]}$$

Για τον υπολογισμό της χρήσιμης ροπής αντιστάσεως της διατομής τίθεται η ροπή αδράνειας I_x της πλήρους διατομής διότι δεν υπάρχουν οπές στο εφελκόμενο πέλμα της διατομής.

$$\frac{M_{13}}{W_n} = \frac{7261.4 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{63.98 \text{ [cm}^3\text{]}} = 113.5 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

$$\frac{S_{13}}{F_{o\lambda}} = \frac{3241.7 \text{ [Kp]}}{24.6 \text{ [cm}^2\text{]}} = 131.8 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_{13}}{W_n} < \frac{S_{13}}{F_{o\lambda}}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου ισχύει, συνεπώς **υπάρχει εφελκόμενη ζώνη**.

• **Ράβδος 14 (Θ1)**

Η ράβδος 14 καταπονείται με θλιπτική δύναμη $S_{14} = 5629.9 \text{ [Kp]}$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως. Ο υπολογισμός της ράβδου θα γίνει σε λυγισμό.

- **Εκλογή διατομής**

Εκλέγουμε διατομή από τον Πίνακα 5.2 ισοσκελές γωνιακό έλασμα **2L 80 × 8**. Τα χαρακτηριστικά της διατομής είναι τα εξής:

$$\begin{aligned} F &= 12.3 \text{ [cm}^2\text{]} \\ W_x &= 12.6 \text{ [cm}^3\text{]} \\ w_1 &= 4.5 \text{ [cm]} \\ e &= 2.26 \text{ [cm]} \\ I_x = I_y &= 72.3 \text{ [cm}^4\text{]} \end{aligned}$$

- **Πλήρης διατομή**

Επειδή η διατομή αποτελείται από 2 ισοσκελή γωνιακά ελάσματα (2L), προκύπτει ότι η πλήρης διατομή είναι:

$$F_{o\lambda} = 2 \cdot F = 2 \cdot 12.3 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow F_{o\lambda} = 24.6 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- **Εκκεντρότητα**

Εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλίωσης:

$$c = w_1 - e$$

$$c = 4.5 \text{ [cm]} - 2.26 \text{ [cm]} \Rightarrow c = 2.24 \text{ [cm]}$$

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε θλίψη και κάμψη με κίνδυνο λυγισμού. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_{14} = S_{14} \cdot c$$

$$M_{14} = 5629.9 \text{ [Kp]} \cdot 2.24 \text{ [cm]}$$

$$M_{14} = 12611 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}$$

- **Πάχος κομβοελάσματος**

$$t = 10 \text{ [mm]}$$

- **Έλεγχος ράβδου 14 σε λυγισμό**

Ο λυγισμός θα ελεγχθεί ως προς τον άξονα με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας αλλά και ως προς τον άξονα της ροπής κάμψεως, εάν αυτός είναι διαφορετικός από τον προηγούμενο. Για τον σύντομο υπολογισμό θλιβόμενων ράβδων σε λυγισμό έχει αναπτυχθεί η μέθοδος μέσω του συντελεστή

λγισμού ω , γνωστή ως “Μέθοδος ω ”. Ο συντελεστής ω ορίζεται ως ο λόγος της επιτρεπόμενης τάσης σε θλίψη προς την επιτρεπόμενη τάση σε λγισμό.

Μέθοδος ω

Ο υπολογισμός της ράβδου 14 σε λγισμό γίνεται ακολουθώντας τα εξής βήματα:

Βήμα 1^ο: Επιλέγεται η τυποποιημένη διατομή της ράβδου **2L 80 × 8**.

Βήμα 2^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής (I_{min}).

Λόγω συμμετρίας της συνολικής διατομής του Σχήματος 6.12 ο άξονας $y - y$ είναι κύριος άξονας αδράνειας και ο κάθετος προς αυτόν άξονας $x - x$ είναι ο άλλος κύριος άξονας αδράνειας. Είναι γνωστό ότι επί των κύριων αξόνων η ροπή αδράνειας λαμβάνει την μέγιστη και ελάχιστη τιμή.

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

$$I_x = 2 \cdot I_{x \kappa.β.} = 2 \cdot 72.3 [cm^4] \Rightarrow I_x = 144.6 [cm^4]$$

Ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $y - y$

$$I_y = 2 \cdot [I_{y \kappa.β.} + F \cdot (t/2 + e)^2]$$

$$I_y = 2 \cdot [332 [cm^4] + 12.3 [cm^2] \cdot (1/2 + 2.26)^2 [cm^2]] \Rightarrow$$

$$I_y = 332 [cm^4]$$

Ελάχιστη ροπή αδράνειας κατά τον άξονα $x - x$

Από τις παραπάνω τιμές η ελάχιστη είναι: $I_{min} = I_x = 144.6 [cm^4]$

Βήμα 3^ο: Υπολογίζεται η ελάχιστη ακτίνα αδράνειας της διατομής (i_{min}) και το ελεύθερο μήκος λγισμού (s_k) της ράβδου.

Ακτίνα αδράνειας της διατομής

Με βάση την ροπή αδράνειας υπολογίζεται και η ακτίνα αδράνειας για την συνολική διατομή, ως εξής:

$$i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{F_{ολ}}}$$

$$i_{min} = \sqrt{\frac{144.6 [cm^4]}{24.6 [cm^2]}}$$

$$i_{min} = 2.424 [cm]$$

Η τιμή αυτή είναι ίση με την τιμή της ακτίνας αδράνειας του ενός γωνιακού λόγω συμμετρίας.

Άξονας ελάχιστης ακτίνας αδράνειας

Ο άξονας $x - x$ είναι ο άξονας με την ελάχιστη ακτίνα αδράνειας περί τον οποίο θα λάβει χώρα ο λυγισμός.

Άξονας κάμψεως

Είναι προφανές ότι και η κάμψη της διατομής λαμβάνει χώρα περί τον άξονα $x - x$, δηλαδή υποβοηθά το φαινόμενο του λυγισμού. Κατόπιν αυτού ο λυγισμός θα εξετασθεί μόνο ως προς τον άξονα $x - x$.

Ελεύθερο μήκος λυγισμού

Για αμφιαρθρωτή ράβδο ισχύει $\beta = 1$ και το ελεύθερο μήκος λυγισμού δίνεται από την παρακάτω σχέση. Το μήκος της ράβδου 14 είναι $l = 3 \text{ [m]} = 300 \text{ [cm]}$.

$$s_{\kappa} = \beta \cdot l$$

$$s_{\kappa} = 1 \cdot 300 \text{ [cm]}$$

$$s_{\kappa} = 300 \text{ [cm]}$$

Βήμα 4^ο: Υπολογίζεται ο βαθμός λυγηρότητας της ράβδου σύμφωνα με την σχέση:

$$\lambda = \frac{s_{\kappa}}{i_{min}}$$

$$\lambda = \frac{300 \text{ [cm]}}{2.424 \text{ [cm]}}$$

$$\lambda = 123.7$$

Στην συνέχεια εκλέγεται από τον Πίνακα 6.5 ο συντελεστής λυγισμού για $\lambda = 124$, $\omega = 2.6$.

Βήμα 5^ο: Υπολογίζεται η υπάρχουσα τάση και ελέγχεται ώστε να είναι μικρότερη της επιτρεπόμενης σε θλίψη.

- **Υπάρχουσα τάση – Έλεγχος λυγισμού**

Υποθέτουμε ότι ο λυγισμός της ράβδου θα λάβει χώρα κατά το επίπεδο εφαρμογής της ροπής κάμψεως. Αυτό συμβαίνει όταν η διεύθυνση εφαρμογής της φορτίσεως βρίσκεται επί ενός των κυρίων αξόνων και η κάμψη γίνεται επίσης κατά έναν κύριο άξονα αδράνειας της διατομής. Στην συνέχεια προσδιορίζουμε το κέντρο βάρους S , χαράσσουμε τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής και εξετάζουμε τις αποστάσεις των ακραίων ινών στην εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλματα προς τα κάτω, όπως στο Σχήμα 6.12, τότε η θλιβόμενη ζώνη είναι προς τα άνω. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = e = 2.26 \text{ [cm]}$$

$$e_d = a - e = 8 - 2.26 = 5.74 \text{ [cm]}$$

Παρατηρούμε ότι ισχύει $e_d > e_z$, δηλαδή το κέντρο S βρίσκεται πλησιέστερα προς την ακμή εφελκυσμού, τότε ο έλεγχος λυγισμού γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{\nu\pi} = \omega \cdot \frac{S_{14}}{F_{o\lambda}} + 0.9 \cdot \frac{M_{14}}{W_d} \leq \sigma_{d\epsilon\pi}$$

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 14 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο κάτω μέρος, οπότε η ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη είναι:

$$W_d = 2 \cdot W_x = 2 \cdot 12.6 \text{ [cm}^3] \Rightarrow W_d = 25.2 \text{ [cm}^3]$$

$$\sigma_{14\nu\pi} = 2.6 \cdot \frac{5629.9 \text{ [Kp]}}{24.6 \text{ [cm}^2]} + 0.9 \cdot \frac{12610 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{25.2 \text{ [cm}^3]}$$

$$\sigma_{14\nu\pi} = 1045.4 \text{ [Kp/cm}^2]$$

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{14\nu\pi} = 1045.4 \text{ [Kp/cm}^2] < \sigma_{\epsilon\pi}^{\theta\lambda} = 1400 \text{ [Kp/cm}^2]$$

Συνεπώς η διατομή **2L 80 × 8** είναι κατάλληλη.

▪ Υπαρξη εφελκυσμένης ζώνης

Η περιοχή εφελκυσμού λόγω κάμψης στην ράβδο 14 είναι στο κάτω μέρος της ουδέτερης γραμμής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12. Στην περιοχή αυτή υπάρχουν ταυτόχρονα και θλιπτικές τάσεις λόγω της θλιπτικής δύναμης S_{14} . Εάν τελικά υπάρχει εφελκυσμένη ζώνη στην ράβδο 14 αυτή θα είναι στο κάτω μέρος. Η ύπαρξη εφελκυσμένης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση εφελκυσμού στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_{14}}{W_n} \geq \frac{S_{14}}{F_{o\lambda}}$$

Όπου:

Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως της διατομής για την εφελκυσμένη ζώνη:

$$W_n = W_z = \frac{2 \cdot I_x}{e_z} = \frac{2 \cdot 72.3 \text{ [cm}^4]}{2.26 \text{ [cm]}} \Rightarrow W_n = 63.98 \text{ [cm}^3]$$

Για τον υπολογισμό της χρήσιμης ροπής αντιστάσεως της διατομής τίθεται η ροπή αδράνειας I_x της πλήρους διατομής διότι δεν υπάρχουν οπές στο εφελκυσμένο πέλμα της διατομής.

$$\frac{M_{14}}{W_n} = \frac{12611 [Kp \cdot cm]}{63.98 [cm^3]} = 197.1 [Kp/cm^2]$$

$$\frac{S_{14}}{F_{o\lambda}} = \frac{5629.9 [Kp]}{24.6 [cm^2]} = 228.9 [Kp/cm^2]$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_{14}}{W_n} < \frac{S_{14}}{F_{o\lambda}}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου ισχύει, συνεπώς υπάρχει εφελκόμενη ζώνη.

Από τους παραπάνω υπολογισμούς για τις ράβδους που θλίβονται προκύπτει ο Πίνακας 6.6.

Πίνακας 6.6: Αναπτυσσόμενες δυνάμεις, ροπές και διατομές θλιβόμενων ράβδων 2^ο, 3^ο και 4^ο δικτύματος.

Ράβδος	S (Kp)	2L	F (cm ²)	W _x (cm ³)	w ₁ (cm)	e (cm)	I _x =I _y (cm ⁴)	c (cm)	M (Kp·cm)	F _{oλ} (cm ²)	W _d (cm ³)
2	1854.9	55x6	6.31	4.4	3	1.56	17.3	1.44	2671.1	12.62	8.8
5	2063.7	60x6	6.91	5.29	3.5	1.69	22.8	1.81	3735.3	13.82	10.58
6	1854.9	55x6	6.31	4.4	3	1.56	17.3	1.44	2671.1	12.62	8.8
9	2436.9	70x6	8.13	7.27	4	1.93	36.9	2.07	5044.3	16.26	14.54
10	3753.5	70x6	8.13	7.27	4	1.93	36.9	2.07	7769.7	16.26	14.54
13	3241.7	80x8	12.3	12.6	4.5	2.26	72.3	2.24	7261.4	24.6	25.2
14	5629.9	80x8	12.3	12.6	4.5	2.26	72.3	2.24	12611	24.6	25.2

Ράβδος	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _{min} (cm ⁴)	i _{min} (cm)	L (cm)	s _κ (cm)	λ	ω	σ _{υπ} (Kp/cm ²)
2	34.6	88.2	34.6	1.656	300	300	181.2	5.59	1094.8
5	45.6	111.9	45.6	1.816	325	325	178.9	5.41	1125.6
6	34.6	88.2	34.6	1.656	300	300	181.2	5.59	1094.8
9	73.8	169.8	73.8	2.13	390	390	183.1	5.72	1169.5
10	73.8	169.8	73.8	2.13	300	300	140.8	3.36	1256.6
13	144.6	332	144.6	2.424	480	480	198.0	6.62	1131.7
14	144.6	332	144.6	2.424	300	300	123.7	2.6	1045.4

6.5.2 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1^{ου} ΚΑΙ 5^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Στην συνέχεια ακολουθείται η ίδια διαδικασία για τον υπολογισμό των ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύματος. Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

6.5.2.1 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 1ου ΚΑΙ 5ου ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Για τις ράβδους που εφελκύνονται προκύπτει ο Πίνακας 6.7.

Πίνακας 6.7: Αναπτυσσόμενες δυνάμεις, ροπές και διατομές εφελκυόμενων ράβδων 1^{ου} και 5^{ου} δικτύματος.

Ράβδος	S (Kp)	2L	F (cm ²)	W _x (cm ³)	w ₁ (cm)	e (cm)	c (cm)	M (Nm)	F _n (cm ²)	W _d (cm ³)	σ _{οπ} (Kp/cm ²)
1	1117.2	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	1206.6	5.12	3.12	604.9
3	114.1	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	123.2	5.12	3.12	61.8
4	2309.5	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	2494.3	5.12	3.12	1250.5
7	644.3	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	695.8	5.12	3.12	348.9
8	3519.1	60x6	6.91	5.29	3.5	1.69	1.81	6369.6	11.78	10.58	900.8
11	1158.6	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	1251.3	5.12	3.12	627.3
12	4856.7	60x6	6.91	5.29	3.5	1.69	1.81	8790.6	5.12	3.12	1243.2
15	1762.4	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	1903.4	11.78	10.58	954.3

6.5.2.2 ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 1ου ΚΑΙ 5ου ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Για τις ράβδους που θλίβονται προκύπτει ο Πίνακας 6.8.

Πίνακας 6.8: Αναπτυσσόμενες δυνάμεις, ροπές και διατομές θλιβόμενων ράβδων 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος.

Ράβδος	S (Kp)	2L	F (cm ²)	W _x (cm ³)	w ₁ (cm)	e (cm)	I _x =I _y (cm ⁴)	c (cm)	M (Kpcm)	F _{ολ} (cm ²)	W _d (cm ³)
2	1027.8	50x4	3.89	2.46	3	1.36	8.97	1.64	1685.6	7.8	4.92
5	1192.3	55x6	6.31	4.4	3	1.56	17.3	1.44	1716.9	12.62	8.8
6	1027.8	50x4	3.89	2.46	3	1.36	8.97	1.64	1685.6	7.8	4.92
9	1445.3	55x6	6.31	4.4	3	1.56	17.3	1.44	2081.2	12.62	8.8
10	2124.7	60x6	6.91	5.29	3.5	1.69	22.8	1.81	3845.7	13.82	10.58
13	1953.3	70x6	8.13	7.27	4	1.93	36.9	2.07	4043.3	16.26	14.54
14	3237.6	80x8	12.3	12.6	4.5	2.26	72.3	2.24	7252.2	24.6	25.2

Ράβδος	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _{min} (cm ⁴)	i _{min} (cm)	L (cm)	s _κ (cm)	λ	ω	σ _{υπ} (Kp/cm ²)
2	17.94	44.9	17.94	1.519	300	300	197.6	6.62	1182.9
5	34.6	88.2	34.6	1.656	325	325	196.3	6.55	794.4
6	17.94	44.9	17.94	1.519	300	300	197.6	6.62	1182.9
9	73.8	169.8	73.8	2.13	390	390	235.5	9.41	1290.5
10	45.6	111.9	45.6	1.816	300	300	165.2	4.65	1042.0
13	73.8	169.8	73.8	2.13	480	480	225.3	8063	1287
14	144.6	332	144.6	2.424	300	300	123.7	2.6	601.2

6.5.3 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΡΑΒΔΩΝ

Στον Πίνακα 6.9 παρουσιάζονται οι διατομές των ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύωματος και στον Πίνακα 6.10 παρουσιάζονται οι διατομές των ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος.

Πίνακας 6.9: Διατομές ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως Η.

Ράβδος	Μέλος Δικτύωματος	Μήκος (m)	Δύναμη (Κρ)	ΔΙΑΤΟΜΗ 2L
1	ΔΕ	3.25	2016.2	40x4
2	ΕΖ	3.00	1854.9	55x6
3	ΔΖ	1.25	114.1	40x4
4	ΓΔ	3.25	4079.9	50x6
5	ΔΗ	3.25	2063.7	60x6
6	ΖΗ	3.00	1854.9	55x6
7	ΓΗ	2.50	975.4	40x4
8	ΒΓ	3.25	6119.4	70x6
9	ΓΘ	3.90	2436.9	70x6
10	ΗΘ	3.00	3753.5	70x6
11	ΒΘ	3.75	1793.2	40x4
12	ΑΒ	3.25	8339.3	80x7
13	ΒΙ	4.80	3241.7	80x8
14	ΘΙ	3.00	5629.9	80x8
15	ΑΙ	5.00	2767.4	50x4

Πίνακας 6.10: Διατομές ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως Η.

Ράβδος	Μέλος Δικτύωματος	Μήκος (m)	Δύναμη (Κρ)	ΔΙΑΤΟΜΗ 2L
1	ΔΕ	3.25	1117.2	40x4
2	ΕΖ	3.00	1027.8	50x4
3	ΔΖ	1.25	114.1	40x4
4	ΓΔ	3.25	2309.5	40x4
5	ΔΗ	3.25	1192.3	55x6
6	ΖΗ	3.00	1027.8	50x4
7	ΓΗ	2.50	644.3	40x4
8	ΒΓ	3.25	3519.1	60x6
9	ΓΘ	3.90	1445.3	55x6
10	ΗΘ	3.00	2124.7	60x6
11	ΒΘ	3.75	1158.6	40x4
12	ΑΒ	3.25	4856.7	80x7
13	ΒΙ	4.80	1953.3	70x6
14	ΘΙ	3.00	3237.6	80x8
15	ΑΙ	5.00	1762.4	40x4

6.6 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ

6.6.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΤΟΥ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

6.6.1.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

- **ΡΑΒΔΟΣ 1 (ΔΕ)**

Η ράβδος 1 έχει διατομή **2L 40 × 4**, φορτίο $S_1 = 2016.2 [Kp] = 2.02 [tons]$ και ροπή κάμψεως $M_1 = 2177.5 [Kp \cdot cm] = 2.18 [tons \cdot cm]$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Δ και Ε, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 [mm]$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 4 [mm]$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{4, 10, 4\} = 4 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 4[mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 12.14 [mm]$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 12 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M12** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 13 [mm]$

- **Υπολογισμός αριθμού κοχλιών**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 Για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M12, για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_{\tau}'' = 2.53 \text{ [tons]}$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{4 + 4, 10\} = 8 \text{ [mm]}$ και για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_t = 2.30 \text{ [tons]}$$

Πίνακας 6.11: Αναλαμβανόμενη δύναμη από έναν συνήθη κοχλία για δομικά έργα από St37. Ποιότητα κοχλία 4D [6].

Συμβολισμός	M12		M16		M20		M22		M24		M27		
d_1 mm	12		16		20		22		24		27		
F_1 cm ²	1,13		2,01		3,14		3,80		4,52		5,73		
Φόρτιση	H	HZ	H	HZ	H	HZ	H	HZ	H	HZ	H	HZ	
$\tau_{\alpha \text{ cm}}$ 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} tons	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_t tons	2,53	2,85	4,50	5,07	7,04	7,92	8,51	9,58	10,13	11,40	12,83	14,43	
σ_t 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_t σε tons, για πάχος t σε mm	4	1,15	1,30	1,54	1,73	1,92	2,16	2,11	2,38	2,30	2,59	2,59	2,92
	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	8,08	9,07	9,07	10,21
	15	4,32	4,86	5,76	6,48	7,20	8,10	7,92	8,91	8,64	9,72	9,72	10,94
	16	4,61	5,18	6,14	6,91	7,68	8,64	8,45	9,50	9,22	10,37	10,37	11,66
	17	4,90	5,51	6,53	7,34	8,16	9,18	8,98	10,10	9,79	11,02	11,02	12,39
	18	5,18	5,83	6,91	7,78	8,64	9,72	9,50	10,69	10,37	11,66	11,66	13,12
	19	5,47	6,16	7,30	8,21	9,12	10,26	10,03	11,29	10,94	12,31	12,31	13,85
	20	5,76	6,48	7,68	8,64	9,60	10,80	10,56	11,88	11,52	12,96	12,96	14,58
	$\sigma_{z \text{ cm}}$ t/cm ²	1,12		1,12		1,12		1,12		1,12		1,12	
	N_z tons	0,832		1,579		2,464		3,091		3,550		4,693	

Οι λεπτές οριζόντιες εστιασμένες γραμμές του πίνακα ορίζουν τις περιοχές κάτωθεν των οποίων η N_t γίνεται μεγαλύτερη της N_{τ} , και αντίστοιχα της N_t .

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_{\tau}'', N_t\} = \min\{2.53, 2.30\} \Rightarrow N = 2.30 \text{ [tons]}$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_1}{N} \Rightarrow n = \frac{2.02}{2.30} = 0.88 \rightarrow n = 1 \text{ κοχλίας}$$

Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος επιτρεπτός αριθμός κοχλιών, δηλαδή **2 κοχλίες M12**.

▪ **Υπολογισμός αποστάσεων κοχλίων**

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 [mm]$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 8 [mm]$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλίων:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \text{έως} \quad 8 \cdot d \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 13 \quad \text{έως} \quad 8 \cdot 13 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 15 \cdot 8) [mm]$$

$$e_o = (45.5 \quad \text{έως} \quad 104 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 120) [mm]$$

$$e_o = 70 [mm]$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \text{έως} \quad 3 \cdot d \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 13 \quad \text{έως} \quad 3 \cdot 13 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 6 \cdot 8) [mm]$$

$$e_1 = (26 \quad \text{έως} \quad 39 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 48) [mm]$$

$$e_1 = 35 [mm]$$

▪ **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοχλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_1 και την ροπή λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοχλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_1}{n} = \frac{2.02 [tons]}{2} \Rightarrow N_1 = 1.01 [tons]$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_1}{\alpha} = \frac{M_1}{e_o} = \frac{2.18 [tons \cdot cm]}{7 [cm]} \Rightarrow N_2 = 0.31 [tons]$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 1.06 [tons]$$

- Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης:

$$N_R = 1.06 [tons] < 2.30 [tons] = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

- **ΡΑΒΔΟΣ 3 (ΔΖ)**

Η ράβδος 3 έχει διατομή **2L 40 × 4**, φορτίο $S_3 = 114.1 [Kp] = 0.11 [tons]$ και ροπή κάμψεως $M_3 = 123.2 [Kp \cdot cm] = 0.12 [tons \cdot cm]$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Δ και Ζ, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 [mm]$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 4 [mm]$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{4, 10, 4\} = 4 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 4 [mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 12.14 [mm]$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 12 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M12** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 13 [mm]$

- **Υπολογισμός αριθμού κοχλιών**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθειες κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M12, για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_t'' = 2.53 [tons]$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{4 + 4, 10\} = 8 [mm]$ και για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_t = 2.30 [tons]$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_t'', N_t\} = \min\{2.53, 2.30\} \Rightarrow N = 2.30 \text{ [tons]}$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_3}{N} \Rightarrow n = \frac{0.11}{2.30} = 0.05 \rightarrow n = 1 \text{ κοχλία}$$

Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος επιτρεπτός αριθμός κοχλιών, δηλαδή **2 κοχλίες M12**.

▪ Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 13 \text{ [mm]}$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 8 \text{ [mm]}$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλιών:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \text{έως} \quad 8 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 13 \quad \text{έως} \quad 8 \cdot 13 \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot 8) \text{ [mm]}$$

$$e_o = (45.5 \quad \text{έως} \quad 104 \quad \text{ή έως} \quad 120) \text{ [mm]}$$

$$e_o = 70 \text{ [mm]}$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \text{έως} \quad 3 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 13 \quad \text{έως} \quad 3 \cdot 13 \quad \text{ή έως} \quad 6 \cdot 8) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = (26 \quad \text{έως} \quad 39 \quad \text{ή έως} \quad 48) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = 35 \text{ [mm]}$$

▪ Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση

Οι κοχλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_1 και την ροπή λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοχλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_3}{n} = \frac{0.11 \text{ [tons]}}{2} \Rightarrow N_1 = 0.06 \text{ [tons]}$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_3}{\alpha} = \frac{M_3}{e_o} = \frac{0.12 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}}{7 \text{ [cm]}} \Rightarrow N_2 = 0.02 \text{ [tons]}$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = \mathbf{0.06 [tons]}$$

- Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης:

$$N_R = 0.06 [tons] < 2.30 [tons] = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

- **ΡΑΒΔΟΣ 4 (ΓΔ)**

Η ράβδος 4 έχει διατομή **2L 55 × 6**, φορτίο $S_4 = 4079.9 [Kp] = 4.08 [tons]$ και ροπή κάμψεως $M_4 = 5875.1 [Kp \cdot cm] = 5.88 [tons \cdot cm]$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλίων**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Γ και Δ, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 [mm]$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 6 [mm]$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{6, 10, 6\} = 6 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλίων υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 6[mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 15.32 [mm]$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = \mathbf{16 [mm]}$, δηλαδή κοχλίες **M16** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = \mathbf{17 [mm]}$

- **Υπολογισμός αριθμού κοχλίων**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλίων πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M16, για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_{\tau}'' = 4.50 \text{ [tons]}$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών για κοχλίες M16, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{6 + 6, 10\} = 10 \text{ [mm]}$ και για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_l = 3.84 \text{ [tons]}$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_{\tau}'', N_l\} = \min\{4.50, 3.84\} \Rightarrow N = 3.84 \text{ [tons]}$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_4}{N} \Rightarrow n = \frac{4.08}{3.84} = 1.06 \rightarrow n = 2 \text{ κοχλίες}$$

Θα τοποθετηθούν **2 κοχλίες M12**.

▪ Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 \text{ [mm]}$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 \text{ [mm]}$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλιών:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot d \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 17 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot 17 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_o = (59.5 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 136 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 150) \text{ [mm]}$$

$$e_o = 90 \text{ [mm]}$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 3 \cdot d \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 17 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 3 \cdot 17 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 6 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = (34 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 51 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 60) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = 45 \text{ [mm]}$$

▪ **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοιλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_6 και την ροπή M_6 λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοιλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_6}{n} = \frac{4.08 \text{ [tons]}}{2} \Rightarrow N_1 = 2.04 \text{ [tons]}$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_6}{\alpha} = \frac{M_6}{e_o} = \frac{5.88 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}}{9 \text{ [cm]}} \Rightarrow N_2 = 0.65 \text{ [tons]}$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = \mathbf{2.14 \text{ [tons]}}$$

- Έλεγχος αντοχής κοιλίωσης:

$$N_R = 2.14 \text{ [tons]} < 3.84 \text{ [tons]} = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

• **ΡΑΒΔΟΣ 7 (ΓΗ)**

Η ράβδος 7 έχει διατομή **2L 40 × 4**, φορτίο $S_7 = 975.4 \text{ [Kp]} = 0.98 \text{ [tons]}$ και ροπή κάμψεως $M_7 = 1053.4 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]} = 1.05 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}$

▪ **Υπολογισμός διαμέτρου κοιλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Γ και Η, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 \text{ [mm]}$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 4 \text{ [mm]}$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{4, 10, 4\} = 4 \text{ [mm]}$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοιλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 4 \text{ [mm]}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = 12.14 \text{ [mm]}$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 12 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M12** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 13 [mm]$

▪ **Υπολογισμός αριθμού κοχλιών**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M12, για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_{\tau}'' = 2.53 [tons]$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυνας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{4 + 4, 10\} = 8 [mm]$ και για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_l = 2.30 [tons]$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_{\tau}'', N_l\} = \min\{2.53, 2.30\} \Rightarrow N = 2.30 [tons]$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_7}{N} \Rightarrow n = \frac{0.98}{2.30} = 0.42 \rightarrow n = 1 \text{ κοχλίας}$$

Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος επιτρεπτός αριθμός κοχλιών, δηλαδή **2 κοχλίες M12**.

▪ **Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών**

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 13 [mm]$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 8 [mm]$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλιών:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot d \quad \acute{\eta} \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 13 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot 13 \quad \acute{\eta} \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot 8) [mm]$$

$$e_o = (45.5 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 104 \quad \acute{\eta} \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 120) [mm]$$

$$e_o = 70 [mm]$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \text{έως} \quad 3 \cdot d \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 13 \quad \text{έως} \quad 3 \cdot 13 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 6 \cdot 8) [mm]$$

$$e_1 = (26 \quad \text{έως} \quad 39 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 48) [mm]$$

$$e_1 = 35 [mm]$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κάθετα στην διεύθυνση της δύναμης καθορίζεται από τον πίνακα.

- **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοιλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_7 και την ροπή M_7 λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοιλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_7}{n} = \frac{0.98 [tons]}{2} \Rightarrow N_1 = 0.49 [tons]$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_7}{\alpha} = \frac{M_7}{e_o} = \frac{1.05 [tons \cdot cm]}{7 [cm]} \Rightarrow N_2 = 0.15 [tons]$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 0.51 [tons]$$

- Έλεγχος αντοχής κοιλίωσης:

$$N_R = 0.51 [tons] < 2.30 [tons] = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

- **ΡΑΒΔΟΣ 8 (ΒΓ)**

Η ράβδος 8 έχει διατομή **2L 70 × 6**, φορτίο $S_8 = 6119.4 [Kp] = 6.12 [tons]$ και ροπή κάμψης $M_8 = 12667.1 [Kp \cdot cm] = 12.67 [tons \cdot cm]$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοιλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Β και Γ, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10$ [mm]
 Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 6$ [mm]

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{6, 10, 6\} = 6$$
 [mm]

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2$$
 [mm]

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 6} - 2$$
 [mm]

$$d_1 = 15.32$$
 [mm]

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 16$ [mm], δηλαδή κοχλίες **M16** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 17$ [mm]

▪ Υπολογισμός αριθμού κοχλιών

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M16, για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_{\tau}'' = 4.50$$
 [tons]

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυνας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{6 + 6, 10\} = 10$ [mm] και για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_l = 3.84$$
 [tons]

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_{\tau}'', N_l\} = \min\{4.50, 3.84\} \Rightarrow N = 3.84$$
 [tons]

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_8}{N} \Rightarrow n = \frac{6.12}{3.84} = 1.59 \rightarrow n = 2$$
 κοχλίες

Θα τοποθετηθούν **2 κοχλίες M12**.

▪ **Υπολογισμός αποστάσεων κοχλίων**

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 [mm]$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 [mm]$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλίων:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \text{έως} \quad 8 \cdot d \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 8 \cdot 17 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 15 \cdot 10) [mm]$$

$$e_o = (59.5 \quad \text{έως} \quad 136 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 150) [mm]$$

$$e_o = 90 [mm]$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \text{έως} \quad 3 \cdot d \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 3 \cdot 17 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 6 \cdot 10) [mm]$$

$$e_1 = (34 \quad \text{έως} \quad 51 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 60) [mm]$$

$$e_1 = 45 [mm]$$

▪ **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοχλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_8 και την ροπή M_8 λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοχλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_8}{n} = \frac{6.12 [tons]}{2} \Rightarrow N_1 = 3.06 [tons]$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_8}{\alpha} = \frac{M_8}{e_o} = \frac{12.67 [tons \cdot cm]}{9 [cm]} \Rightarrow N_2 = 1.41 [tons]$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 3.37 [tons]$$

- Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης:

$$N_R = 3.37 [tons] < 3.84 [tons] = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

- **ΡΑΒΔΟΣ 11 (ΒΘ)**

Η ράβδος 11 έχει διατομή **2L 40 × 4**, φορτίο $S_{11} = 1793.2 [Kp] = 1.79 [tons]$ και ροπή κάμψεως $M_{11} = 1936.7 [Kp \cdot cm] = 1.94 [tons \cdot cm]$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Β και Θ, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 [mm]$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 4 [mm]$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{4, 10, 4\} = 4 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 4 [mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 12.14 [mm]$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 12 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M12** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 13 [mm]$

- **Υπολογισμός αριθμού κοχλιών**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M12, για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_{\tau}'' = 2.53 [tons]$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυνας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{4 + 4, 10\} = 8 [mm]$ και για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_l = 2.30 [tons]$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N'_t, N_t\} = \min\{2.53, 2.30\} \Rightarrow N = 2.30 \text{ [tons]}$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_{11}}{N} \Rightarrow n = \frac{1.79}{2.30} = 0.78 \rightarrow n = 1 \text{ κοχλία}$$

Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος επιτρεπτός αριθμός κοχλιών, δηλαδή **2 κοχλίες M12**.

▪ Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 13 \text{ [mm]}$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 \text{ [mm]}$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλιών:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot d \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 13 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot 13 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_o = (45.5 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 104 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 150) \text{ [mm]}$$

$$e_o = 70 \text{ [mm]}$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 3 \cdot d \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 13 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 3 \cdot 13 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 6 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = (26 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 39 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 60) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = 35 \text{ [mm]}$$

▪ Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση

Οι κοχλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_{11} και την ροπή M_{11} λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοχλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_{11}}{n} = \frac{1.79 \text{ [tons]}}{2} \Rightarrow N_1 = 0.90 \text{ [tons]}$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_{11}}{\alpha} = \frac{M_{11}}{e_o} = \frac{1.94 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}}{7 \text{ [cm]}} \Rightarrow N_2 = 0.28 \text{ [tons]}$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = \mathbf{0.94 [tons]}$$

- Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης:

$$N_R = 0.94 [tons] < 2.30 [tons] = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

- **ΡΑΒΔΟΣ 12 (AB)**

Η ράβδος 12 έχει διατομή **2L 80 × 7**, φορτίο $S_{12} = 8339.3 [Kp] = \mathbf{8.34 [tons]}$ και ροπή κάμψεως $M_{12} = 19097.0 [Kp \cdot cm] = \mathbf{19.1 [tons \cdot cm]}$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις A και B, τα οποία είναι:

$$\text{Πάχος κομβοελάσματος: } t = 10 [mm]$$

$$\text{Πάχος κορμού ελάσματος: } s = 7 [mm]$$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{7, 10, 6\} = 7 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 7 [mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 16.71 [mm]$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = \mathbf{16 [mm]}$, δηλαδή κοχλίες **M16** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = \mathbf{17 [mm]}$

- **Υπολογισμός αριθμού κοχλιών**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M12, για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_{\tau}'' = 4.50 \text{ [tons]}$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{7 + 7, 10\} = 10 \text{ [mm]}$ και για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_l = 3.84 \text{ [tons]}$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_{\tau}'', N_l\} = \min\{4.50, 3.84\} \Rightarrow N = 3.84 \text{ [tons]}$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_{12}}{N} \Rightarrow n = \frac{8.34}{3.84} = 2.17 \rightarrow n = 3 \text{ κοχλίες}$$

Θα τοποθετηθούν **3 κοχλίες M16**.

▪ Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 \text{ [mm]}$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 \text{ [mm]}$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλιών:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot d \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 17 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot 17 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_o = (59.5 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 136 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 150) \text{ [mm]}$$

$$e_o = 90 \text{ [mm]}$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 3 \cdot d \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 17 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 3 \cdot 17 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 6 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = (34 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 51 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 60) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = 45 \text{ [mm]}$$

▪ **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοιλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_7 και την ροπή M_{11} λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοιλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_{12}}{n} = \frac{8.34 \text{ [tons]}}{2} \Rightarrow N_1 = 2.78 \text{ [tons]}$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_{12}}{\alpha} = \frac{M_{12}}{e_o} = \frac{19.10 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}}{9 \text{ [cm]}} \Rightarrow N_2 = 2.12 \text{ [tons]}$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 3.5 \text{ [tons]}$$

- Έλεγχος αντοχής κοιλίωσης:

$$N_R = 3.5 \text{ [tons]} < 4.84 \text{ [tons]} = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής

• **ΡΑΒΔΟΣ 15 (A1)**

Η ράβδος 15 έχει διατομή **2L 50 × 4**, φορτίο $S_{15} = 2767.4 \text{ [Kp]} = 2.77 \text{ [tons]}$ και ροπή κάμψεως $M_{15} = 4538.5 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]} = 4.54 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}$

▪ **Υπολογισμός διαμέτρου κοιλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις A και I, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 \text{ [mm]}$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 4 \text{ [mm]}$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{4, 10, 4\} = 4 \text{ [mm]}$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοιλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 4 \text{ [mm]}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = 12.14 [mm]$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 12 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M12** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 13 [mm]$

▪ Υπολογισμός αριθμού κοχλιών

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M12, για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_t'' = 2.53 [tons]$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{4 + 4, 10\} = 8 [mm]$ και για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_t = 2.30 [tons]$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_t'', N_t\} = \min\{2.53, 2.30\} \Rightarrow N = 2.30 [tons]$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_{15}}{N} \Rightarrow n = \frac{2.77}{2.30} = 1.2 \rightarrow n = 2 \text{ κοχλίας}$$

Θα τοποθετηθούν **2 κοχλίες M12**.

▪ Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 13 [mm]$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 [mm]$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλιών:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \text{έως} \quad 8 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 13 \quad \text{έως} \quad 8 \cdot 13 \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot 8) [mm]$$

$$e_o = (45.5 \quad \text{έως} \quad 104 \quad \text{ή έως} \quad 120) [mm]$$

$$e_o = 70 [mm]$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 3 \cdot d \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 13 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 3 \cdot 13 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 6 \cdot 8) [mm]$$

$$e_1 = (26 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 39 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 48) [mm]$$

$$e_1 = 35 [mm]$$

▪ Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση

Οι κοιλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_{15} και την ροπή M_{15} λόγω της εκκεντρότητας e . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοιλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_{15}}{n} = \frac{2.77 [tons]}{2} \Rightarrow N_1 = 1.38 [tons]$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_{15}}{\alpha} = \frac{M_{15}}{e_o} = \frac{4.54 [tons \cdot cm]}{7 [cm]} \Rightarrow N_2 = 0.65 [tons]$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 1.53 [tons]$$

- Έλεγχος αντοχής κοιλίωσης:

$$N_R = 1.53 [tons] < 2.30 [tons] = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

Στο Πίνακα 6.12 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

Πίνακας 6.12: Υπολογισμοί συνδέσεων των εφελκόμενων ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτυώματος για την περίπτωση της φορτίσεως Η.

Ράβδος	ΔΙΑΤ. 2L	S (tons)	M (tons.cm)	d ₁ (mm)	Τυπ.	d (mm)	N _t ¹ (tons)	N _l (tons)	N (tons)	n κοχλίες
1 (ΔΕ)	40x4	2.02	2.18	12.14	M12	13	2.53	2.3	2.3	2
3 (ΔΖ)	40x4	0.11	0.12	12.14	M12	13	2.53	2.3	2.3	2
4 (ΓΔ)	55x6	4.08	5.88	15.32	M16	17	4.5	3.84	3.84	2
7 (ΓΗ)	40x4	0.98	1.05	12.14	M12	13	2.53	2.3	2.3	2
8 (ΒΓ)	70x6	6.12	12.67	15.32	M16	17	4.5	3.84	3.84	2
11 (ΒΘ)	40x4	1.79	1.94	12.14	M12	13	2.53	2.3	2.3	2
12 (ΑΒ)	80x7	8.34	19.10	16.71	M16	17	4.5	3.84	3.84	3
15 (ΑΙ)	2L50x4	2.77	4.54	12.14	M12	13	2.53	2.3	2.3	2

Ράβδος	t _{min} (mm)	3.5d (mm)	8d (mm)	15t (mm)	e _o (mm)	2d (mm)	3d (mm)	6t (mm)	e ₁ (mm)	N ₁ (tons)	N ₂ (tons)	N _R (tons)
1 (ΔΕ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	1.01	0.31	1.06
3 (ΔΖ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	0.06	0.02	0.06
4 (ΓΔ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	2.04	0.65	2.14
7 (ΓΗ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	0.49	0.15	0.51
8 (ΒΓ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	3.06	1.41	3.37
11 (ΒΘ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	0.90	0.28	0.94
12 (ΑΒ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	2.78	2.12	3.50
15 (ΑΙ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	1.38	0.65	1.53

6.6.1.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

• ΡΑΒΔΟΣ 2 (ΕΖ)

Η ράβδος 2 έχει διατομή **2L 55 × 6**, φορτίο $S_2 = 1854.9 [Kp] = 1.85 [tons]$ και ροπή κάμψεως $M_2 = 2671.1 [Kp \cdot cm] = 2.67 [tons \cdot cm]$

▪ Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Ε και Ζ, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 [mm]$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 6 [mm]$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{6, 10, 6\} = 6 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 6[mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 15.32 [mm]$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 16 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M16** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 17 [mm]$

▪ Υπολογισμός αριθμού κοχλιών

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυγας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθειες κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M16, για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N'_t = 4.50 [tons]$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών για κοχλίες M16, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{6 + 6, 10\} = 10 [mm]$ και για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_l = 3.84 [tons]$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N'_t, N_l\} = \min\{4.50, 3.84\} \Rightarrow N = 3.84 [tons]$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_2}{N} \Rightarrow n = \frac{1.85}{3.84} = 0.48 \rightarrow n = 1 \text{ κοχλίας}$$

Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος επιτρεπτός αριθμός κοχλιών, δηλαδή **2 κοχλίες M16**.

▪ Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 [mm]$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 [mm]$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλίων:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \text{έως} \quad 8 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 8 \cdot 17 \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot 10) [mm]$$

$$e_o = (59.5 \quad \text{έως} \quad 136 \quad \text{ή έως} \quad 150) [mm]$$

$$e_o = 90 [mm]$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \text{έως} \quad 3 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 3 \cdot 17 \quad \text{ή έως} \quad 6 \cdot 10) [mm]$$

$$e_1 = (34 \quad \text{έως} \quad 51 \quad \text{ή έως} \quad 60) [mm]$$

$$e_1 = 45 [mm]$$

▪ Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση

Οι κοχλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_2 και την ροπή M_2 λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοχλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_2}{n} = \frac{1.85 [tons]}{2} \Rightarrow N_1 = 0.93 [tons]$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_2}{\alpha} = \frac{M_2}{e_o} = \frac{2.67 [tons \cdot cm]}{9 [cm]} \Rightarrow N_2 = 0.30 [tons]$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 0.97 [tons]$$

- Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης:

$$N_R = 0.97 [tons] < 3.84 [tons] = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

- **ΡΑΒΔΟΣ 5 (ΔΗ)**

Η ράβδος 5 έχει διατομή **2L 60 × 6**, φορτίο $S_5 = 2053.7 [Kp] = 2.05 [tons]$ και ροπή κάμψεως $M_5 = 3735.3 [Kp \cdot cm] = 3.74 [tons \cdot cm]$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Δ και Η, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 [mm]$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 6 [mm]$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{6, 10, 6\} = 6 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 6[mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 15.32 [mm]$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 16 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M16** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 17 [mm]$

- **Υπολογισμός αριθμού κοχλιών**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M16, για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_{\tau}'' = 4.50 [tons]$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυνας των οπών για κοχλίες M16, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{6 + 6, 10\} = 10 [mm]$ και για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_l = 3.84 [tons]$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_t'', N_l\} = \min\{4.50, 3.84\} \Rightarrow N = 3.84 \text{ [tons]}$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_5}{N} \Rightarrow n = \frac{2.05}{3.84} = 0.54 \rightarrow n = 1 \text{ κοχλίας}$$

Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος επιτρεπτός αριθμός κοχλιών, δηλαδή **2 κοχλίες M16**.

▪ **Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών**

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 \text{ [mm]}$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 \text{ [mm]}$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλιών:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \text{έως} \quad 8 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 8 \cdot 17 \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_o = (59.5 \quad \text{έως} \quad 136 \quad \text{ή έως} \quad 150) \text{ [mm]}$$

$$e_o = 90 \text{ [mm]}$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \text{έως} \quad 3 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 3 \cdot 17 \quad \text{ή έως} \quad 6 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = (34 \quad \text{έως} \quad 51 \quad \text{ή έως} \quad 60) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = 45 \text{ [mm]}$$

▪ **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοχλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_5 και την ροπή M_5 λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοχλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_5}{n} = \frac{2.05 \text{ [tons]}}{2} \Rightarrow N_1 = 1.03 \text{ [tons]}$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_5}{\alpha} = \frac{M_5}{e_o} = \frac{3.74 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}}{9 \text{ [cm]}} \Rightarrow N_2 = 0.42 \text{ [tons]}$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 1.11 \text{ [tons]}$$

- Έλεγχος αντοχής κοιλίωσης:

$$N_R = 1.11 \text{ [tons]} < 3.84 \text{ [tons]} = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

- **ΡΑΒΔΟΣ 6 (ZH)**

Η ράβδος 6 έχει διατομή **2L 55 × 6**, φορτίο $S_6 = 1854.9 \text{ [Kp]} = 1.85 \text{ [tons]}$ και ροπή κάμψεως $M_6 = 2671.1 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]} = 2.67 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοιλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Z και H, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 \text{ [mm]}$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 6 \text{ [mm]}$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{6, 10, 6\} = 6 \text{ [mm]}$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοιλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 6 \text{ [mm]}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = 15.32 \text{ [mm]}$$

Τοποθετούμε κοιλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 16 \text{ [mm]}$, δηλαδή κοιλίες **M16** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 17 \text{ [mm]}$

- **Υπολογισμός αριθμού κοιλιών**

Οι κοιλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοιλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοιλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M16, για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_{\tau}'' = 4.50 \text{ [tons]}$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών για κοχλίες M16, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{6 + 6, 10\} = 10 \text{ [mm]}$ και για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_l = 3.84 \text{ [tons]}$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_{\tau}'', N_l\} = \min\{4.50, 3.84\} \Rightarrow N = 3.84 \text{ [tons]}$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_5}{N} \Rightarrow n = \frac{1.85}{3.84} = 0.48 \rightarrow n = 1 \text{ κοχλίας}$$

Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος επιτρεπτός αριθμός κοχλιών, δηλαδή **2 κοχλίες M16**.

▪ **Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών**

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 \text{ [mm]}$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 \text{ [mm]}$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλιών:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot d \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 17 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot 17 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_o = (59.5 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 136 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 150) \text{ [mm]}$$

$$e_o = 90 \text{ [mm]}$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 3 \cdot d \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 17 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 3 \cdot 17 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 6 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = (34 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 51 \quad \acute{\eta} \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 60) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = 45 \text{ [mm]}$$

▪ **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοιλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_6 και την ροπή M_6 λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοιλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_6}{n} = \frac{1.85 \text{ [tons]}}{2} \Rightarrow N_1 = 0.93 \text{ [tons]}$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_6}{\alpha} = \frac{M_6}{e_o} = \frac{2.67 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}}{9 \text{ [cm]}} \Rightarrow N_2 = 0.3 \text{ [tons]}$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = \mathbf{0.97 \text{ [tons]}}$$

- Έλεγχος αντοχής κοιλίωσης:

$$N_R = 0.97 \text{ [tons]} < 3.84 \text{ [tons]} = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

• **ΡΑΒΔΟΣ 9 (ΓΘ)**

Η ράβδος 9 έχει διατομή **2L 70 × 6**, φορτίο $S_9 = 2436.9 \text{ [Kp]} = 2.44 \text{ [tons]}$ και ροπή κάμψεως $M_9 = 5044.4 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]} = 5.04 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}$

▪ **Υπολογισμός διαμέτρου κοιλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Γ και Θ, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 \text{ [mm]}$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 6 \text{ [mm]}$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{6, 10, 6\} = 6 \text{ [mm]}$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοιλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 6 \text{ [mm]}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = 15.32 \text{ [mm]}$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 16 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M16** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 17 [mm]$

▪ **Υπολογισμός αριθμού κοχλιών**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M16, για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_{\tau}'' = 4.50 [tons]$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυνας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{6 + 6, 10\} = 10 [mm]$ και για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_l = 3.84 [tons]$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_{\tau}'', N_l\} = \min\{4.50, 3.84\} \Rightarrow N = 3.84 [tons]$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_9}{N} \Rightarrow n = \frac{2.44}{3.84} = 0.63 \rightarrow n = 1 \text{ κοχλίας}$$

Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος επιτρεπτός αριθμός κοχλιών, δηλαδή **2 κοχλίες M16**.

▪ **Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών**

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 [mm]$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 [mm]$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλιών:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot d \quad \acute{\eta} \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 17 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 8 \cdot 17 \quad \acute{\eta} \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 15 \cdot 10) [mm]$$

$$e_o = (59.5 \quad \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 136 \quad \acute{\eta} \acute{\epsilon}\omega\varsigma \quad 150) [mm]$$

$$e_o = 90 [mm]$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \text{έως} \quad 3 \cdot d \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 3 \cdot 17 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 6 \cdot 10) [mm]$$

$$e_1 = (34 \quad \text{έως} \quad 51 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 60) [mm]$$

$$e_1 = 45 [mm]$$

- **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοιλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_9 και την ροπή M_9 λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοιλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_9}{n} = \frac{2.44 [tons]}{2} \Rightarrow N_1 = 1.22 [tons]$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_9}{\alpha} = \frac{M_9}{e_o} = \frac{5.04 [tons \cdot cm]}{9 [cm]} \Rightarrow N_2 = 0.56 [tons]$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 1.34 [tons]$$

- Έλεγχος αντοχής κοιλίωσης:

$$N_R = 1.34 [tons] < 3.84 [tons] = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

- **ΡΑΒΔΟΣ 10 (HΘ)**

Η ράβδος 10 έχει διατομή **2L 70 × 6**, φορτίο $S_{10} = 3753.5 [Kp] = 3.75 [tons]$ και ροπή κάμψεως $M_{10} = 7769.7 [Kp \cdot cm] = 7.77 [tons \cdot cm]$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοιλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις H και Θ, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 [mm]$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 6 [mm]$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{6, 10, 6\} = 6 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 6} [mm] - 2 [mm]$$

$$d_1 = 15.32 [mm]$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 16 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M16** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 17 [mm]$

▪ Υπολογισμός αριθμού κοχλιών

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθειες κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M16, για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_t'' = 4.50 [tons]$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυνας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{6 + 6, 10\} = 10 [mm]$ και για περίπτωση φορτίσεως "H" είναι:

$$N_t = 3.84 [tons]$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_t'', N_t\} = \min\{4.50, 3.84\} \Rightarrow N = 3.84 [tons]$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_{10}}{N} \Rightarrow n = \frac{3.75}{3.84} = 0.98 \rightarrow n = 1 \text{ κοχλίας}$$

Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος επιτρεπτός αριθμός κοχλιών, δηλαδή **2 κοχλίες M12**.

▪ **Υπολογισμός αποστάσεων κοχλίων**

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 [mm]$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 [mm]$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλίων:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \text{έως} \quad 8 \cdot d \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 8 \cdot 17 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 15 \cdot 10) [mm]$$

$$e_o = (59.5 \quad \text{έως} \quad 136 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 150) [mm]$$

$$e_o = 90 [mm]$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \text{έως} \quad 3 \cdot d \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 3 \cdot 17 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 6 \cdot 10) [mm]$$

$$e_1 = (34 \quad \text{έως} \quad 51 \quad \text{ή} \quad \text{έως} \quad 60) [mm]$$

$$e_1 = 45 [mm]$$

▪ **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοχλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_8 και την ροπή M_8 λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοχλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_{10}}{n} = \frac{3.75 [tons]}{2} \Rightarrow N_1 = 1.88 [tons]$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_{10}}{\alpha} = \frac{M_{10}}{e_o} = \frac{7.77 [tons \cdot cm]}{9 [cm]} \Rightarrow N_2 = 0.86 [tons]$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 2.07 [tons]$$

- Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης:

$$N_R = 2.07 [tons] < 3.84 [tons] = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

- **ΡΑΒΔΟΣ 13 (B1)**

Η ράβδος 13 έχει διατομή **2L 80 × 8** φορτίο $S_{13} = 3241.7 [Kp] = 3.24 [tons]$ και ροπή κάμψεως $M_{13} = 7261.4 [Kp \cdot cm] = 7.26 [tons \cdot cm]$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις B και I, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 [mm]$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 8 [mm]$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{8, 10, 8\} = 8 [mm]$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 [mm]$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 8 [mm]} - 2 [mm]$$

$$d_1 = 18 [mm]$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = 16 [mm]$, δηλαδή κοχλίες **M16** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 17 [mm]$

- **Υπολογισμός αριθμού κοχλιών**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M16, για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_t'' = 4.50 [tons]$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυνας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{8 + 8, 10\} = 10 [mm]$ και για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_t = 3.84 [tons]$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_t'', N_l\} = \min\{4.50, 3.84\} \Rightarrow N = 3.84 \text{ [tons]}$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλιών υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_{13}}{N} \Rightarrow n = \frac{3.24}{3.84} = 0.84 \rightarrow n = 1 \text{ κοχλίας}$$

Θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος επιτρεπτός αριθμός κοχλιών, δηλαδή **2 κοχλίες M16**.

▪ Υπολογισμός αποστάσεων κοχλιών

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 \text{ [mm]}$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 \text{ [mm]}$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλιών:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \text{έως} \quad 8 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 8 \cdot 17 \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_o = (59.5 \quad \text{έως} \quad 136 \quad \text{ή έως} \quad 150) \text{ [mm]}$$

$$e_o = 90 \text{ [mm]}$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \text{έως} \quad 3 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 3 \cdot 17 \quad \text{ή έως} \quad 6 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = (34 \quad \text{έως} \quad 51 \quad \text{ή έως} \quad 60) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = 45 \text{ [mm]}$$

▪ Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση

Οι κοχλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_{13} και την ροπή M_{13} λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοχλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_{13}}{n} = \frac{3.24 \text{ [tons]}}{2} \Rightarrow N_1 = 1.62 \text{ [tons]}$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_{13}}{\alpha} = \frac{M_{13}}{e_o} = \frac{7.26 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}}{9 \text{ [cm]}} \Rightarrow N_2 = 0.81 \text{ [tons]}$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = \mathbf{1.81 \text{ [tons]}}$$

- Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης:

$$N_R = 1.81 \text{ [tons]} < 3.84 \text{ [tons]} = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

- **ΡΑΒΔΟΣ 14 (ΘΙ)**

Η ράβδος 14 έχει διατομή **2L 80 × 8**, φορτίο $S_{14} = 5629.9 \text{ [Kp]} = 5.63 \text{ [tons]}$ και ροπή κάμψεως $M_{14} = 12611 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]} = 12.61 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}$

- **Υπολογισμός διαμέτρου κοχλιών**

Εξετάζουμε τα πάχη των ελασμάτων που συνδέονται στις θέσεις Θ και Ι, τα οποία είναι:

Πάχος κομβοελάσματος: $t = 10 \text{ [mm]}$

Πάχος κορμού ελάσματος: $s = 8 \text{ [mm]}$

Λαμβάνουμε το μικρότερο πάχος, δηλαδή:

$$t_{min} = \{8, 10, 8\} = 8 \text{ [mm]}$$

Η κατάλληλη διάμετρος των κοχλιών υπολογίζεται με τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot t_{min}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = \sqrt{50 \cdot 8 \text{ [mm]}} - 2 \text{ [mm]}$$

$$d_1 = 18 \text{ [mm]}$$

Τοποθετούμε κοχλίες διαμέτρου κορμού $d_1 = \mathbf{16 \text{ [mm]}}$, δηλαδή κοχλίες **M16** σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = \mathbf{17 \text{ [mm]}}$

- **Υπολογισμός αριθμού κοχλιών**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους αφ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και αφ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M16, για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_{\tau}'' = 4.50 \text{ [tons]}$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυγας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{8 + 8, 10\} = 10 \text{ [mm]}$ και για περίπτωση φορτίσεως “H” είναι:

$$N_l = 3.84 \text{ [tons]}$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N_{\tau}'', N_l\} = \min\{4.50, 3.84\} \Rightarrow N = 3.84 \text{ [tons]}$$

Ο αριθμός των απαιτούμενων κοχλίων υπολογίζεται από την σχέση:

$$n = \frac{S_{14}}{N} \Rightarrow n = \frac{5.63}{3.84} = 1.47 \rightarrow n = 2 \text{ κοχλίες}$$

Θα τοποθετηθούν **2 κοχλίες M16**.

▪ Υπολογισμός αποστάσεων κοχλίων

Σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς για διάμετρο οπής κοχλία $d = 17 \text{ [mm]}$ και πάχος λεπτότερου ελάσματος $t = 10 \text{ [mm]}$ προκύπτουν τα εξής:

- Η απόσταση μεταξύ των κοχλίων:

$$e_o = 3.5 \cdot d \quad \text{έως} \quad 8 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot t$$

$$e_o = (3.5 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 8 \cdot 17 \quad \text{ή έως} \quad 15 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_o = (59.5 \quad \text{έως} \quad 136 \quad \text{ή έως} \quad 150) \text{ [mm]}$$

$$e_o = 90 \text{ [mm]}$$

- Η απόσταση από το άκρο του ελάσματος κατά την διεύθυνση της δύναμης:

$$e_1 = 2 \cdot d \quad \text{έως} \quad 3 \cdot d \quad \text{ή έως} \quad 6 \cdot t$$

$$e_1 = (2 \cdot 17 \quad \text{έως} \quad 3 \cdot 17 \quad \text{ή έως} \quad 6 \cdot 10) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = (34 \quad \text{έως} \quad 51 \quad \text{ή έως} \quad 60) \text{ [mm]}$$

$$e_1 = 45 \text{ [mm]}$$

▪ **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοχλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_{14} και την ροπή M_{14} λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοχλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_{14}}{n} = \frac{5.63 \text{ [tons]}}{2} \Rightarrow N_1 = 2.81 \text{ [tons]}$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_{14}}{\alpha} = \frac{M_{14}}{e_o} = \frac{12.61 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}}{9 \text{ [cm]}} \Rightarrow N_2 = 1.40 \text{ [tons]}$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 3.14 \text{ [tons]}$$

- Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης:

$$N_R = 3.14 \text{ [tons]} < 3.84 \text{ [tons]} = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

Στον Πίνακα 6.13 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

Πίνακας 6.13: Υπολογισμοί συνδέσεων των θλιβόμενων ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως Η.

Ράβδος	ΔΙΑΤ. 2L	S (tons)	M (tons.cm)	d ₁ (mm)	Τυπ.	d (mm)	N _t " (tons)	N _l (tons)	N (tons)	n κοχλίες
2 (EZ)	2L55x6	1.85	2.67	15.32	M16	17	4.5	3.84	3.84	2
5 (ΓΔ)	2L60x6	2.06	3.74	15.32	M16	17	4.5	3.84	3.84	2
6 (ZH)	2L55x6	1.85	2.67	15.32	M16	17	4.5	3.84	3.84	2
9 (ΓΘ)	2L70x6	2.44	5.04	15.32	M16	17	4.5	3.84	3.84	2
10 (ΗΘ)	2L70x6	3.75	7.77	15.32	M16	17	4.5	3.84	3.84	2
13 (ΒΙ)	2L80x8	3.24	7.26	18.00	M16	17	4.5	3.84	3.84	2
14 (ΘΙ)	2L80x8	5.63	12.61	18.00	M16	17	4.5	3.84	3.84	2

Ράβδος	t _{min} (mm)	3.5d (mm)	8d (mm)	15t (mm)	e _o (mm)	2d (mm)	3d (mm)	6t (mm)	e ₁ (mm)	N ₁ (tons)	N ₂ (tons)	N _R (tons)
2 (EZ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	0.93	0.30	0.97
5 (ΓΔ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	1.03	0.42	1.11
6 (ZH)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	0.93	0.30	0.97
9 (ΓΘ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	1.22	0.56	1.34
10 (ΗΘ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	1.88	0.86	2.07
13 (ΒΙ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	1.62	0.81	1.81
14 (ΘΙ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	2.81	1.40	3.14

6.6.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΓΙΑ ΤΟ 1^ο ΚΑΙ 5^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑ

Οι υπολογισμοί των συνδέσεων των ράβδων για το 1^ο και το 5^ο δικτύωμα γίνονται με τον ίδιο τρόπο που εφαρμόσαμε στην παράγραφο 6.6.1 για το 2^ο, 3^ο και 4^ο δικτύωμα.

6.6.2.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 1^ο και 5^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

6.6.2.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 1^ο και 5^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Πίνακας 6.14: Υπολογισμοί συνδέσεων των εφέλκυσμένων ράβδων του 1^ο και 5^ο δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως Η.

Ράβδος	ΔΙΑΤ. 2L	S (tons)	M (tons.cm)	d ₁ (mm)	Τυπ.	d (mm)	N _r ⁿ (tons)	N _l (tons)	N (tons)	n κοχλίες
1 (ΔΕ)	2L40x4	1.12	1.21	12.14	M12	13	2.53	2.3	2.3	2
3 (ΔΖ)	2L40x4	0.11	0.12	12.14	M12	13	2.53	2.3	2.3	2
4 (ΓΔ)	2L40x4	2.31	2.49	12.14	M12	13	2.53	2.3	3.84	2
7 (ΓΗ)	2L40x4	0.64	0.70	12.14	M12	13	2.53	2.3	2.3	2
8 (ΒΓ)	2L60x6	3.52	6.37	15.32	M16	17	4.5	3.84	3.84	2
11 (ΒΘ)	2L40x4	1.16	1.25	12.14	M12	13	2.53	2.3	2.3	2
12 (ΑΒ)	2L60x6	4.86	8.79	15.32	M16	17	4.5	3.84	3.84	2
15 (ΑΙ)	2L40x4	1.12	1.21	12.14	M12	13	2.53	2.3	2.3	2

Ράβδος	t _{min} (mm)	3.5d (mm)	8d (mm)	15t (mm)	e _o (mm)	2d (mm)	3d (mm)	6t (mm)	e ₁ (mm)	N ₁ (tons)	N ₂ (tons)	N _R (tons)
1 (ΔΕ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	0.56	0.17	0.58
3 (ΔΖ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	0.06	0.02	0.06
4 (ΓΔ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	1.15	0.36	1.21
7 (ΓΗ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	0.32	0.10	0.34
8 (ΒΓ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	1.76	0.71	1.90
11 (ΒΘ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	0.58	0.18	0.61
12 (ΑΒ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	2.43	0.98	2.62
15 (ΑΙ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	0.88	0.27	0.92

Πίνακας 6.15: Υπολογισμοί συνδέσεων των θλιβόμενων ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως Η.

Ράβδος	ΔΙΑΤ. 2L	S (tons)	M (tons.cm)	d ₁ (mm)	Τυπ.	d (mm)	N _{τ'} (tons)	N _l (tons)	N (tons)	n κοχλίες
2 (EZ)	2L50x4	1.03	1.69	12.14	12	13	2.53	2.3	2.3	2
5 (ΓΔ)	2L55x6	1.19	1.72	15.32	16	17	4.5	3.84	3.84	2
6 (ZH)	2L50x4	1.03	1.69	12.14	12	13	2.53	2.3	2.3	2
9 (ΓΘ)	2L55x6	1.45	2.08	15.32	16	17	4.5	3.84	3.84	2
10 (ΗΘ)	2L60x6	2.12	3.85	15.32	16	17	4.5	3.84	3.84	2
13 (ΒΙ)	2L70x6	1.95	4.04	15.32	16	17	4.5	3.84	3.84	2
14 (ΘΙ)	2L80x8	3.24	7.25	18.00	16	17	4.5	3.84	3.84	2

Ράβδος	t _{min} (mm)	3.5d (mm)	8d (mm)	15t (mm)	e _o (mm)	2d (mm)	3d (mm)	6t (mm)	e ₁ (mm)	N ₁ (tons)	N ₂ (tons)	N _R (tons)
2 (EZ)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	0.51	0.24	0.57
5 (ΔΗ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	0.60	0.19	0.63
6 (ZH)	8	45.5	104	120	70	26	39	48	35	0.51	0.24	0.57
9 (ΓΘ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	0.72	0.23	0.76
10 (ΗΘ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	1.06	0.43	1.15
13 (ΒΙ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	0.98	0.45	1.08
14 (ΘΙ)	10	59.5	136	150	90	34	51	60	45	1.62	0.81	1.81

6.6.3 ΠΙΝΑΚΕΣ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ Η

Πίνακας 6.16: Σύνδεσμοι ράβδων 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύωματος

Ράβδος	2L	Σημεία κοχλίωσης		n κοχλίες	Τυπ.	d (mm)
ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ						
1	40x4	Δ	Ε	2	M12	13
3	40x4	Δ	Ζ	2	M12	13
4	55x6	Γ	Δ	2	M16	17
7	40x4	Γ	Η	2	M12	13
8	70x6	Β	Γ	2	M16	17
11	40x4	Β	Θ	2	M12	13
12	80x7	Α	Β	3	M16	17
15	50x4	Α	Ι	2	M12	13

ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ						
2	55x6	E	Z	2	M16	17
5	60x6	Δ	H	2	M16	17
6	55x6	Z	H	2	M16	17
9	70x6	Γ	Θ	2	M16	17
10	70x6	H	Θ	2	M16	17
13	80x8	B	I	2	M16	17
14	80x8	Θ	I	2	M16	17

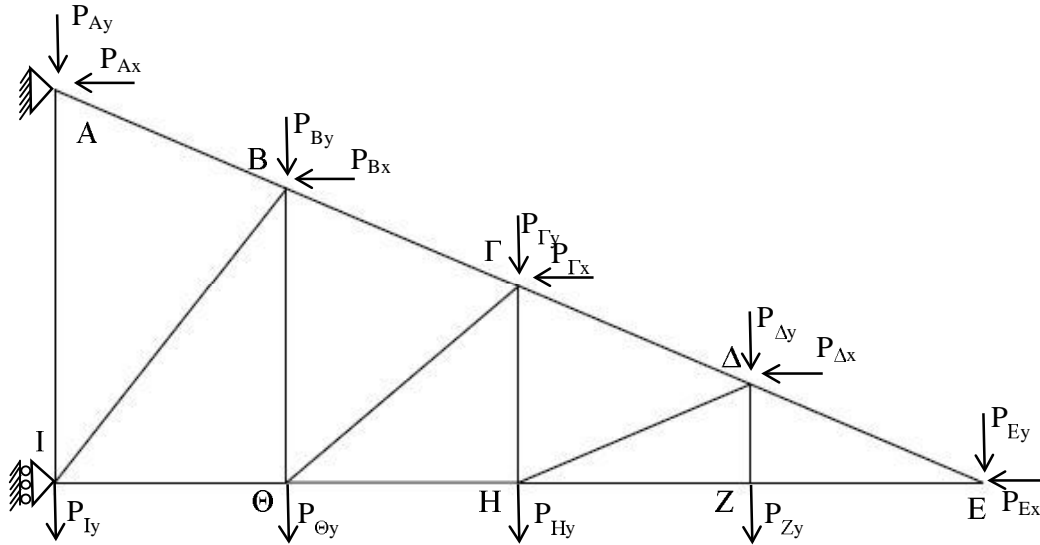
Πίνακας 6.17: Σύνδεσμοι ράβδων 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος

Ράβδος	2L	Σημεία κοχλίωσης		n κοχλίες	Τυπ.	d (mm)
ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ						
1	40x4	Δ	E	2	M12	13
3	40x4	Δ	Z	2	M12	13
4	40x4	Γ	Δ	2	M12	13
7	40x4	Γ	H	2	M12	13
8	60x6	B	Γ	2	M16	17
11	40x4	B	Θ	2	M12	13
12	60x6	A	B	2	M16	17
15	40x4	A	I	2	M12	13
ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ						
2	50x4	E	Z	2	12	13
5	55x6	Δ	H	2	16	17
6	50x4	Z	H	2	12	13
9	55x6	Γ	Θ	2	16	17
10	60x6	H	Θ	2	16	17
13	70x6	H	Θ	2	16	17
14	80x8	B	I	3	16	17

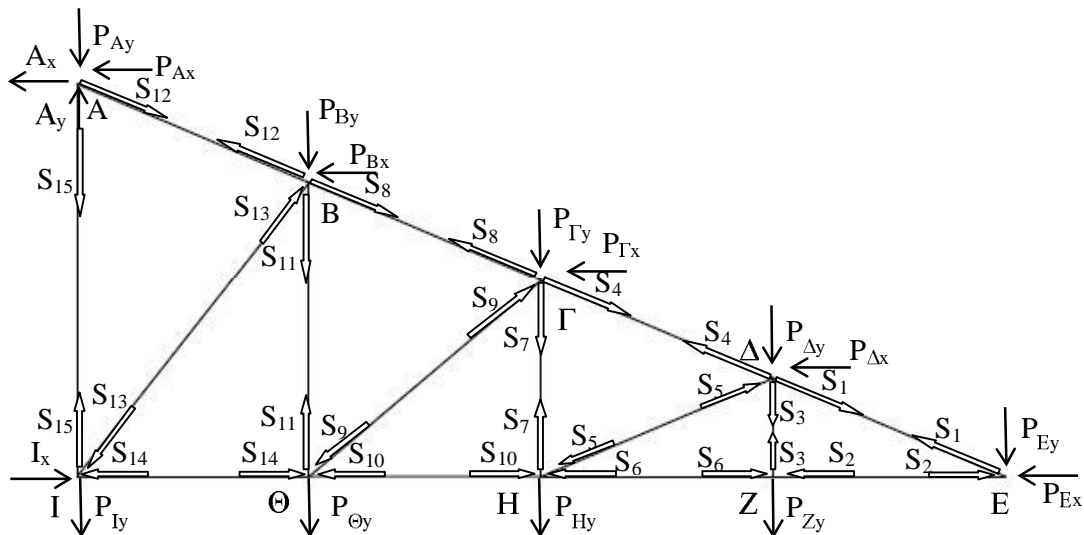
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ ΗΖ

7.1 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΩΝ ΤΩΝ ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΩΝ

Όλα τα δικτύωματα θεωρούμε ότι στηρίζονται με άρθρωση στον κόμβο Α και κύλιση στον κόμβο Ι, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.1. Το διάγραμμα ελεύθερου σώματος φαίνεται στο σχήμα 7.2.



Σχήμα 7.1: Σχέδιο δικτύωματος με τις δυνάμεις που ασκούνται στους κόμβους.



Σχήμα 7.2: Διάγραμμα ελεύθερου σώματος του δικτύωματος.

7.1.1 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΤΟΥ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Τα δικτύωματα 2, 3 και 4 δέχονται τα ίδια φορτία, συνεπώς οι αντιδράσεις στις στηρίξεις τους θα είναι ίδιες. Υπολογίζουμε τις αντιδράσεις των στηρίξεων του 2^{ου} δικτύωματος γράφοντας τις εξισώσεις ισορροπίας, σύμφωνα με το Σχήμα 7.2 ως εξής:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow \quad (7.1)$$

$$I_x - A_x = P_{Ax}^{tot} + P_{Bx}^{tot} + P_{\Gamma x}^{tot} + P_{\Delta x}^{tot} + P_{Ex}^{tot} + P_{Zx}^{tot} + P_{Hx}^{tot} + P_{\theta x}^{tot} + P_{Ix}^{tot}$$

$$I_x - A_x = 574.4 [Kp] \quad (7.2)$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow \quad (7.3)$$

$$A_y = P_{Ay}^{tot} + P_{By}^{tot} + P_{\Gamma y}^{tot} + P_{\Delta y}^{tot} + P_{Ey}^{tot} + P_{Zy}^{tot} + P_{Hy}^{tot} + P_{\theta y}^{tot} + P_{Iy}^{tot} \Rightarrow$$

$$A_y = 8042 [Kp]$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow \quad (7.4)$$

$$5 \cdot I_x = 3 \cdot (P_{By}^{tot} + P_{\theta y}^{tot}) + 6 \cdot (P_{\Gamma y}^{tot} + P_{Hy}^{tot}) + 9 \cdot (P_{\Delta y}^{tot} + P_{Zy}^{tot}) + 12 \cdot P_{Ey}^{tot} + 1.25 \cdot P_{Bx}^{tot} + 2.5$$

$$\cdot P_{\Gamma x}^{tot} + 3.75 \cdot P_{\Delta x}^{tot} + 5 \cdot P_{Ex}^{tot} \Rightarrow$$

$$I_x = 9615.1 [Kp]$$

Από την σχέση (7.2) προκύπτει:

$$A_x = 9040.7 [Kp]$$

Συνεπώς, οι αντιδράσεις στις στηρίξεις είναι:

$$A_x = 9040.7 [Kp]$$

$$A_y = 8042 [Kp]$$

$$I_x = 9615.1 [Kp]$$

7.1.2 ΑΝΤΙΔΡΑΣΕΙΣ ΣΤΙΣ ΣΤΗΡΙΞΕΙΣ ΤΟΥ 1^{ου} ΚΑΙ 5^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Τα δικτύωματα 1 και 5 δέχονται τα ίδια φορτία, συνεπώς οι αντιδράσεις στις στηρίξεις τους θα είναι ίδιες. Υπολογίζουμε τις αντιδράσεις των στηρίξεων του 1^{ου} δικτύωματος γράφοντας τις εξισώσεις ισορροπίας ομοίως όπως και στην παράγραφο 7.1.1 για το 2^ο δίκτυωμα και προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

$$A_x = 5152.06 [Kp]$$

$$A_y = 4681.8 [Kp]$$

$$I_x = 5439.26 [Kp]$$

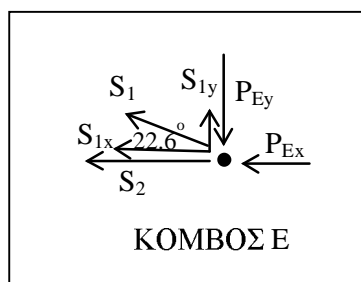
7.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΚΟΜΒΩΝ

7.2.1 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Εφαρμόζοντας την μέθοδο των κόμβων υπολογίζω τις δυνάμεις των ράβδων στο 2^ο, 3^ο, και 4^ο δικτύωμα.

ΚΟΜΒΟΣ Ε

Στο Σχήμα 7.3 παρουσιάζεται ο κόμβος Ε και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 7.3: Δυνάμεις στον κόμβο Ε

Η δύναμη S_1 αναλύεται σε δύο συνιστώσες:

$$S_{1x} = S_1 \cdot \cos\alpha = S_1 \cdot \cos 22.6 \Rightarrow S_{1x} = 0.92 \cdot S_1 \quad (7.5)$$

$$S_{1y} = S_1 \cdot \sin\alpha = S_1 \cdot \sin 22.6 \Rightarrow S_{1y} = 0.38 \cdot S_1 \quad (7.6)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Ε και έχουμε:

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{1y} - P_{Ey} = 0 \Rightarrow 0.38 \cdot S_1 = 938.6 [Kp] \Rightarrow$$

$$S_1 = 2469.9 [Kp]$$

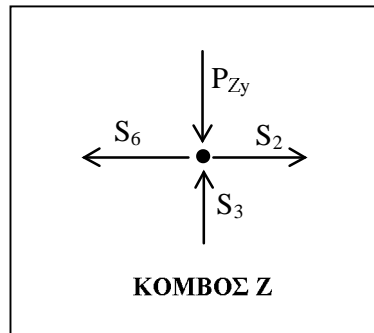
$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{1x} + S_2 + P_{Ex} = 0 \Rightarrow S_2 = -0.92 \cdot S_1 - P_{Ex} = -0.92 \cdot 2469.9 [Kp] - 71.8 [Kp]$$

\Rightarrow

$$S_2 = -2344.1 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Ζ

Στο Σχήμα 7.4 παρουσιάζεται ο κόμβος Ζ και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 7.4: Δυνάμεις στον κόμβο Ζ

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισοροπίας του κόμβου Ζ και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_2 - S_6 = 0 \Rightarrow S_6 = S_2 \Rightarrow$$

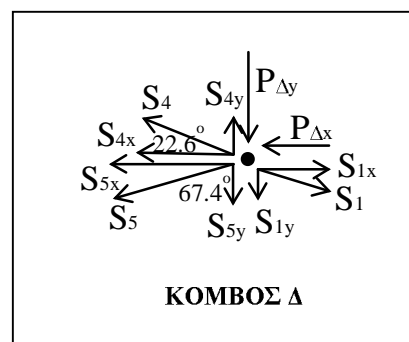
$$\mathbf{S_6 = -2344.1 [Kp]}$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_3 - P_{zy} = 0 \Rightarrow S_3 = P_{zy} \Rightarrow$$

$$\mathbf{S_3 = 114.1 [Kp]}$$

ΚΟΜΒΟΣ Δ

Στο Σχήμα 7.5 παρουσιάζεται ο κόμβος Δ και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 7.5: Δυνάμεις στον κόμβο Δ

Η δυνάμεις S_1 σχέσεις (7.5) και (7.6) και S_4, S_5 αναλύονται σε δύο συνιστώσες:

$$S_{4x} = S_4 \cdot \cos 22.6 \Rightarrow S_{4x} = 0.92 \cdot S_4 \quad (7.7)$$

$$S_{4y} = S_4 \cdot \sin 22.6 \Rightarrow S_{4y} = 0.38 \cdot S_4 \quad (7.8)$$

$$S_{5x} = S_5 \cdot \sin 67.4 \Rightarrow S_{5x} = 0.92 \cdot S_5 \quad (7.9)$$

$$S_{5y} = S_5 \cdot \cos 67.4 \Rightarrow S_{5y} = 0.38 \cdot S_5 \quad (7.10)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Δ και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{1x} - S_{4x} - S_{5x} - P_{\Delta x} = 0 \Rightarrow S_{4x} + S_{5x} = S_{1x} - P_{\Delta x} \Rightarrow$$

$$0.92 \cdot S_4 + 0.92 \cdot S_5 = 0.92 \cdot S_1 - P_{\Delta x} \Rightarrow S_4 + S_5 = S_1 - P_{\Delta x}/0.92$$

$$S_4 + S_5 = 2313.8 [Kp] \quad (7.11)$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{4y} - S_{1y} - S_{5y} - S_3 - P_{\Delta y} = 0 \Rightarrow S_{4y} - S_{5y} = S_{1y} + S_3 + P_{\Delta y} \Rightarrow$$

$$0.38 \cdot S_4 - 0.38 \cdot S_5 = 0.38 \cdot S_1 + S_3 + P_{\Delta y} \Rightarrow$$

$$S_4 - S_5 = 7505.1 [Kp] \quad (7.12)$$

Προσθέτοντας τις σχέσεις (7.11) και (7.12) μεταξύ τους προκύπτει:

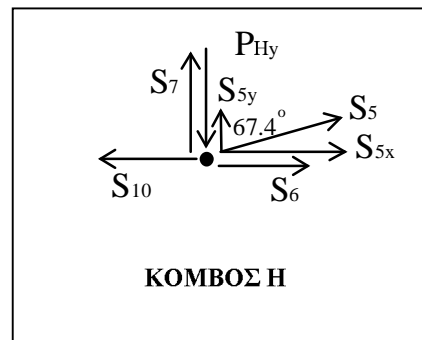
$$S_4 = 4909.5 [Kp]$$

Αφαιρώντας τις σχέσεις (7.11) και (7.12) μεταξύ τους προκύπτει:

$$S_5 = -2595.7 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Η

Στο Σχήμα 7.6 παρουσιάζεται ο κόμβος Η και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 7.6: Δυνάμεις στον κόμβο Η

Η δύναμη S_5 αναλύεται σε δύο συνιστώσες, σχέσεις (7.9) και (7.10).

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Η και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_6 + S_{5x} - S_{10} = 0 \Rightarrow S_{10} = S_6 + S_{5x} \Rightarrow$$

$$S_{10} = -2344.1 [Kp] + 0.92 \cdot (-2595.7 [Kp])$$

$$S_{10} = -4732.1 [Kp]$$

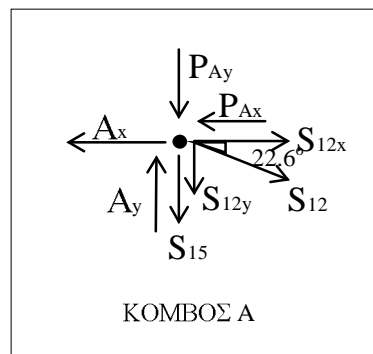
$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_7 + S_{5y} - P_{H2y} = 0 \Rightarrow S_7 = P_{H2y} - S_{5y} \Rightarrow$$

$$S_7 = 191.2 [Kp] - 0.38 \cdot (-2595.7 [Kp])$$

$$S_7 = 1177.6 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Α

Στο Σχήμα 7.7 παρουσιάζεται ο κόμβος Α και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 7.7: Δυνάμεις στον κόμβο Α

Η δύναμη S_{12} αναλύεται σε δύο συνιστώσες.

$$S_{12x} = S_{12} \cdot \cos 22.6 \Rightarrow S_{12x} = 0.92 \cdot S_{12} \quad (7.13)$$

$$S_{12y} = S_{12} \cdot \sin 22.6 \Rightarrow S_{12y} = 0.38 \cdot S_{12} \quad (7.14)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Α και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{12x} - A_x - P_{Ax} = 0 \Rightarrow 0.92 \cdot S_{12} = A_x + P_{Ax} \Rightarrow$$

$$S_{12} = (9040.7 + 71.8)/0.92 [Kp]$$

$$S_{12} = 9904.9 [Kp]$$

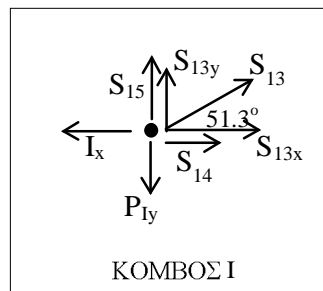
$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow A_y - S_{12y} - S_{15} - P_{Ay} = 0 \Rightarrow S_{15} = A_y - S_{12y} - P_{Ay} \Rightarrow$$

$$S_{15} = 8042 [Kp] - 0.38 \cdot 9904.9 [Kp] - 898.3 [Kp]$$

$$S_{15} = 3379.9 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Ι

Στο Σχήμα 7.8 παρουσιάζεται ο κόμβος Ι και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 7.8: Δυνάμεις στον κόμβο Ι

Η δύναμη S_{13} αναλύεται σε δύο συνιστώσες.

$$S_{13x} = S_{13} \cdot \cos 51.3 \Rightarrow S_{13x} = 0.63 \cdot S_{13} \quad (7.15)$$

$$S_{13y} = S_{13} \cdot \sin 51.3 \Rightarrow S_{13y} = 0.78 \cdot S_{13} \quad (7.16)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Ι και έχουμε:

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{15} + S_{13y} - P_{Iy} = 0 \Rightarrow S_{13y} = P_{Iy} - S_{15} \Rightarrow$$

$$S_{13} = (238.9 - 3379.9)/0.78 [Kp]$$

$$\mathbf{S_{13} = -4026.9 [Kp]}$$

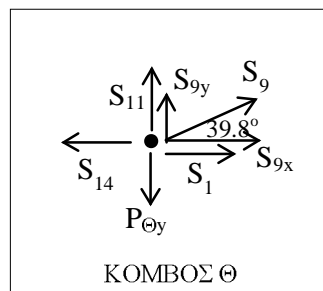
$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{13x} + S_{14} + I_x = 0 \Rightarrow S_{14} = -S_{13x} - I_x \Rightarrow$$

$$S_{14} = -0.63 \cdot (-4026.9 [Kp]) - 9615.1 [Kp]$$

$$\mathbf{S_{14} = -7078.2 [Kp]}$$

ΚΟΜΒΟΣ Θ

Στο Σχήμα 7.9 παρουσιάζεται ο κόμβος Θ και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 7.9: Δυνάμεις στον κόμβο Θ

Η δύναμη S_9 αναλύεται σε δύο συνιστώσες.

$$S_{9x} = S_9 \cdot \cos 39.8 \Rightarrow S_{9x} = 0.77 \cdot S_9 \quad (7.17)$$

$$S_{9y} = S_9 \cdot \sin 39.8 \Rightarrow S_{9y} = 0.64 \cdot S_9 \quad (7.18)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Θ και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{9x} + S_{10} - S_{14} = 0 \Rightarrow S_{9x} = S_{14} - S_{10} \Rightarrow$$

$$S_9 = (-7078.2 [Kp] - (-4732.1 [Kp]))/0.77$$

$$\mathbf{S_9 = -3046.8 [Kp]}$$

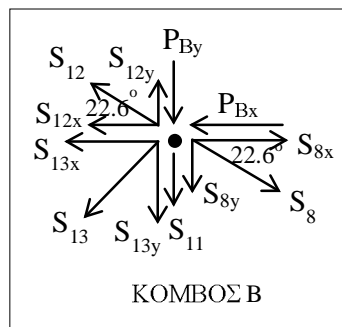
$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow S_{11} + S_{9y} - P_{\theta y} = 0 \Rightarrow S_{11} = P_{\theta y} - S_{9y} \Rightarrow$$

$$S_{11} = 233.6 [Kp] - 0.64 \cdot (-3046.8 [Kp])$$

$$\mathbf{S_{11} = 2183.6 [Kp]}$$

ΚΟΜΒΟΣ Β

Στο Σχήμα 7.10 παρουσιάζεται ο κόμβος Β και οι δυνάμεις πάνω στον κόμβο.



Σχήμα 7.10: Δυνάμεις στον κόμβο Β

Οι δυνάμεις S_{12} σχέσεις (7.13) και (7.14), S_{13} σχέσεις (7.15) και (7.16) και S_8 αναλύονται σε δύο συνιστώσες:

$$S_{8x} = S_8 \cdot \cos 22.6 \Rightarrow S_{8x} = 0.92 \cdot S_8 \quad (7.19)$$

$$S_{8y} = S_8 \cdot \sin 22.6 \Rightarrow S_{8y} = 0.38 \cdot S_8 \quad (7.20)$$

Εφαρμόζουμε τις εξισώσεις ισορροπίας του κόμβου Β και έχουμε:

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow S_{8x} - S_{12x} - S_{13x} = 0 \Rightarrow S_{8x} = S_{12x} + S_{13x} \Rightarrow$$

$$S_8 = S_{12} + (0.63/0.92) \cdot S_{13} \Rightarrow$$

$$S_8 = 9904.9 [Kp] + (0.63/0.92) \cdot (-4026.9 [Kp]) \Rightarrow$$

$$\mathbf{S_8 = 7303.4 [Kp]}$$

7.2.2 ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1^{ου} ΚΑΙ 5^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Υπολογίζουμε τις δυνάμεις των ράβδων των δικτυωμάτων 1 και 5 όπως υπολογίσαμε τις αντίστοιχες δυνάμεις των ράβδων των δικτυωμάτων 2, 3 και 4 στην παράγραφο 7.2.1 και προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

ΚΟΜΒΟΣ Ε

$$S_1 = 1344 [Kp]$$

$$S_2 = -1027.8 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Ζ

$$S_6 = -1272.4 [Kp]$$

$$S_3 = 114.1 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Δ

$$S_4 = 2724.1 [Kp]$$

$$S_5 = -1458.2 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Η

$$S_{10} = -2613.9 [Kp]$$

$$S_7 = 745.3 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Α

$$S_{12} = 5639.1 [Kp]$$

$$S_{15} = 2068.5 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Ι

$$S_{13} = -2345.7 [Kp]$$

$$S_{14} = -3691.5 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Θ

$$S_9 = -1750.1 [Kp]$$

$$S_{11} = 1353.7 [Kp]$$

ΚΟΜΒΟΣ Β

$$S_8 = 4110.9 [Kp]$$

7.3 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ

7.3.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Στον Πίνακα 7.1 φαίνονται οι δυνάμεις των ράβδων για τα δικτύωματα 2, 3 και 4.

Πίνακας 7.1: Χαρακτηρισμός ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως HZ.

Ράβδος	Μέλος Δικτύωματος	Μήκος (m)	Σύμβολο Δύναμης	Δύναμη (Kp)	Χαρακτηρισμός ράβδου
1	ΔΕ	3.25	S ₁	2469.9	Εφελκόμενη
2	ΕΖ	3.00	S ₂	-2344.1	Θλιβόμενη
3	ΔΖ	1.25	S ₃	114.1	Εφελκόμενη
4	ΓΔ	3.25	S ₄	4909.5	Εφελκόμενη
5	ΔΗ	3.25	S ₅	-2595.7	Θλιβόμενη
6	ΖΗ	3.00	S ₆	-2344.1	Θλιβόμενη
7	ΓΗ	2.50	S ₇	1177.6	Εφελκόμενη
8	ΒΓ	3.25	S ₈	7303.4	Εφελκόμενη
9	ΓΘ	3.90	S ₉	-3046.8	Θλιβόμενη
10	ΗΘ	3.00	S ₁₀	-4732.1	Θλιβόμενη
11	ΒΘ	3.75	S ₁₁	2183.6	Εφελκόμενη
12	ΑΒ	3.25	S ₁₂	9904.9	Εφελκόμενη
13	ΒΙ	4.80	S ₁₃	-4026.9	Θλιβόμενη
14	ΘΙ	3.00	S ₁₄	-7078.1	Θλιβόμενη
15	ΑΙ	5.00	S ₁₅	3379.9	Εφελκόμενη

7.3.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 1^{ου} ΚΑΙ 5^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Στον Πίνακα 7.2 φαίνονται οι δυνάμεις των ράβδων για τα δικτύωματα 1 και 5.

Πίνακας 7.2: Χαρακτηρισμός ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως HZ.

Ράβδος	Μέλος Δικτύωματος	Μήκος (m)	Σύμβολο Δύναμης	Δύναμη (Kp)	Χαρακτηρισμός ράβδου
1	ΔΕ	3.25	S ₁	1344.0	Εφελκόμενη
2	ΕΖ	3.00	S ₂	-1272.4	Θλιβόμενη
3	ΔΖ	1.25	S ₃	114.1	Εφελκόμενη
4	ΓΔ	3.25	S ₄	2724.1	Εφελκόμενη
5	ΔΗ	3.25	S ₅	-1458.2	Θλιβόμενη
6	ΖΗ	3.00	S ₆	-1272.4	Θλιβόμενη
7	ΓΗ	2.50	S ₇	745.3	Εφελκόμενη
8	ΒΓ	3.25	S ₈	4110.9	Εφελκόμενη
9	ΓΘ	3.90	S ₉	-1750.1	Θλιβόμενη
10	ΗΘ	3.00	S ₁₀	-2613.9	Θλιβόμενη
11	ΒΘ	3.75	S ₁₁	1353.7	Εφελκόμενη
12	ΑΒ	3.25	S ₁₂	5639.1	Εφελκόμενη
13	ΒΙ	4.80	S ₁₃	-2345.7	Θλιβόμενη
14	ΘΙ	3.00	S ₁₄	-3961.5	Θλιβόμενη
15	ΑΙ	5.00	S ₁₅	2068.5	Εφελκόμενη

7.4 ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ Η

Για χάλυβα St37 και περίπτωση φορτίσεως “HZ” από τον Πίνακα 6.3 βρίσκουμε:

- Επιτρεπόμενη τάση σε εφελκυσμό: $\sigma_{\varepsilon\pi}^{\varepsilon\varphi} = 1800 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$
- Επιτρεπόμενη τάση σε θλίψη: $\sigma_{\varepsilon\pi}^{\theta\lambda} = 1600 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$

7.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΗΖ

Ελέγχουμε αν οι διατομές των ράβδων που εκλέξαμε στο προηγούμενο κεφάλαιο (Κεφ. 6) για την περίπτωση φορτίσεως Η είναι κατάλληλες και στην περίπτωση της φορτίσεως ΗΖ. Θα δείξουμε αναλυτικά τους υπολογισμούς για την εκλογή των διατομών των ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύματος οι οποίες δέχονται πιο μεγάλα φορτία από τις αντίστοιχες ράβδους του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύματος.

Υποθέτουμε ότι οι τα γωνιακά ελάσματα που εφελκύνονται θα τοποθετηθούν με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.11. Ενώ τα γωνιακά ελάσματα που θλίβονται θα τοποθετηθούν με το ελεύθερο πέλμα στο κάτω μέρος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12.

7.5.1 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΡΑΒΔΩΝ ΤΟΥ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

7.5.1.1 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 2^{ου}, 3^{ου} ΚΑΙ 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

- **ΡΑΒΔΟΣ 1 (ΔΕ)**

Η ράβδος 1 καταπονείται με εφελκυστική δύναμη $S_1 = 2469.9 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως.

- **Εκλογή διατομής**

Στην περίπτωση φορτίσεως Η εκλέξαμε ισοσκελές γωνιακό έλασμα 2L 40×4.

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε εφελκυσμό και κάμψη. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_1 = S_1 \cdot c$$

$$M_1 = 2469.9 [Kp/cm^2] \cdot 1.08 [cm]$$

$$M_1 = 2667.5 [Kp \cdot cm]$$

- **Διάμετρος κοχλιών**

$$d_1 = 12 [mm], \text{ δηλαδή κοχλίες } \mathbf{M12}.$$

- **Χρήσιμη διατομή ράβδου**

$$F_n = 5.12 [cm^2]$$

- **Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως**

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 1 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, οπότε η ζώνη εφελκυσμού λόγω κάμψεως είναι στο κάτω μέρος για το οποίο η χρήσιμη ροπή αντιστάσεως είναι:

$$W_n = 3.12 [cm^3]$$

- **Υπάρχουσα τάση**

Η υπάρχουσα τάση θα είναι το άθροισμα της τάσης που προκύπτει από την εφελκυστική δύναμη S_1 και της τάσης που προκύπτει από την ροπή κάμψεως M_1 λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας.

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{S_1}{F_n} + \frac{M_1}{W_n}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{2469.9 [Kp]}{5.12 [cm^2]} + \frac{2667.5 [Kp \cdot cm]}{3.12 [cm^3]}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = 11337.4 [Kp/cm^2]$$

- **Έλεγχος ράβδου 1**

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{\nu\pi} = 11337.4 [Kp/cm^2] < \sigma_{\epsilon\pi}^{\epsilon\phi} = 1800 [Kp/cm^2]$$

Συνεπώς η διατομή $2L 40 \times 4$ είναι κατάλληλη.

- **Αποστάσεις ακραίων ιών από την ουδέτερη ζώνη**

Εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ιών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = a - e = 4 - 1.12 = 2.88 [cm]$$

$$e_d = e = 1.12 [cm]$$

- **Ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης**

Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_1}{W_d} \geq \frac{S_1}{F_n}$$

Όπου:

Ροπή αντιστάσεως της διατομής για την θλιβόμενη ζώνη:

$$W_d = 8 \text{ [cm}^3\text{]}$$

$$\frac{M_1}{W_d} = \frac{2667.5 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{8 \text{ [cm}^3\text{]}} = 333.4 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

$$\frac{S_1}{F_n} = \frac{2469.9 \text{ [Kp]}}{5.12 \text{ [cm}^2\text{]}} = 482.4 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_1}{W_d} < \frac{S_1}{F_n}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς δεν υπάρχει θλιβόμενη ζώνη.

- **ΡΑΒΔΟΣ 3 (ΔΖ)**

Η ράβδος 3 καταπονείται με εφελκυστική δύναμη $S_3 = 114.1 \text{ [Kp]}$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως.

- **Εκλογή διατομής**

Στην περίπτωση φορτίσεως Η εκλέξαμε ισοσκελές γωνιακό έλασμα 2L 40×4.

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε εφελκυσμό και κάμψη. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_3 = S_3 \cdot c$$

$$M_3 = 114.1 \text{ [Kp/cm}^2\text{]} \cdot 3.08 \text{ [cm]}$$

$$M_3 = 2667.5 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}$$

- Διάμετρος κοιλιών

$$d_1 = 12 \text{ [mm]}, \text{ δηλαδή κοιλίες } \underline{\mathbf{M12}}.$$

- Χρήσιμη διατομή ράβδου

$$F_n = 5.12 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 3 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλμα στο άνω μέρος, οπότε η ζώνη εφελκυσμού λόγω κάμψεως είναι στο κάτω μέρος για το οποίο η χρήσιμη ροπή αντιστάσεως είναι:

$$W_n = 3.12 \text{ [cm}^3\text{]}$$

- Υπάρχουσα τάση

Η υπάρχουσα τάση θα είναι το άθροισμα της τάσης που προκύπτει από την εφελκυστική δύναμη S_3 και της τάσης που προκύπτει από την ροπή κάμψεως M_3 , λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας.

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{S_3}{F_n} + \frac{M_3}{W_n}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = \frac{114.1 \text{ [Kp]}}{5.12 \text{ [cm}^2\text{]}} + \frac{123.2 \text{ [Kp} \cdot \text{cm]}}{3.12 \text{ [cm}^3\text{]}}$$

$$\sigma_{\nu\pi} = 11337.4 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

- Έλεγχος ράβδου 3

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{\nu\pi} = 61.8 \text{ [Kp/cm}^2\text{]} < \sigma_{\varepsilon\varphi}^{\varepsilon\varphi} = 1800 \text{ [Kp/cm}^2\text{]}$$

Συνεπώς η διατομή $2L 40 \times 4$ είναι κατάλληλη.

- Αποστάσεις ακραίων ινών από την ουδέτερη ζώνη

Εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ινών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκυστική και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = a - e = 4 - 1.12 = 2.88 \text{ [cm]}$$

$$e_d = e = 1.12 \text{ [cm]}$$

▪ **Υπαρξη θλιβόμενης ζώνης**

Η ύπαρξη θλιβόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση θλίψης στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_3}{W_d} \geq \frac{S_3}{F_n}$$

Όπου:

Ροπή αντιστάσεως της διατομής για την θλιβόμενη ζώνη:

$$W_d = 8 [cm^3]$$

$$\frac{M_3}{W_d} = \frac{123.2 [Kp \cdot cm]}{8 [cm^3]} = 15.4 [Kp/cm^2]$$

$$\frac{S_3}{F_n} = \frac{114.1 [Kp]}{5.12 [cm^2]} = 22.3 [Kp/cm^2]$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_3}{W_d} < \frac{S_3}{F_n}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς **δεν υπάρχει θλιβόμενη ζώνη.**

Ακολουθούμε την ίδια διαδικασία για τις υπόλοιπες ράβδους και προκύπτει ο Πίνακας 7.3.

Πίνακας 7.3: Αναπτυσσόμενες δυνάμεις, ροπές και διατομές εφελκυσόμενων ράβδων 2^{ov}, 3^{ov} και 4^{ov} δικτύωματος.

Ράβδος	S (Kp)	2L	F (cm ²)	W _x (cm ³)	w ₁ (cm)	e (cm)	c (cm)	M (Nm)	F _n (cm ²)	W _d (cm ³)	σ _{ov} (Kp/cm ²)
1	2469.9	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	2667.5	5.12	3.12	1337.4
3	114.1	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	123.2	5.12	3.12	61.8
4	4909.5	55x6	6.31	4.4	3	1.56	1.44	7069.7	11.06	8.8	1247.3
7	1177.6	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	1271.8	5.12	3.12	637.6
8	7303.4	70x6	8.13	7.27	4	1.93	2.07	15118.0	14.7	14.54	1536.6
11	2183.6	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	2358.3	5.12	3.12	1182.3
12	9904.9	80x7	10.8	11.1	4.5	2.21	2.29	22682.2	19.22	22.2	1537.1
15	3379.9	50x4	3.89	2.46	3	1.36	1.64	5543.0	6.74	4.92	1628.1

7.5.1.2 ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 2^ο, 3^ο ΚΑΙ 4^ο ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

- **Ράβδος 2 (EZ)**

Η ράβδος 2 καταπονείται με θλιπτική δύναμη $S_2 = 2344.1 [Kp]$, της οποίας ο άξονας δεν συμπίπτει με τον κεντροβαρικό άξονα της ράβδου. Αυτό σημαίνει ότι υπάρχει εκκεντρότητα μεταξύ κεντροβαρικής γραμμής και γραμμής κοχλιώσεως. Ο υπολογισμός της ράβδου θα γίνει σε λυγισμό.

- **Εκλογή διατομής**

Στην περίπτωση φορτίσεως Η εκλέξαμε ισοσκελές γωνιακό έλασμα 2L 55×6.

- **Υπάρχουσα ροπή λόγω εκκεντρότητας**

Η ροπή λόγω της υπάρχουσας εκκεντρότητας προκαλεί κάμψη στην ράβδο η οποία πρέπει να συνυπολογιστεί, δηλαδή η ράβδος καταπονείται σε θλίψη και κάμψη με κίνδυνο λυγισμού. Ο υπολογισμός της καμπτικής ροπής γίνεται με τον τύπο:

$$M_2 = S_2 \cdot c$$

$$M_2 = 2344.1 [Kp] \cdot 1.44 [cm]$$

$$M_2 = 3375.5 [Kp \cdot cm]$$

- **Πάχος κομβοελάσματος**

$$t = 10 [mm]$$

- **Υπάρχουσα τάση – Έλεγχος λυγισμού**

Υποθέτουμε ότι ο λυγισμός της ράβδου θα λάβει χώρα κατά το επίπεδο εφαρμογής της ροπής κάμψεως. Αν τα γωνιακά ελάσματα της ράβδου τοποθετηθούν με τα ελεύθερα πέλαμα προς τα κάτω, όπως στο Σχήμα 6.12, τότε η θλιβόμενη ζώνη είναι προς τα άνω. Επίσης εάν θέσουμε e_z και e_d τις αποστάσεις των ακραίων ιών από την ουδέτερη γραμμή για την εφελκυσόμενη και θλιβόμενη ζώνη αντίστοιχα, έχουμε:

$$e_z = e = 1.56 [cm]$$

$$e_d = a - e = 5.5 - 1.56 = 3.94 [cm]$$

Παρατηρούμε ότι ισχύει $e_d > e_z$, δηλαδή το κέντρο S βρίσκεται πλησιέστερα προς την ακμή εφελκυσμού, τότε ο έλεγχος λυγισμού γίνεται με τον τύπο:

$$\sigma_{\lambda\pi} = \omega \cdot \frac{S_2}{F_{\sigma\lambda}} + 0.9 \cdot \frac{M_2}{W_d} \leq \sigma_{d\epsilon\pi}$$

Υποθέτουμε ότι η ράβδος 2 θα τοποθετηθεί με το ελεύθερο πέλαμα στο κάτω μέρος, οπότε η ροπή αντιστάσεως για την θλιβόμενη ζώνη είναι:

$$\sigma_{2 \nu \pi} = 5.59 \cdot \frac{2344.1 [Kp]}{12.62 [cm^2]} + 0.9 \cdot \frac{3375.5 [Kp \cdot cm]}{8.8 [cm^3]}$$

$$\sigma_{2 \nu \pi} = 1383/5 [Kp/cm^2]$$

Με βάση τα στοιχεία που βρήκαμε προβαίνουμε στον παρακάτω έλεγχο:

$$\sigma_{2 \nu \pi} = 1383.5 [Kp/cm^2] < \sigma_{\varepsilon \pi}^{\theta \lambda} = 1600 [Kp/cm^2]$$

Συνεπώς η διατομή **2L 55 × 6** είναι κατάλληλη.

▪ **Υπαρξη εφελκόμενης ζώνης**

Η ύπαρξη εφελκόμενης ζώνης προκειμένου να υπολογιστεί η υπάρχουσα τάση εφελκυσμού στην ζώνη αυτή αποδεικνύεται με την ισχύ της σχέσης:

$$\frac{M_2}{W_n} \geq \frac{S_2}{F_{o\lambda}}$$

Όπου:

Χρήσιμη ροπή αντιστάσεως της διατομής για την εφελκόμενη ζώνη:

$$W_n = W_z = \frac{2 \cdot I_x}{e_z} = \frac{2 \cdot 17.3 [cm^4]}{1.56 [cm]} \Rightarrow W_n = 22.2 [cm^3]$$

Για τον υπολογισμό της χρήσιμης ροπής αντιστάσεως της διατομής τίθεται η ροπή αδράνειας I_x της πλήρους διατομής διότι δεν υπάρχουν οπές στο εφελκόμενο πέλμα της διατομής.

$$\frac{M_2}{W_n} = \frac{3375.5 [Kp \cdot cm]}{22.2 [cm^3]} = 152.2 [Kp/cm^2]$$

$$\frac{S_2}{F_{o\lambda}} = \frac{2344.1 [Kp]}{12.62 [cm^2]} = 185.7 [Kp/cm^2]$$

Προκύπτει:

$$\frac{M_2}{W_n} < \frac{S_2}{F_{o\lambda}}$$

Η ανισότητα του κριτηρίου δεν ισχύει, συνεπώς **δεν υπάρχει εφελκόμενη ζώνη.**

Ακολουθούμε την ίδια διαδικασία και προκύπτει ο Πίνακας 7.4.

Πίνακας 7.4: Αναπτυσσόμενες δυνάμεις, ροπές και διατομές θλιβόμενων ράβδων 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύωματος.

Ράβδος	S (Kp)	2L	F (cm ²)	W _x (cm ³)	w ₁ (cm)	e (cm)	I _x =I _y (cm ⁴)	c (cm)	M (Kpcm)	F _{ολ} (cm ²)	W _d (cm ³)
2	2344.1	55x6	6.31	4.4	3	1.56	17.3	1.44	3375.5	12.62	8.8
5	2595.7	60x6	6.91	5.29	3.5	1.69	22.8	1.81	4698.2	13.82	10.58
6	2344.1	55x6	6.31	4.4	3	1.56	17.3	1.44	3375.5	12.62	8.8
9	3046.8	70x6	8.13	7.27	4	1.93	36.9	2.07	6306.9	16.26	14.54
10	4732.1	70x6	8.13	7.27	4	1.93	36.9	2.07	9795.4	16.26	14.54
13	4026.9	80x8	12.3	12.6	4.5	2.26	72.3	2.24	9020.3	24.6	25.2
14	7078.2	80x8	12.3	12.6	4.5	2.26	72.3	2.24	15855.2	24.6	25.2

Ράβδος	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _{min} (cm ⁴)	i _{min} (cm)	L (cm)	s _κ (cm)	λ	ω	σ _{οπ} (Kp/cm ²)
2	34.6	88.2	34.6	1.656	300	300	181.2	5.59	1372.4
5	45.6	111.9	45.6	1.816	325	325	178.9	5.41	1415.8
6	34.6	88.2	34.6	1.656	300	300	181.2	5.59	1372.4
9	73.8	169.8	73.8	2.13	390	390	183.1	5.72	1462.2
10	73.8	169.8	73.8	2.13	300	300	140.8	3.36	1584.2
13	144.6	332	144.6	2.424	480	480	198.0	6.62	1417.3
14	144.6	332	144.6	2.424	300	300	123.7	2.6	1314.4

7.5.2 ΡΑΒΔΟΙ ΤΟΥ 1^{ου} ΚΑΙ 5^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Στην συνέχεια ακολουθείται η ίδια διαδικασία για τον έλεγχο των διατομών ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος. Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

7.5.2.1 ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 1ου ΚΑΙ 5ου ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Για τις ράβδους που εφελκύνονται προκύπτει ο Πίνακας 7.5.

Πίνακας 7.5: Αναπτυσσόμενες δυνάμεις, ροπές και διατομές εφελκνόμενων ράβδων 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος.

Ράβδος	S (Kp)	2L	F (cm ²)	W _x (cm ³)	w ₁ (cm)	e (cm)	c (cm)	M (Nm)	F _n (cm ²)	W _d (cm ³)	σ _{οπ} (Kp/cm ²)
1	1344	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	1451.5	5.12	3.12	727.7
3	114.1	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	123.2	5.12	3.12	61.8
4	2724.1	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	2942.0	5.12	3.12	1475.0
7	745.3	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	804.9	5.12	3.12	403.6
8	4110.9	60x6	6.91	5.29	3.5	1.69	1.81	7440.7	11.78	10.58	1052.2
11	1353.7	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	1462.0	5.12	3.12	733.0
12	5639.1	60x6	6.91	5.29	3.5	1.69	1.81	10206.8	5.12	3.12	1443.4
15	2068.5	40x4	3.08	1.56	2.2	1.12	1.08	2234.0	11.78	10.58	1120.0

7.5.2.2 ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ 1ου ΚΑΙ 5ου ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Για τις ράβδους που θλίβονται προκύπτει ο Πίνακας 7.6.

Πίνακας 7.6: Αναπτυσσόμενες δυνάμεις, ροπές και διατομές θλιβόμενων ράβδων 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος.

Ράβδος	S (Κρ)	2L	F (cm ²)	W _x (cm ³)	w ₁ (cm)	e (cm)	I _x =I _y (cm ⁴)	c (cm)	M (Κρcm)	F _{ολ} (cm ²)	W _d (cm ³)
2	1027.8	50x4	3.89	2.46	3	1.36	8.97	1.64	1685.6	7.8	4.92
5	1458.2	55x6	6.31	4.4	3	1.56	17.3	1.44	2099.8	12.62	8.8
6	1272.4	50x4	3.89	2.46	3	1.36	8.97	1.64	2086.7	7.8	4.92
9	1750.1	55x6	6.31	4.4	3	1.56	17.3	1.44	2520.1	12.62	8.8
10	2613.9	60x6	6.91	5.29	3.5	1.69	22.8	1.81	4731.2	13.82	10.58
13	2345.7	70x6	8.13	7.27	4	1.93	36.9	2.07	4855.6	16.26	14.54
14	3961.5	80x8	12.3	12.6	4.5	2.26	72.3	2.24	8873.8	24.6	25.2

Ράβδος	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	I _{min} (cm ⁴)	i _{min} (cm)	L (cm)	s _κ (cm)	λ	ω	σ _{υπ} (Κρ/cm ²)
2	17.94	44.9	17.94	1.519	300	300	197.6	6.62	1182.9
5	34.6	88.2	34.6	1.656	325	325	196.3	6.55	971.6
6	17.94	44.9	17.94	1.519	300	300	197.6	6.62	1464.4
9	73.8	169.8	73.8	2.13	390	390	235.5	9.41	1562.7
10	45.6	111.9	45.6	1.816	300	300	165.2	4.65	1282.0
13	73.8	169.8	73.8	2.13	480	480	225.3	8063	1545.5
14	144.6	332	144.6	2.424	300	300	123.7	2.6	735.6

7.5.3 ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΙ ΠΙΝΑΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΡΑΒΔΩΝ

Στον Πίνακα 7.7 παρουσιάζονται οι διατομές των ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύματος και στον Πίνακα 7.8 παρουσιάζονται οι διατομές των ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύματος.

Πίνακας 7.7: Διατομές ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύματος για την περίπτωση της φορτίσεως ΗΖ.

Ράβδος	Μέλος Δικτύματος	Μήκος (m)	Δύναμη (Κρ)	ΔΙΑΤΟΜΗ 2L
1	ΔΕ	3.25	2469.9	40x4
2	ΕΖ	3.00	-2344.1	55x6
3	ΔΖ	1.25	114.1	40x4
4	ΓΔ	3.25	4909.5	50x6
5	ΔΗ	3.25	-2595.7	60x6
6	ΖΗ	3.00	-2344.1	55x6
7	ΓΗ	2.50	1177.6	40x4
8	ΒΓ	3.25	7303.4	70x6
9	ΓΘ	3.90	-3046.8	70x6
10	ΗΘ	3.00	-4732.1	70x6
11	ΒΘ	3.75	2183.6	40x4
12	ΑΒ	3.25	9904.9	80x7
13	ΒΙ	4.80	-4026.9	80x8
14	ΘΙ	3.00	-7078.1	80x8
15	ΑΙ	5.00	3379.9	50x4

Πίνακας 7.8: Διατομές ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύματος για την περίπτωση της φορτίσεως ΗΖ.

Ράβδος	Μέλος Δικτύματος	Μήκος (m)	Δύναμη (Κρ)	ΔΙΑΤΟΜΗ 2L
1	ΔΕ	3.25	1344.0	40x4
2	ΕΖ	3.00	-1272.4	50x4
3	ΔΖ	1.25	114.1	40x4
4	ΓΔ	3.25	2724.1	40x4
5	ΔΗ	3.25	-1458.2	55x6
6	ΖΗ	3.00	-1272.4	50x4
7	ΓΗ	2.50	745.3	40x4
8	ΒΓ	3.25	4110.9	60x6
9	ΓΘ	3.90	-1750.1	55x6
10	ΗΘ	3.00	-2613.9	60x6
11	ΒΘ	3.75	1353.7	40x4
12	ΑΒ	3.25	5639.1	80x7
13	ΒΙ	4.80	-2345.7	70x6
14	ΘΙ	3.00	-3961.5	80x8
15	ΑΙ	5.00	2068.5	40x4

7.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΤΩΝ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΗΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΣ ΗΖ

7.6.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΤΟΥ 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

7.6.1.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

- **ΡΑΒΔΟΣ 1 (ΔΕ)**

Η ράβδος 1 έχει διατομή **2L 40 × 4**, φορτίο $S_1 = 2469.9 [Kp] = 2.47 [tons]$ και ροπή κάμψεως $M_1 = 2667.5 [Kp \cdot cm] = 2.67 [tons \cdot cm]$

- **Διάμετρος κοχλιών**

Θα τοποθετηθούν **2 κοχλίες M12**, διαμέτρου κορμού $d_1 = 12 [mm]$ σε οπές διαμέτρου $d = d_1 + 1 = 13 [mm]$

- **Αναλαμβανόμενη δύναμη κοχλία**

Οι κοχλίες είναι δίτητοι. Για τον υπολογισμό του αναγκαίου αριθμού των κοχλιών πρέπει να εξετάσουμε την αντοχή τους απ' ενός ως προς την διάτμηση του κορμού και απ' ετέρου ως προς την σύνθλιψη της άντυνας των οπών. Από τον Πίνακα 6.11 για συνήθεις κοχλίες 4D και για ελάσματα από χάλυβα St37 προκύπτει:

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε διάτμηση του κορμού από έναν δίτητο κοχλία M12, για περίπτωση φορτίσεως “HZ” είναι:

$$N'_t = 2.85 [tons]$$

- Η αναλαμβανόμενη δύναμη σε σύνθλιψη της άντυνας των οπών για κοχλίες M12, με μικρότερο συνολικό πάχος $t_{min} = \min\{4 + 4, 10\} = 8 [mm]$ και για περίπτωση φορτίσεως “HZ” είναι:

$$N_t = 2.59 [tons]$$

Λαμβάνουμε την μικρότερη δύναμη από τις παραπάνω και έχουμε:

$$N = \min\{N'_t, N_t\} = \min\{2.85, 2.59\} \Rightarrow N = 2.59 [tons]$$

- **Έλεγχος για σύνθετη καταπόνηση**

Οι κοχλίες υφίστανται σύνθετη καταπόνηση, προκύπτουσα από την αξονική δύναμη S_1 και την ροπή M_1 λόγω της εκκεντρότητας c . Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κοχλία είναι:

- Δύναμη λόγω αξονικής φόρτισης:

$$N_1 = \frac{S_1}{n} = \frac{2.47 \text{ [tons]}}{2} \Rightarrow N_1 = 1.24 \text{ [tons]}$$

- Δύναμη λόγω ροπής:

$$N_2 = \frac{M_1}{\alpha} = \frac{M_1}{e_o} = \frac{2.67 \text{ [tons} \cdot \text{cm]}}{7 \text{ [cm]}} \Rightarrow N_2 = 0.38 \text{ [tons]}$$

$$N_R = \sqrt{N_1^2 + N_2^2} \Rightarrow N_R = 1.29 \text{ [tons]}$$

- Έλεγχος αντοχής κοχλίωσης:

$$N_R = 1.29 \text{ [tons]} < 2.59 \text{ [tons]} = N$$

Συνεπώς η σύνδεση της ράβδου είναι επαρκής.

Με τον ίδιο τρόπο ελέγχουμε και τις υπόλοιπες συνδέσεις και προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.9.

Πίνακας 7.9: Έλεγχος συνδέσεων των εφελκόμενων ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως HZ.

Ράβδος	ΔΙΑΤ. 2L	S (tons)	M (tons.cm)	n	Τυπ.	N _{ε"} (tons)	N _l (tons)	N (tons)	N ₁ (tons)	N ₂ (tons)	N _R (tons)
1 (ΔΕ)	40x4	2.47	2.67	2	M12	2.85	2.59	2.59	1.17	0.38	1.23
3 (ΔΖ)	40x4	0.11	0.12	2	M12	2.85	2.59	2.59	1.30	0.52	1.40
4 (ΓΔ)	55x6	4.91	7.07	2	M16	5.07	4.32	4.32	1.17	0.38	1.23
7 (ΓΗ)	40x4	1.18	1.27	2	M12	2.85	2.59	2.59	1.52	0.70	1.68
8 (ΒΓ)	70x6	7.30	15.12	2	M16	5.07	4.32	4.32	2.37	1.09	2.60
11 (ΒΘ)	40x4	2.18	2.36	2	M12	2.85	2.59	2.59	2.01	1.00	2.25
12 (ΑΒ)	80x7	9.90	22.68	3	M16	5.07	4.32	4.32	3.54	1.76	3.95
15 (ΑΙ)	50x4	3.38	5.54	2	M12	2.85	2.59	2.59	1.17	0.38	1.23

7.6.1.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} ΔΙΚΤΥΜΑΤΟΣ

Πίνακας 7.10: Έλεγχος συνδέσεων των θλιβόμενων ράβδων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύματος για την περίπτωση της φορτίσεως HZ.

Ράβδος	ΔΙΑΤ. 2L	S (tons)	M (tons.cm)	n	Τυπ.	N _{ε"} (tons)	N _l (tons)	N (tons)	N ₁ (tons)	N ₂ (tons)	N _R (tons)
2 (EZ)	55x6	2.34	3.38	2	M16	5.07	4.32	4.32	1.17	0.38	1.23
5 (ΓΔ)	60x6	2.60	4.70	2	M16	5.07	4.32	4.32	1.30	0.52	1.40
6 (ZH)	55x6	2.34	3.38	2	M16	5.07	4.32	4.32	1.17	0.38	1.23
9 (ΓΘ)	70x6	3.05	6.31	2	M16	5.07	4.32	4.32	1.52	0.70	1.68
10 (ΗΘ)	70x6	4.73	9.80	2	M16	5.07	4.32	4.32	2.37	1.09	2.60
13 (BI)	80x8	4.03	9.02	2	M16	5.07	4.32	4.32	2.01	1.00	2.25
14 (ΘI)	80x8	7.08	15.86	2	M16	5.07	4.32	4.32	3.54	1.76	3.95

7.6.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΡΑΒΔΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ ΤΟΥ 1^{ου} και 5^{ου} ΔΙΚΤΥΜΑΤΟΣ

7.6.2.1 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 1^{ου} και 5^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

Πίνακας 7.11: Έλεγχος συνδέσεων των εφελκυσόμενων ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύματος για την περίπτωση της φορτίσεως HZ.

Ράβδος	ΔΙΑΤ. 2L	S (tons)	M (tons.cm)	n	Τυπ.	N _{ε"} (tons)	N _l (tons)	N (tons)	N ₁ (tons)	N ₂ (tons)	N _R (tons)
1 (ΔΕ)	40x4	1.34	1.45	2	M12	2.85	2.59	2.59	0.67	0.21	0.70
3 (ΔΖ)	40x4	0.11	0.12	2	M12	2.85	2.59	2.59	0.06	0.02	0.06
4 (ΓΔ)	40x4	2.72	2.94	2	M12	2.85	2.59	2.59	1.36	0.42	1.43
7 (ΓΗ)	40x4	0.75	0.80	2	M12	2.85	2.59	2.59	0.37	0.11	0.39
8 (ΒΓ)	60x6	4.11	7.44	2	M16	5.07	4.32	4.32	2.06	0.83	2.22
11 (ΒΘ)	40x4	1.35	1.46	2	M12	2.85	2.59	2.59	0.68	0.21	0.71
12 (ΑΒ)	60x6	5.64	10.21	2	M16	5.07	4.32	4.32	2.82	1.13	3.04
15 (ΑI)	40x4	2.07	2.23	2	M12	2.85	2.59	2.59	1.03	0.32	1.08

7.6.2.2 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΩΝ ΡΑΒΔΩΝ 1^{ου} και 5^{ου} ΔΙΚΤΥΩΜΑΤΟΣ

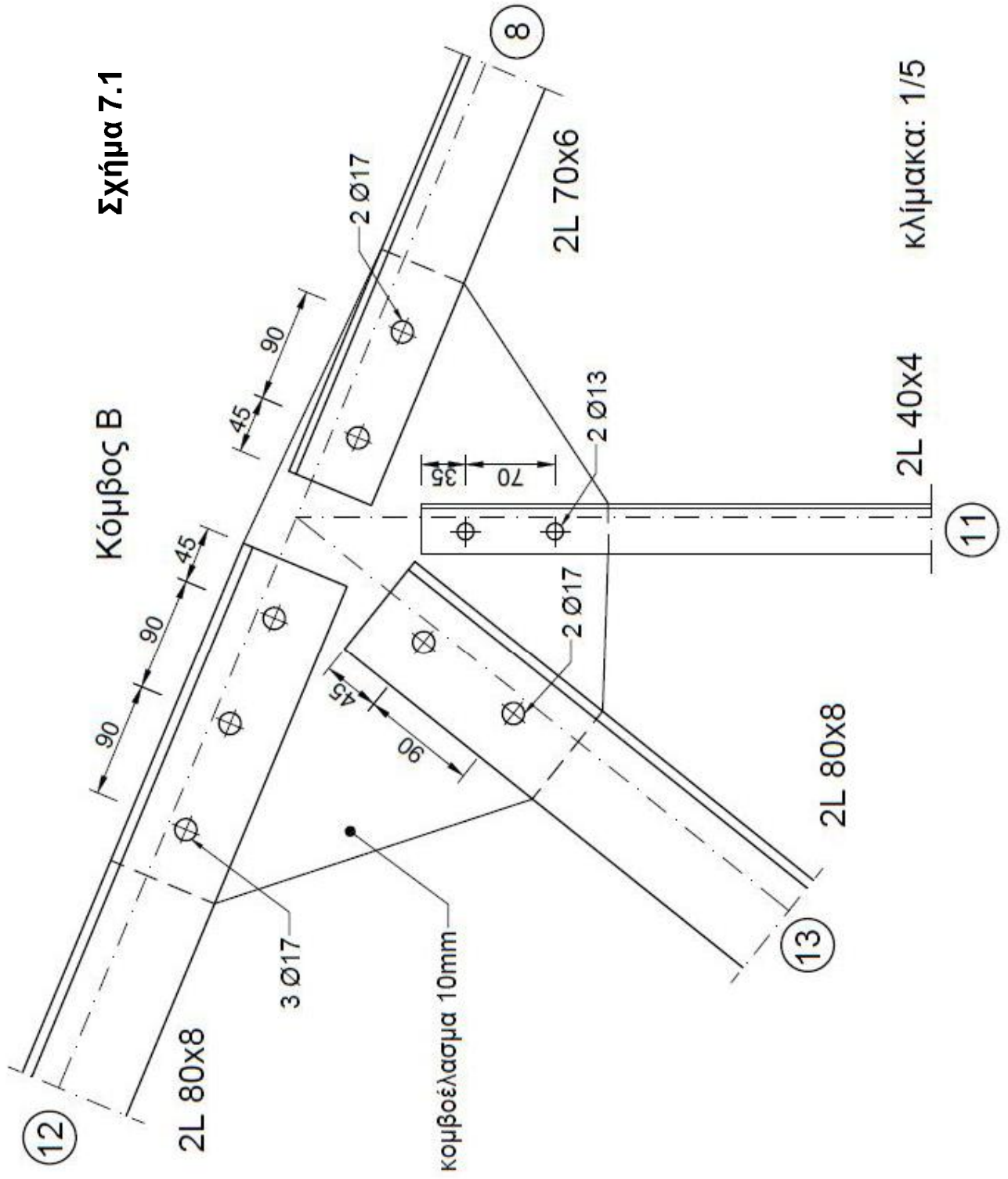
Πίνακας 7.12: Έλεγχος συνδέσεων συνδέσεων των θλιβόμενων ράβδων του 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος για την περίπτωση της φορτίσεως HZ.

Ράβδος	ΔΙΑΤ. 2L	S (tons)	M (tons.cm)	n	Τυπ.	N _r " (tons)	N _l (tons)	N (tons)	N ₁ (tons)	N ₂ (tons)	N _R (tons)
2 (EZ)	50x4	1.03	1.69	2	M12	2.85	2.59	2.59	0.51	0.24	0.57
5 (ΓΔ)	55x6	1.46	1.72	2	M16	5.07	4.32	4.32	0.73	0.19	0.75
6 (ZH)	50x4	1.27	1.69	2	M12	2.85	2.59	2.59	0.64	0.24	0.68
9 (ΓΘ)	55x6	1.75	2.08	2	M16	5.07	4.32	4.32	0.88	0.23	0.91
10 (ΗΘ)	60x6	2.61	3.85	2	M16	5.07	4.32	4.32	1.31	0.43	1.38
13 (ΒΙ)	70x6	2.35	4.04	2	M16	5.07	4.32	4.32	1.17	0.45	1.26
14 (ΘΙ)	80x8	3.96	7.25	2	M16	5.07	4.32	4.32	1.98	0.81	2.14

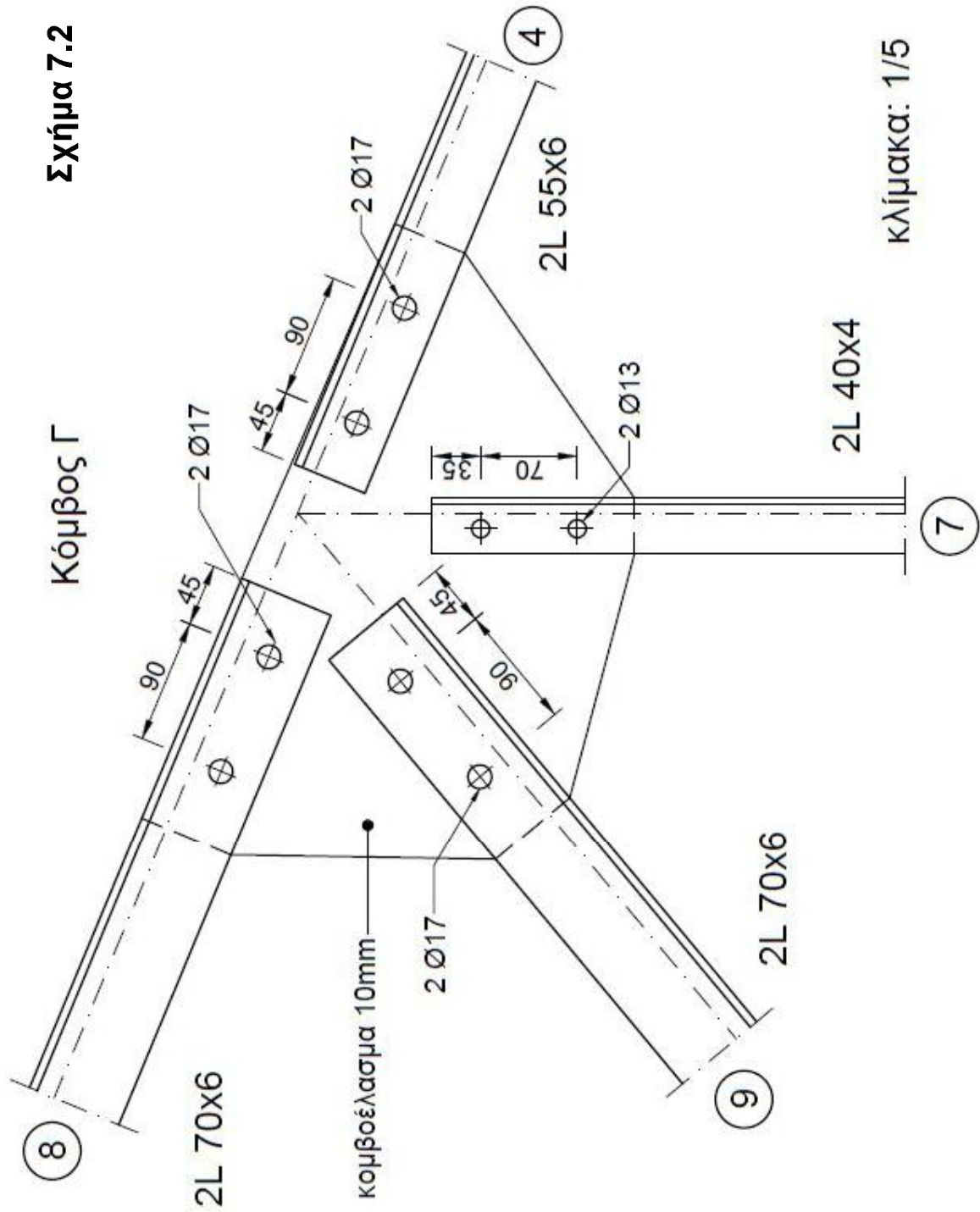
7.7 ΣΧΕΔΙΑ ΚΟΜΒΩΝ

Στα παρακάτω σχήματα (8.1-8.7) παρουσιάζονται τα σχέδια των κόμβων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτύωματος σε κλίμακα 1:4.

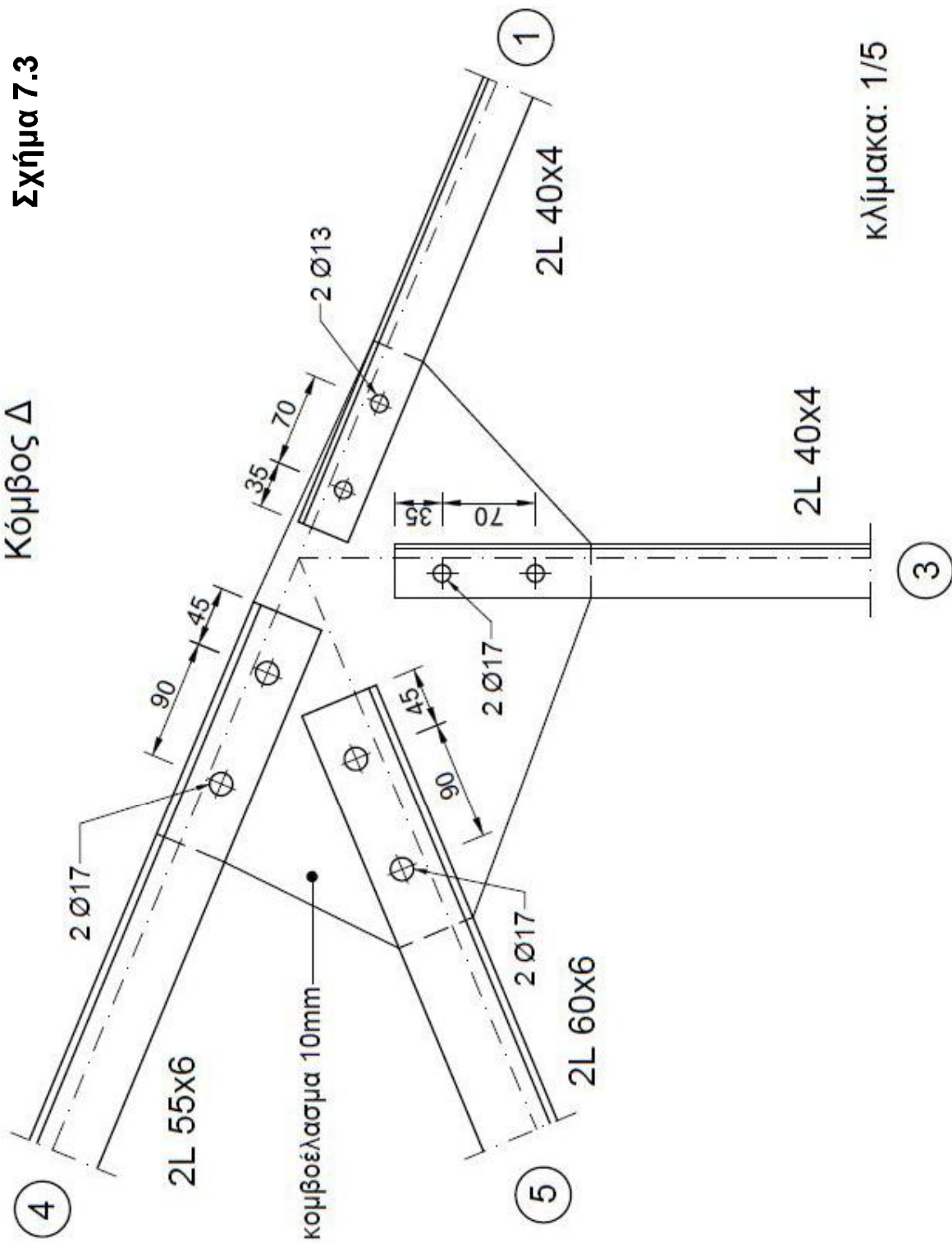
Σχήμα 7.1



Σχήμα 7.2

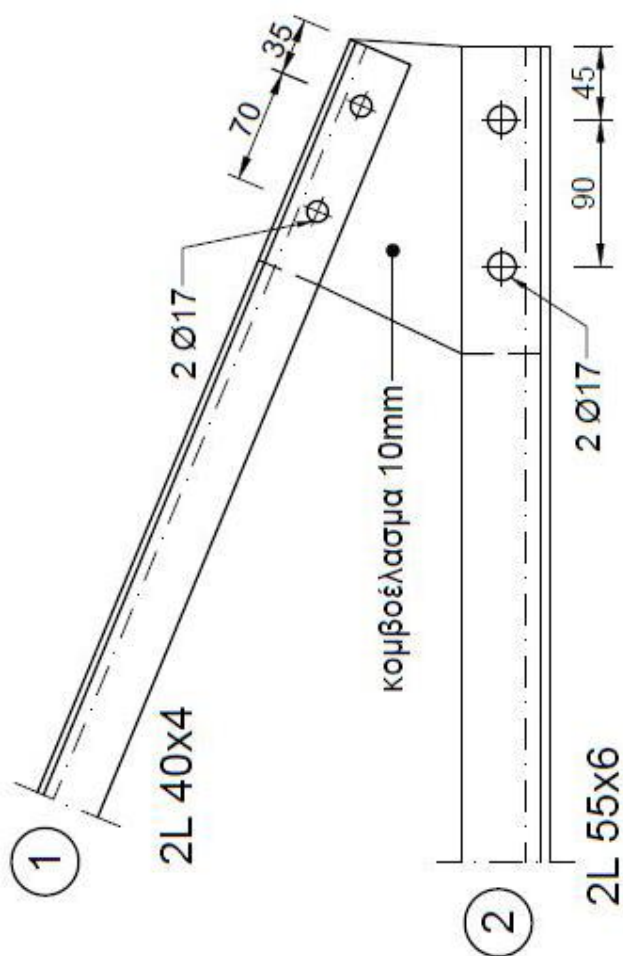


Κόμβος Δ
Σχήμα 7.3



κλίμακα: 1/5

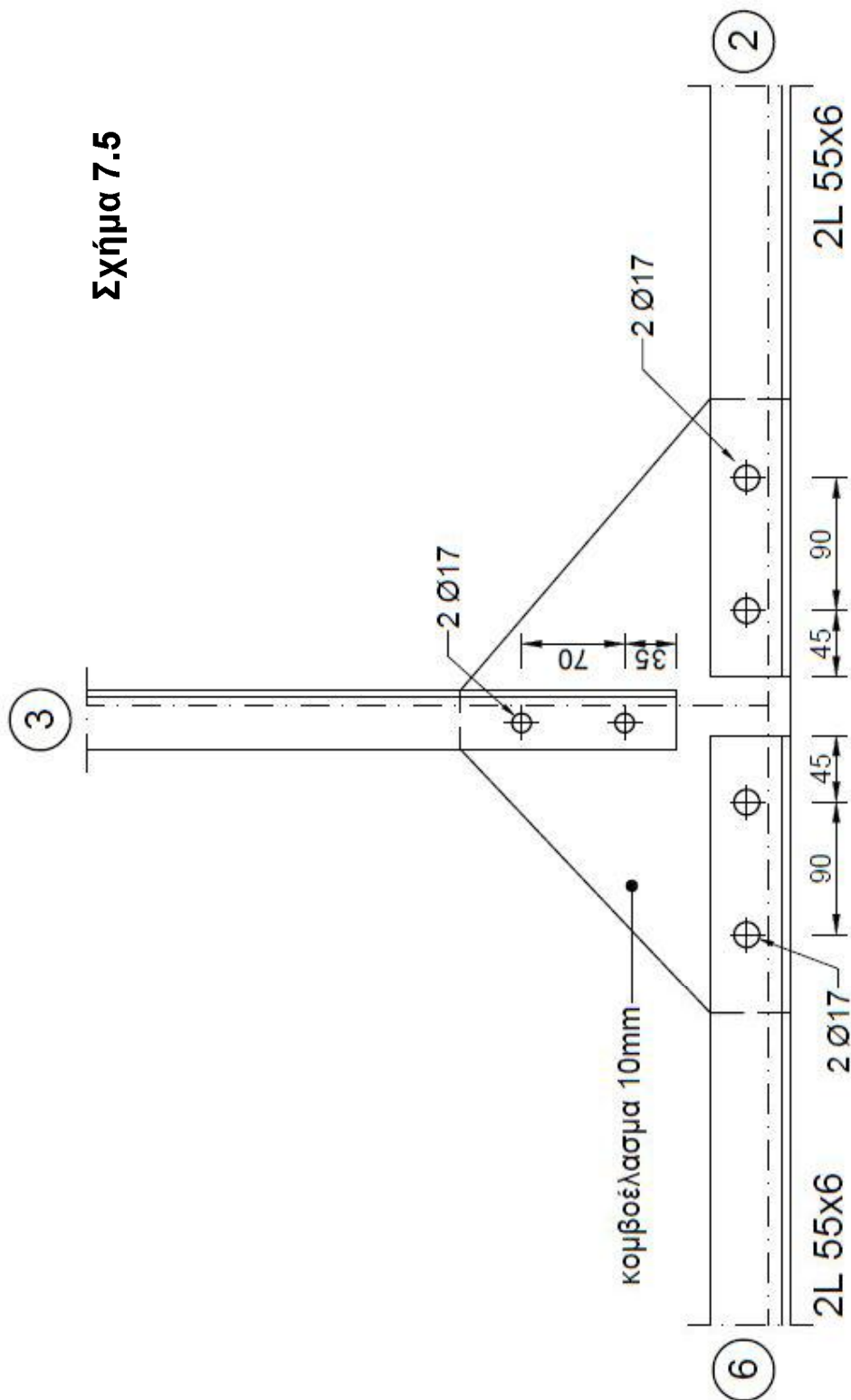
Σχήμα 7.4



Κόμβος Ε

κλίμακα: 1/5

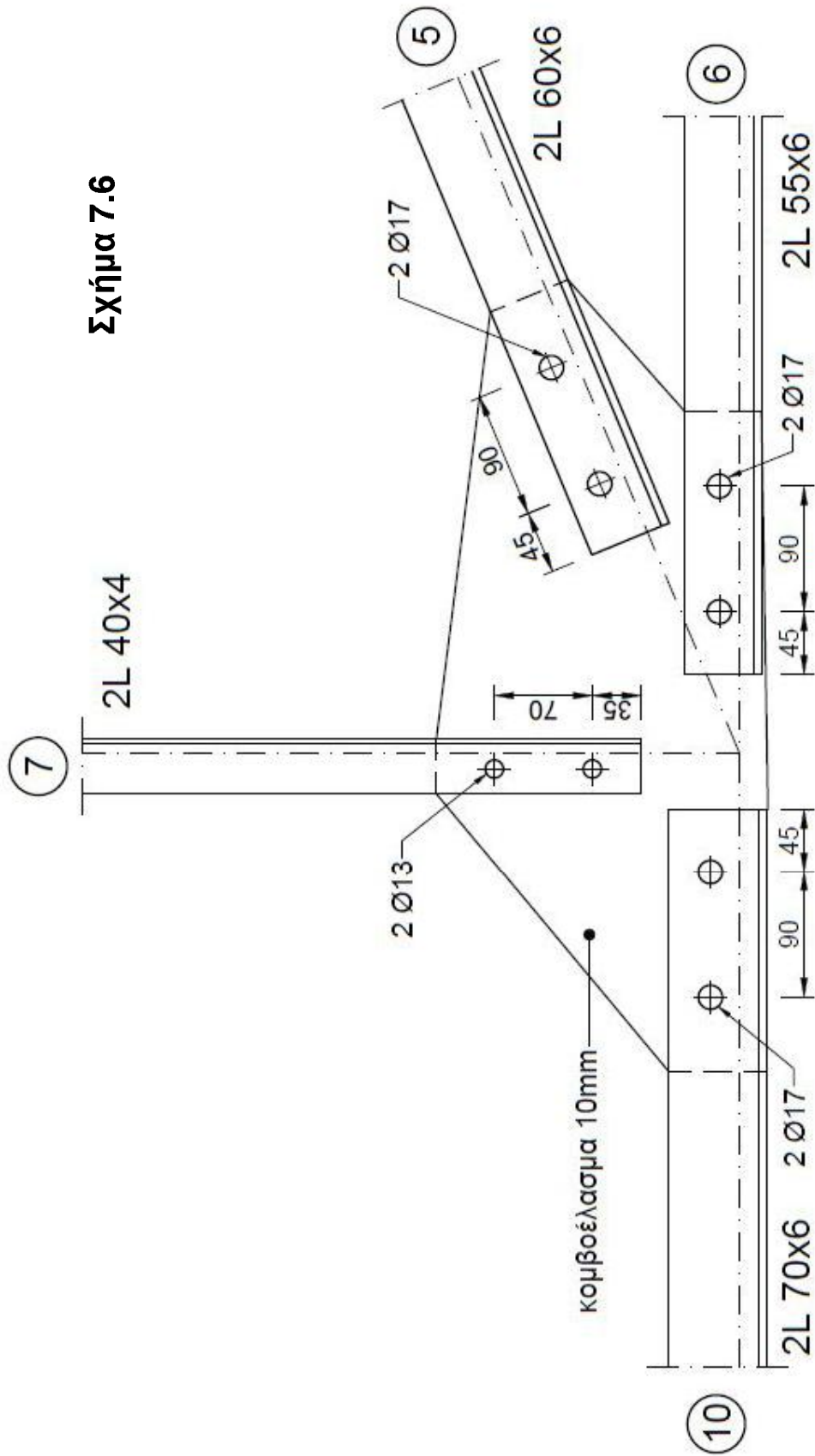
Σχήμα 7.5



Κόμβος Z

κλίμακα: 1/5

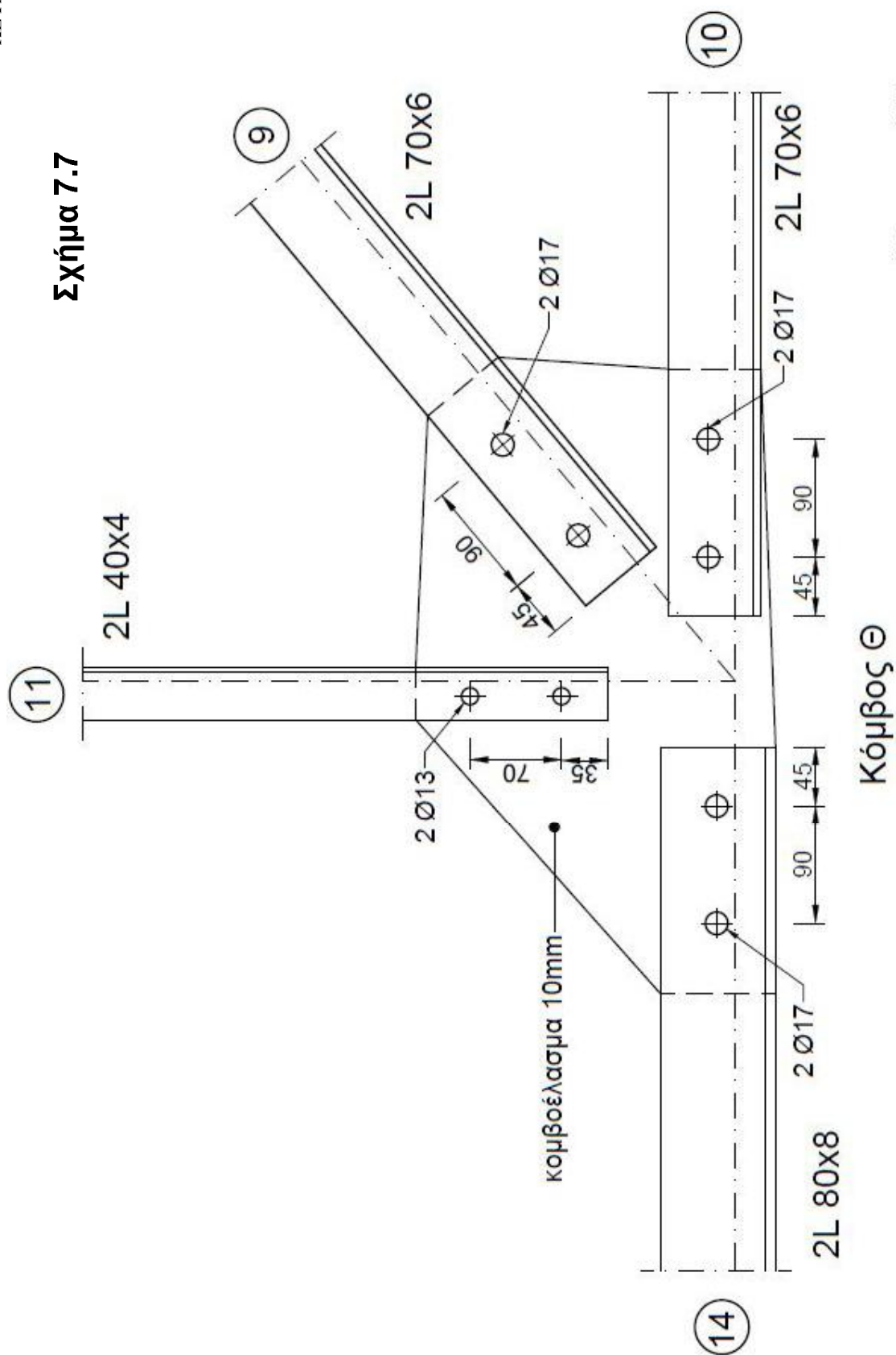
Σχήμα 7.6



Κόμβος Η

κλίμακα: 1/5

Σχήμα 7.7



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία υπολογίστηκε και σχεδιάστηκε ένα μεταλλικό υπόστεγο που προορίζεται για χρήση σε Σταθμό Λεωφορείων, το οποίο έχει άνοιγμα 12 m και μήκος 20 m. Ο φορέας του υπόστεγου αποτελείται από 5 μεταλλικά δικτύωματα τοποθετημένα παράλληλα μεταξύ τους ανά 5 m. Το κάθε δικτύωμα αποτελείται από 15 ράβδους. Η επικάλυψη του υπόστεγου αποτελείται από κυματοειδή λαμαρίνα με μόνωση (Panel) πάχους 10 cm.

Υπολογίστηκαν οι διατομές των ράβδων κάθε δικτύωματος και ο τρόπος σύνδεσης τους και προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα, όπως φαίνονται στους Πίνακες 8.1 και 8.2:

Πίνακας 8.1: Διατομές και σύνδεσμοι ράβδων 1^{ου} και 5^{ου} δικτύωματος.

Ράβδος	2L	Σημεία κογλίωσης		n κογλιες	Τυπ.	d (mm)
ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ						
1	40x4	Δ	Ε	2	M12	13
3	40x4	Δ	Z	2	M12	13
4	40x4	Γ	Δ	2	M12	13
7	40x4	Γ	H	2	M12	13
8	60x6	B	Γ	2	M16	17
11	40x4	B	Θ	2	M12	13
12	60x6	A	B	2	M16	17
15	40x4	A	I	2	M12	13
ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ						
2	50x4	E	Z	2	12	13
5	55x6	Δ	H	2	16	17
6	50x4	Z	H	2	12	13
9	55x6	Γ	Θ	2	16	17
10	60x6	H	Θ	2	16	17
13	70x6	H	Θ	2	16	17
14	80x8	B	I	3	16	17

Πίνακας 8.1: Διατομές και σύνδεσμοι ράβδων 1^{ου} και 5^{ου} δικτυώματος.

Ράβδος	2L	Σημεία κοχλίωσης		n κοχλίες	Τυπ.	d (mm)
ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ						
1	40x4	Δ	E	2	M12	13
3	40x4	Δ	Z	2	M12	13
4	55x6	Γ	Δ	2	M16	17
7	40x4	Γ	H	2	M12	13
8	70x6	B	Γ	2	M16	17
11	40x4	B	Θ	2	M12	13
12	80x7	A	B	3	M16	17
15	50x4	A	I	2	M12	13
ΘΛΙΒΟΜΕΝΕΣ ΡΑΒΔΟΙ						
2	55x6	E	Z	2	M16	17
5	60x6	Δ	H	2	M16	17
6	55x6	Z	H	2	M16	17
9	70x6	Γ	Θ	2	M16	17
10	70x6	H	Θ	2	M16	17
13	80x8	B	I	2	M16	17
14	80x8	Θ	I	2	M16	17

Αξίζει να σημειωθεί ότι για τις εφελκόμενες ράβδους όλων των δικτυωμάτων δεν υπήρξε κάποια από τις δύο φορτίσεις H και HZ κρισιμότερη και έτσι οι διατομές που εκλέχθηκαν στην περίπτωση φορτίσεως H δεν είχαν διαφορά με τις αντίστοιχες της περίπτωσης HZ.

Σε κάποιες από τις θλιβόμενες ράβδους όμως προέκυψε ότι η περίπτωση φορτίσεως HZ είναι κρισιμότερη από την περίπτωση φορτίσεως H. Αυτό συνέβη στις ράβδους 5 και 9 του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} δικτυώματος και στην ράβδο 10 του 1^{ου} και 5^{ου} δικτυώματος. Για τις ράβδους 5, 9 και 10 η αρχική εκτίμηση στην περίπτωση φορτίσεως H ήταν 2L55x6, 2L65x6 και 2L55x6 αντίστοιχα. Ενώ η περίπτωση φορτίσεως HZ έδωσε μεγαλύτερες διατομές των ράβδων 5, 9, 10 οι οποίες είναι 2L65x6, 2L70x6 και 2L65x6 αντίστοιχα.

Στις συνδέσεις των κοχλιών δεν παρατηρήθηκε διαφορά μεταξύ των δύο περιπτώσεων φορτίσεως.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Δημητρίου Ε. Μπέσκου, «Μαθήματα Μεταλλικών κατασκευών», Μέρος Ι, Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 1996.
- [2] Κυρανή Βλαχάκη, «Σχεδιασμός Μεταλλικού υπόστεγου με μεσοπάτωμα και γερανογέφυρα», Διπλωματική Εργασία, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Τομέας Δομοστατικής, Νοέμβριος 2011.
- [3] Wikipedia, <http://www.wikipedia.gr/>
- [4] Ανδρέας Χρ. Γιαννόπουλος, “Μεταλλικές κατασκευές”, Εκδόσεις Ίων, 2005
- [5] Κίμων Τ. Θωμόπουλος, «Σημειώσεις Μεταλλικών Κατασκευών», Σημειώσεις μαθήματος, Τμήμα Αρχιτεκτόνων Α.Π.Θ, Θεσσαλονίκη 2011
- [6] Εταιρία μεταλλικών κατασκευών BIEMEK A.B.E.E., <http://www.biemek.gr/>
- [7] Εταιρία ΕΓΝΑΤΙΑ ΑΕΤΤΕΚ, <http://www.egnatia-aettek.gr/>
- [8] Εταιρία ΚΑΜΤΣΗΣ (construction material equipment), <http://www.kamtsis.gr/>