



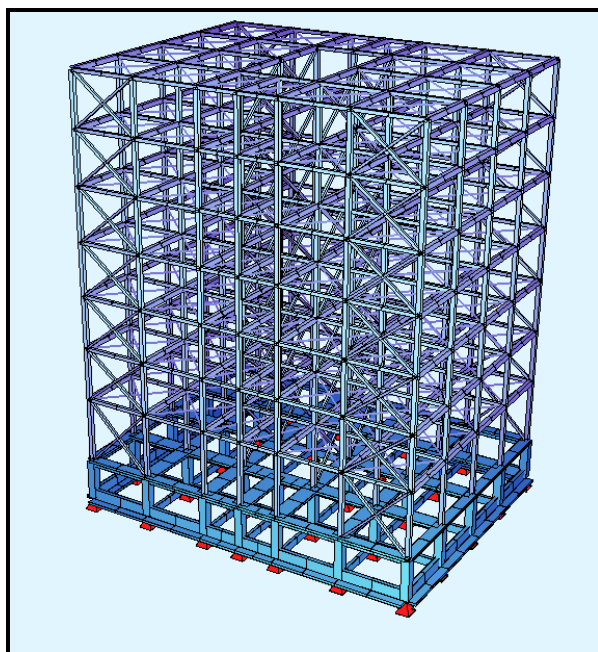
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΟΛΥΟΡΟΦΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ
ΑΠΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟ ΣΚΕΛΕΤΟ ΚΑΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ
ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ**

ΤΣΟΥΛΑΚΙΔΟΥ ΜΑΡΙΑ



**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ
ΕΠ. ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.**

ΑΘΗΝΑ, 2011

Στους γονείς μου

Ευχαριστίες

Θέλοντας να ευχαριστήσω απο βάθους καρδιάς τον επιβλέποντα καθηγητή μου κο.Ραυτογιάννη Ιωάννη,γνωρίζω εξαρχής πως τα λόγια μου θα αποβούν τουλάχιστον ανεπαρκή και φτωχά να τον περιγράψουν ως καθηγητη και άνθρωπο,στο βαθμό που στάθηκα τυχερή επιλεγοντάς τον, να τον ζήσω εγώ έως το πέρας αυτής της διπλωματικής εργασίας.

Πρόκειται για έναν καθηγητή με υπομονή και διάθεση αμείωτη να συνεργαστεί , να εξηγήσει, να μορφώσει , να βοηθήσει ,να ασχοληθεί διατηρώντας παράλληλα με την συμπεριφορά του ένα κλίμα φιλικό και οικείο μέσα στο οποίο ο φοιτητής λειτουργεί με άνεση και αυτοπεποίθηση απέναντι στον εαυτό του και στο θέμα του.Πάντα διαθέσιμος με όποιο τρόπο δύναται προς εξυπηρέτηση των χρόνων/αναγκών του φοιτητή και προσαρμόσιμος με έγνοια αυθεντική στις ιδιαίτερες συνθήκες του εκάστοτε φοιτητή και της εργασίας του.

Γνώρισα εναν Ανθρωπο σπουδαίο , τον οποίο προσωπικά πάντα θα θυμάμαι και θα ευγνωμονώ ολόψυχα νοιώθοντας ελπίδα να βλέπω τέτοιους καθηγητές στους πανεπιστημιακούς κύκλους σε επαφή με παιδιά που μόνο κερδισμένα δύναται να βγουν από την πολύπλευρη διδαχή του όχι μονο σε πλαίσια στενά ,καθαρά γνωστικά αλλά και ανθρώπινα διδάσκοντας τα οφέλη του να συμπεριφέρεται κανείς με αγάπη σε αυτό που κάνει και με περίσσεια γενναιοδωρία.

Εύχομαι στον κο.Ραυτογιάννη Ιωάννη, κάθε ανέλιξη επαγγελματική και κάθε πληρότητα και χαρά προσωπική που επιθυμεί δι εαυτόν.Να'στε πάντα καλά.

Αθήνα, Οκτώβριος 2011

Τσουλακίδου Μαρία

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1⁰ : ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟ ΧΑΛΥΒΑ

1.1	Ιστορία των μεταλλικών κατασκευών	1
1.2	Χρήση των μεταλλικών κατασκευών στις μέρες μας	5
1.3	Μικροδομή του χάλυβα	12
1.3.1	Εισαγωγή	12
1.3.2	Καθαρός σίδηρος	12
1.3.3	Ισορροπία φάσεων σιδήρου άνθρακα	14
1.3.4	Μέγεθος κόκκου	17
1.3.5	Θερμική κατεργασία χάλυβα	19
1.3.6	Ανόπτηση εξομάλυνσης	19
1.4	Ιδιότητες υλικού	20
1.4.1	Γενικά	20
1.4.2	Δομικοί χάλυβες διαμορφωμένοι ‘εν θερμώ’	20
1.4.3	Δομικοί χάλυβες διαμορφωμένοι ‘εν ψυχρώ’	21
1.4.4	Τιμές σχεδιασμού των μέτρων του δομικού χάλυβα	21
1.4.5	Χάλυβες σκυροδέματος	22
1.4.6	Χάλυβες χαλυβδόφυλλων	24
1.4.7	Χάλυβες κοχλιών	25
1.4.8	Αναλώσιμα συγκολλήσεων (ηλεκτρόδια)	25
1.4.9	Προδιαγραφές χαλύβων για πλαστική ανάλυση και ποιότητες ικανοποιούν	26

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2⁰ ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΡΓΟΥ

2.1	Μέσα ανάλυσης της κατασκευής	27
2.2	Γεωμετρία φορέα	27
2.3	Ποιότητα υλικών της κατασκευής	33
2.4	Κατηγορίες φορτίων	33

2.4.1	Μόνιμα φορτία	34
2.4.2	Κινητά	34
2.4.2.1	Φορτίο χιονιού	34
2.4.2.2	Ανεμοπίεση	35
2.4.2.3	Σεισμικές δυνάμεις	35
2.5	Βάσεις σχεδιασμού – δράσεις - συνδυασμοί δράσεων	41
2.5.1	Γενικά	41
2.5.2	Πιθανοτική αντιμετώπιση της ασφάλειας	42
2.5.3	Θεμελιώδεις απαιτήσεις	43
2.5.4	Οριακές καταστάσεις	43
2.5.5	Καταστάσεις σχεδιασμού	44
2.5.6	Προτεινόμενες τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας	45
2.5.7	Τιμές σχεδιασμού δράσεων, αντοχών	46
2.5.8	Εξίσωση ελέγχου ασφάλειας με χρήση επιμέρους συντελεστών ασφαλείας δράσεων, αντιστάσεων	47
2.5.9	Συνδυασμοί δράσεων	48
2.5.10	Συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας	49
2.5.11	Απλοποιητικοί συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας	51
2.5.12	Συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	51
2.5.13	Απλοποιητικοί συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	51
2.5.14	Επιτρεπόμενες παραμορφώσεις (βέλη κάμψης) στις μεταλλικές κατασκευές	52
2.5.15	Απαιτήσεις	52
2.5.16	Οριακές τιμές κατακόρυφων βελών κάμψης	53
2.6	Επίλυση της παρούσης εργασίας σύμφωνα με τα παραπάνω	54

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ

3.1	Εισαγωγή	56
3.2	Αρχές διαστασιολόγησης και ελέγχου των μελών κατά EC3- Γενικοί απαιτούμενοι έλεγχοι	57
3.3	Μέθοδοι ανάλυσης	58
3.4	Κατάταξη διατομών	60
3.5	Ιδιότητες των διατομών	67
3.5.1	Πλήρης (συνολική) διατομή	67
3.5.2	Κρίσιμη ‘καθαρή’ διατομή A_{net} επίπεδων διατομών	67
3.5.3	Παράδειγμα καθορισμού της κρίσιμης ‘καθαρής’ διατομής A_{net}	69
3.5.4	Κρίσιμη ‘καθαρή’ διατομή A_{net} γωνιακών ελασμάτων	70
3.5.5	Ενεργός ‘καθαρή’ διατομή A_{eff}	70
3.6	Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας	70
3.7	Έλεγχος διατομής μέλους σε εφελκυσμό (§ 5.4.3 EC3)	71
3.8	Έλεγχος διατομής μέλους σε θλίψη (§ 5.4.4 EC3)	72
3.9	Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση (§ 5.4.6 EC3)	73
3.10	Έλεγχος διατομής μέλους σε ροπή κάμψης (§ 5.4.5 EC3)	75
3.11	Έλεγχος διατομής μέλους σε κάμψη και ταυτόχρονη διάτμηση (§ 5.4.7 EC3)	76
3.12	Έλεγχος διατομής μέλους σε κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη (§ 5.4.8 EC3)	76
3.13	Έλεγχος διατομής μέλους σε διαξονική κάμψη χωρίς αξονική δύναμη (§ 5.4.5.4 EC3)	81
3.14	Έλεγχος διατομής μέλους σε διαξονική κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη (§ 5.4.9 EC3)	82
3.15	Αντοχή μελών σε λυγισμό (§ 5.5 EC3)	83
3.16	Μήκος λυγισμού μελών (Παράρτημα E, EC3)	84
3.17	Μήκος λυγισμού υποστυλωμάτων	84
3.18	Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό (§ 5.5.1 EC3)	92
3.19	Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε καμπτικό λυγισμό (§ 5.5.1.4 EC3)	95

3.20	Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε πλευρικό λυγισμό (§ 5.5.2 EC3)	97
3.21	Αντοχή μέλους σε κάμψη και αξονική θλίψη (§ 5.5.4 EC3)	98
3.22	Κρίσιμη ελαστική ροπή μέλους M_{cr}	102
3.23	Ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$ (για τον έλεγχο πλευρικού λυγισμού)	108
3.24	Έλεγχοι διατομών	109

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο : ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

4.1	Εισαγωγή	142
4.2	Έλεγχοι συνδέσεων	142
4.3	Εκτέλεση των κοχλιώσεων	143
4.4	Αντοχή κοχλιών	146
4.5	Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών με χρήση του προγράμματος INSTANT 2000	153
4.6	Αποτελέσματα	157

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο : ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

5.1	Εισαγωγή	171
5.2	Σεισμική συμπεριφορά αντιανέμιων συνδέσμων	172
5.2.1	Οριζόντιοι σύνδεσμοι	172
5.2.2	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι	172
5.3	Σύγκριση αποτελεσμάτων επίλυσης κατασκευών με ή χωρίς αντιανέμιους	173
5.3.1	Σύγκριση εντατικών μεγεθών	173
5.3.2	Σύγκριση μέγιστων μετατοπίσεων κόμβων	181
5.3.3	Γωνιακή παραμόρφωση	182
5.3.4	Σύγκριση ιδιομορφών	186

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη ενός πολυόροφου μεταλλικού κτιρίου (έλεγχοι μελών στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, έλεγχοι συνδέσεων) καθώς και η μελέτη της συμπεριφοράς του φορέα ανάλογα με τον αριθμό των κατακόρυφων αντιανέμιων.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1** περιγράφεται η ιστορία των μεταλλικών κατασκευών, ο χάλυβας σαν δομικό υλικό δηλαδή αναλύονται η προέλευση του, η χημική του σύνθεση, οι φυσικές και μηχανικές του ιδιότητες κτλ.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2** περιγράφονται τα μέσα ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση (προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων) και γίνεται η παρουσίαση του έργου (γεωμετρία φορέα, είδη διατομών, υλικά, ανέγερση). Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στα φορτία που καταπονούν την κατασκευή και στους συνδυασμούς των φορτίσεων με βάση τους οποίους έγινε η επίλυση.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3** πραγματοποιούνται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι των μελών που απαρτίζουν το φορέα. Ενδεικτικά στο ίδιο κεφάλαιο παρουσιάζεται και η επίλυση μιας διαδοκίδας.

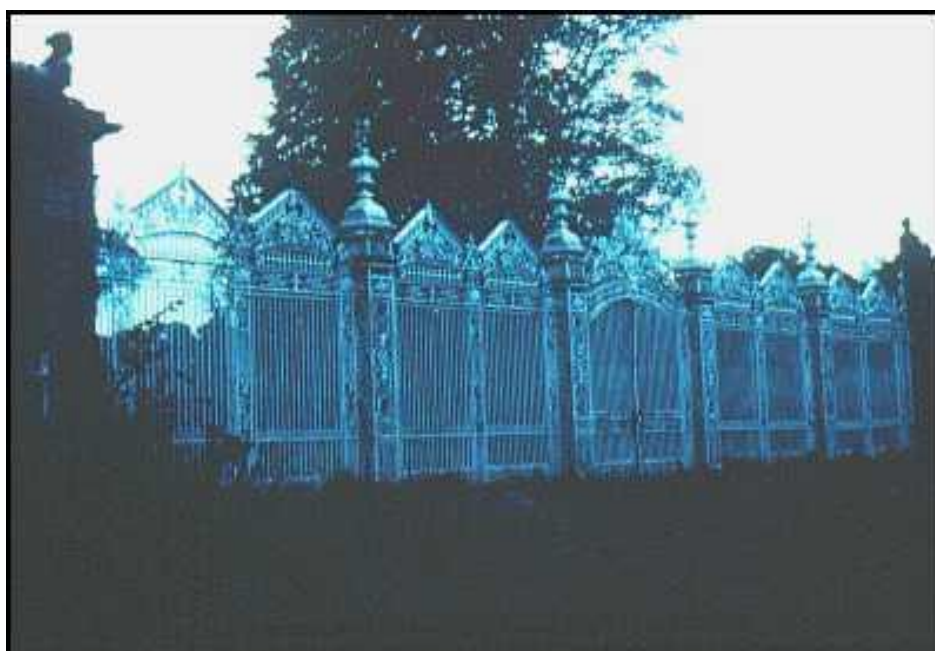
Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4** περιέχονται οι συνδέσεις των μελών του φορέα και τα αποτελέσματα των ελέγχων τους.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5** αναφέρεται στη συμπεριφορά μεταλλικών κατασκευών με ή χωρίς αντιανέμιους συνδέσμους, με βάση τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη σύγκριση 3 διαφορετικών επιλύσεων που έγιναν στο παραπάνω πρόγραμμα πεπερασμένων για την ίδια φόρτιση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟ ΧΑΛΥΒΑ

1.1 Ιστορία των μεταλλικών κατασκευών

Ακολουθούν φωτογραφίες των πρώτων μεταλλικών κατασκευών και κτιρίων που κατασκευάστηκαν από τα μέσα του 18^{ου} αιώνα και μετά. Αρχικές εφαρμογές των μεταλλικών κατασκευών, στην Αναγέννηση, υπήρξαν τα παραπέτα και τα διακοσμητικά στοιχεία, από χυτοσίδηρο. Παράδειγμα εφαρμογής αποτελεί η θύρα του σχήματος 1.1, που κατασκευάστηκε το 1726 στο Clwyd της Ουαλίας.



Σχήμα 1.1: Μεταλλική θύρα από χυτοσίδηρο, κατασκευάστηκε το 1726 στην Ουαλία

Με το πέρασμα των χρόνων ακολούθησαν εφαρμογές των μεταλλικών κατασκευών σε έργα γεφυροποιίας (πρωτεύουσες κατασκευές). Η πρώτη γέφυρα με σκελετό από χυτοσίδηρο κατασκευάστηκε το 1777 στο Coalbrookdale της Αγγλίας, άνω του ποταμού Severn και η γενική της άποψη φαίνεται στο σχήμα 1.2. Η γέφυρα αυτή μελετήθηκε από τον Abraham Darby, έχει άνοιγμα περίπου 30m και βρίσκεται ακόμα σε λειτουργία

Στο σχήμα 1.3 φαίνεται λεπτομέρεια του σκελετού της ίδιας γέφυρας με μορφή αψίδας.



Σχήμα 1.2: Η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο, Coalbrookdale, Αγγλία, 1777.



Σχήμα 1.3: Λεπτομέρεια αψιδωτού σκελετού της γέφυρας του Coalbrookdale, Αγγλία, 1777.

Στο σχήμα 1.4 φαίνεται το πρώτο κτίριο με πλήρη μεταλλικό σκελετό, πρόκειται για τους μύλους του Charles Bage's στο Shrewsbury της Αγγλίας, κατασκευάστηκε το 1796.



Σχήμα 1.4: Το πρώτο κτίριο με μεταλλικό σκελετό, 1796, Αγγλία.

Στο σχήμα 1.5 φαίνεται η χρήση του μετάλλου σε κατασκευές στεγαστρών. Πρόκειται για το στέγαστρο του σιδηροδρομικού σταθμού του Euston στο Λονδίνο, που κατασκευάστηκε το 1837.



Σχήμα 1.5: Μεταλλικό στέγαστρο του σιδηροδρομικού σταθμού Euston, Λονδίνο, 1837.

Στο σχήμα 1.6 φαίνεται το Crystal Palace του Paxton, που κατασκευάστηκε το 1851 στην Αγγλία για την πρώτη διεθνή έκθεση. Είναι ένα από τα πρώτα κτίρια με μεταλλικό φέροντα οργανισμό και γυαλί, με κάτοψη $617 \cdot 150\text{m}^2$, ενώ για την κατασκευή του χρησιμοποιήθηκαν 3300 μεταλλικά υποστυλώματα. Τα υποστυλώματα κατασκευάστηκαν από χυτοσίδηρο, οι δοκοί από χυτοσίδηρο και πολτοπαγή σίδηρο, ενώ οι συνδέσεις έγιναν με μικτό σύστημα πολτοπαγούς σιδήρου και ξύλινων κλειδιών.



Σχήμα 1.6: Crystal Palace, του Paxton, 3300 μεταλλικά υποστυλώματα, Αγγλία, 1851.

Στο σχήμα 1.7 φαίνεται το πρώτο κτίριο, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, της Γαλλίας. Η αρχική του χρήση ήταν εργοστάσιο σοκολατοποιίας, σχεδιάστηκε από τον αρχιτέκτονα Jules Saulner και υπολογίστηκε από τον στατικό Gustave Eiffel, τον ίδιο που το 1887 δημιούργησε τον ομώνυμο πύργο του Eiffel για τη διεθνή έκθεση στο Παρίσι.



Σχήμα 1.7: Το πρώτο κτίριο με μεταλλικό σκελετό της Γαλλίας, στο Noisiel Sur Marne, Γαλλία, 1872.

1.2 Χρήση των μεταλλικών κατασκευών στις μέρες μας

Ακολουθούν φωτογραφίες κατασκευών δομικού χάλυβα (carbon steel) που συναντούμε στις μέρες μας, ώστε να καταλάβουμε την εξέλιξή τους, με το πέρασμα των χρόνων, αλλά και το ευρύ φάσμα εφαρμογής τους στις μέρες μας.

Στο σχήμα 1.8 φαίνεται ένα μεταλλικό υπόστεγο συντήρησης αεροσκαφών, πλαισιακής κατασκευής, στην πόλη Giessen de Noord της Ολλανδίας. Στα υπόστεγα συντήρησης, όπως και στα ναυπηγεία απαιτούνται ψηλά στέγαστρα τα οποία παρέχουν κλειστό χώρο για τις απαραίτητες εργασίες. Το συγκεκριμένο υπόστεγο έχει κάτοψη $265 \cdot 96\text{m}^2$ και ύψος 30m.



Σχήμα 1.8: Υπόστεγο συντήρησης αεροσκαφών στην Ολλανδία.

Στο σχήμα 1.9 φαίνεται κτίριο γραφείων στη Γερμανία με φέροντα οργανισμό από δομικό χάλυβα και γυάλινο περίβλημα. Η πρωτοτυπία αυτού του μεταλλικού κτιρίου είναι πως σχεδόν όλος ο φέρων οργανισμός του βρίσκεται εξωτερικά του περιβλήματος. Οι 4 όροφοι γραφείων δεν έχουν εσωτερικά υποστυλώματα και στηρίζονται αποκλειστικά σε 7 μεταλλικές ράβδους, οι οποίες όλες μαζί αναρτώνται από τη δικτυωτή κύρια δοκό της οροφής όπως φαίνεται στο σχήμα. Η δικτυωτή κύρια δοκός αναρτάται σε δύο σημεία του πάνω πέλματός της από δύο ομάδες 4 πυλώνων, κοίλης κυκλικής διατομής, ύψους 27m. Όλοι οι κοίλοι κύριοι φορείς έχουν γεμιστεί με νερό που κυκλοφορεί, για πυροπροστασία.



Σχήμα 1.9: Κτίριο γραφείων, NorCon House στην πόλη Hanover της Γερμανίας.

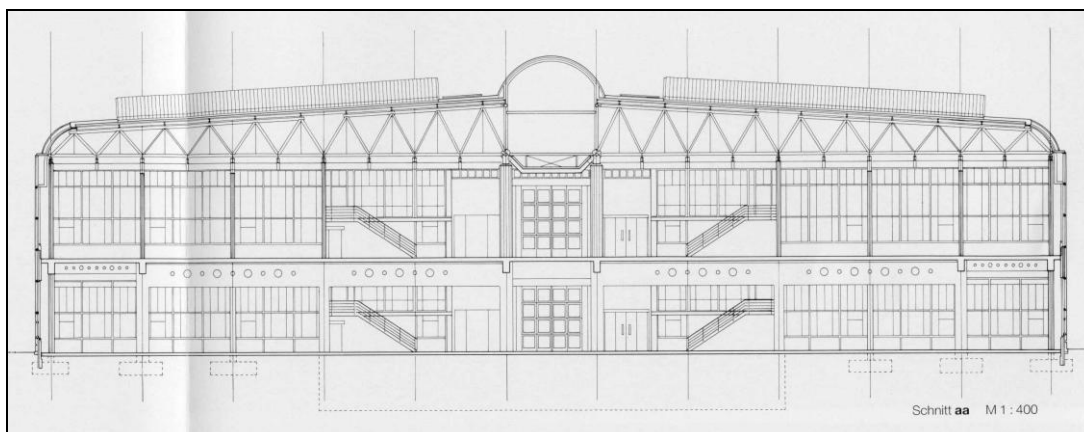
Στο σχήμα 1.10 φαίνεται η εξωτερική άποψη της μεταλλικής κατασκευής της αυτοκινητοβιομηχανίας Audi στη Γερμανία, με κάτοψη $122 \cdot 200\text{m}^2$.



Σχήμα 1.10: Εξωτερική άποψη μεταλλικής κατασκευής αυτοκινητοβιομηχανίας Audi, Γερμανία.

Στο σχήμα 1.11 φαίνεται η κατά πλάτος τομή του ίδιου κτιρίου σε κλίμακα 1/400. Διακρίνονται δύο κύρια επίπεδα και δικτυωτό ζύγωμα της οροφής. Αξίζει να αναφέρουμε πως σε κατασκευές με βιομηχανική χρήση είναι πολύ σημαντική η ύπαρξη

ελεύθερων (ανεμπόδιστων από υποστυλώματα) χώρων, καθώς και η πολύ καλή κυκλοφορία αέρος στο εσωτερικό τους.



Σχήμα 1.11: Κατά πλάτος τομή του κτιρίου αυτοκινητοβιομηχανίας Audi σε κλίμακα 1/400.

Στα σχήματα 1.12 και 1.13 φαίνονται εσωτερικές απόψεις του ίδιου κτιρίου και η τομή της πλάγιας όψης του.



Σχήμα 1.12: Επίπεδοι πλαισιακοί φορείς με δικτυωτό ζύγωμα στο εσωτερικό της αυτοκινητοβιομηχανίας Audi.

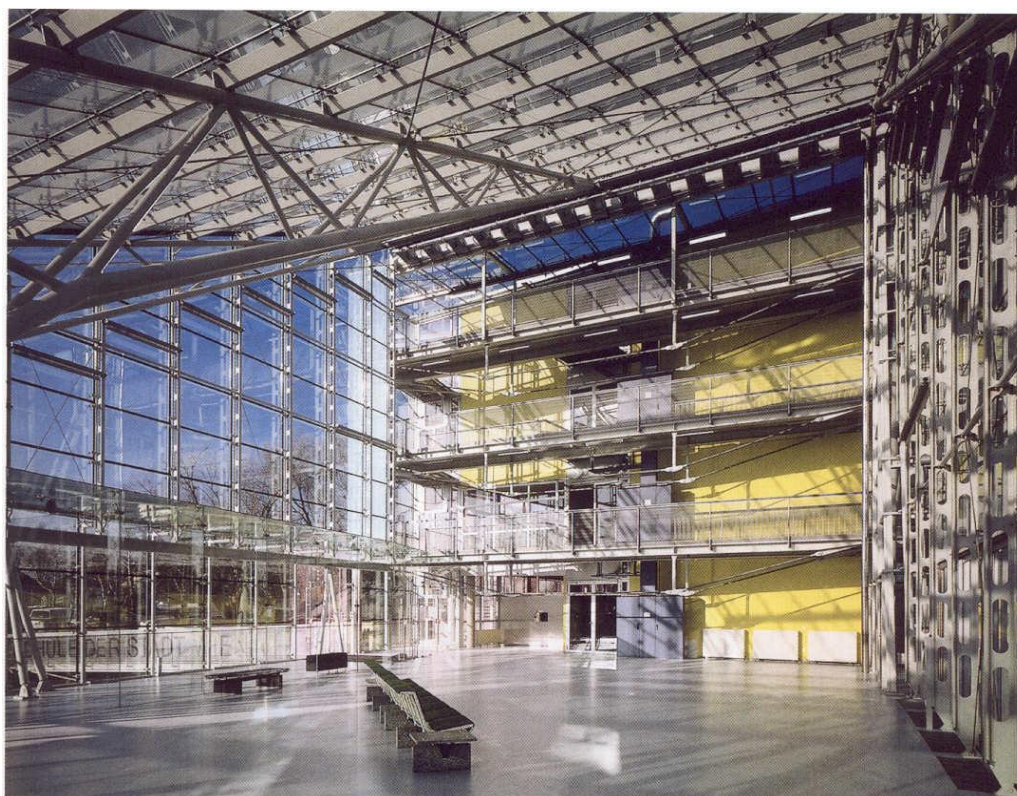


Σχήμα 1.13: Κινούμενη γερανογέφυρα κατά μήκος της βιομηχανίας και τομή της στήριξης του δικτυωτού ζυγώματος.

Στο σχήμα 1.14 φαίνεται η μεταλλική κατασκευή του μουσείου τέχνης Wolfsburg στη Γερμανία. Τα δάπεδα και τα υποστυλώματα είναι σύμμικτες κατασκευές, οι οποίες εξασφαλίζουν την απαραίτητη πυροπροστασία. Το μεταλλικό δικτύωμα στέγης, σε συνδυασμό με το γυάλινο περίβλημα, παρέχουν φυσικό φωτισμό στο εσωτερικό των εκθεσιακών χώρων και υψηλή αισθητική της όλης κατασκευής. Στο σχήμα 1.15 φαίνεται το εσωτερικό μεταλλικής κατασκευής σχολείου της Βιέννης στην Αυστρία. Πρόκειται για σύνθετη κατασκευή από δομικό χάλυβα και γυαλί, η οποία παρέχει εσωτερικά ελεγχόμενο (έναντι των κλιματολογικών συνθηκών) χώρο, αλλά παράλληλα επιτρέπει την επαφή με τον ήλιο και το περιβάλλον. Αξίζει να παρατηρήσουμε το μέγεθος της δικτυωτής δοκού οροφής και τον τρόπο που αυτή συνδέεται με τα λοιπά φέροντα στοιχεία μέσω χιαστί τενόντων. Τα περιμετρικά μεταλλικά υποστυλώματα είναι αρθρωμένα στη βάση τους και ο κορμός τους έχει οβάλ οπές για μείωση του ίδιου βάρους τους. Επίσης αξιοπρόσεκτος είναι και ο τρόπος υποστήριξης των εσωτερικών διαζωμάτων μέσω τενόντων για την μείωση των κατακόρυφων βελών. Ο σχεδιασμός αυτός συνήθως εφαρμόζεται σε γέφυρες.



Σχήμα 1.14: Μουσείο τέχνης Wolfsburg στη Γερμανία.



Σχήμα 1.15: Μεταλλική κατασκευή σχολείου της Βιέννης στην Αυστρία.



Σχήμα 1.16: Εστιατόριο Rotunden στην Κοπεγχάγη, Δανία.

Στο σχήμα 1.16 φαίνεται μια αιγυματική μεταλλική κατασκευή με όψη πύργου παρατήρησης και χρήση εστιατορίου. Πρόκειται για το εστιατόριο Rotunden στην Κοπεγχάγη (Δανία). Για την επικάλυψή του χρησιμοποιήθηκαν διάτρητες γαλβανισμένες πλάκες, οι οποίες, κατά τη διάρκεια της νύχτας, του δίνουν όψη φάρου.

Στο σχήμα 1.17 φαίνεται η πολύπλοκη δικτυωτή στέγη του ποδηλατικού κέντρου του Βερολίνου στη Γερμανία. Πρόκειται για εντυπωσιακή μεταλλική κατασκευή με διάμετρο 152m, περιμετρικά στηριζόμενης με υποστυλώματα.



Σχήμα 1.17: Πολύπλοκη δικτυωτή στέγη του ποδηλατικού κέντρου του Βερολίνου, Γερμανία.



Σχήμα 1.18: Δικτυωτή στέγη Εθνικού κέντρου ποδηλασίας στο Μάντσεστερ, Αγγλία.

Στο σχήμα 1.18 διακρίνονται τα δικτυωτά ζυγώματα της οροφής του Εθνικού κέντρου ποδηλασίας στο Μάντσεστερ (Αγγλία). Η δυσκολία σχεδιασμού του κτιρίου ήταν η ανάγκη απρόσκοπτης θέας της κεκλιμένης αρένας για 3500 θεατές. Στο σχήμα 1.19 φαίνεται η εσωτερική άποψη μεταλλικής πλαισιακής κατασκευής βιομηχανικού υπόστεγου. Η κατασκευή στεγάζει βιομηχανία παραγωγής μεταλλικών μελών και έχει κύριους φορείς πλαίσια ενός ανοίγματος πλάτους περίπου 20m, ύψος στο μέσο του ανοίγματος περίπου 8m και δίρριχτη στέγη κλίσης περίπου 10° . Όλα τα μέλη των κυρίων φορέων είναι ολόσωμες πρότυπες διατομές διπλού ταυ.



Σχήμα 1.19: Εσωτερική άποψη μεταλλικού υπόστεγου με κινούμενη γερανογέφυρα κατά μήκος της.

1.3 Μικροδομή του χάλυβα

1.3.1 Εισαγωγή

Μέταλλα είναι τα στοιχεία στα οποία τα ηλεκτρόνια δε συνδέονται με το <<δικό τους>> άτομο αλλά κινούνται ελεύθερα ως αέριο ηλεκτρονίων ανήκοντας στο σύνολο των ατόμων, δηλαδή στο μεταλλικό κρύσταλλο. Λόγω αυτού του γεγονότος όλα τα μέταλλα έχουν ορισμένες κοινές ιδιότητες όπως:

- Αντοχή, ευπλασιμότητα
- Κρυσταλλική δομή
- Ηλεκτρική και θερμική αγωγιμότητα
- Σχηματισμός θετικών ιόντων (κατιόντων), μέσω απόδοσης ηλεκτρονίων

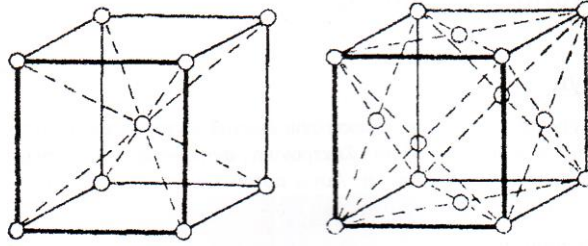
Ο χάλυβας είναι ένα κράμα από σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη μεταλλικά στοιχεία το κυριότερο από τα οποία είναι ο άνθρακας (C). Για την καλύτερη αντίληψη των ιδιοτήτων του και της εν γένει συμπεριφοράς τους, χρήσιμη είναι η γνώση της μικροδομής του χάλυβα, στοιχεία της οποίας δίνονται στη συνέχεια.

1.3.2 Καθαρός σίδηρος

Η κρυσταλλική δομή του Fe μεταβάλλεται κατά την ψύξη του υγρού μετάλλου εκ του γεγονότος ότι κατά τη μείωση της θερμοκρασίας αλλάζει η θέση των ατόμων του Fe στη κρυσταλλική μονάδα. Η κρυσταλλική μονάδα είναι ένας κύβος με τοποθετημένα άτομα Fe σε ορισμένες θέσεις. Ανάλογα με τη θέση των ατόμων Fe στο κύβο διακρίνονται:

- Κυβικά χωροκεντρωμένος κρύσταλλος στον οποίο κάθε κύβος έχει 9 άτομα Fe, τοποθετημένα στις 8 ακμές και στο κέντρο. Η μορφή αυτή ονομάζεται α-σίδηρος ή φερρίτης. σχήμα 1.20β
- Κυβικά εδροκεντρωμένος κρύσταλλος στον οποίο κάθε κόμβος έχει συνολικά 14 άτομα Fe, τοποθετημένα στις ακμές και στο μέσο κάθε πλευράς. Η μορφή αυτή ονομάζεται γ-σίδηρος ή ωστενίτης.

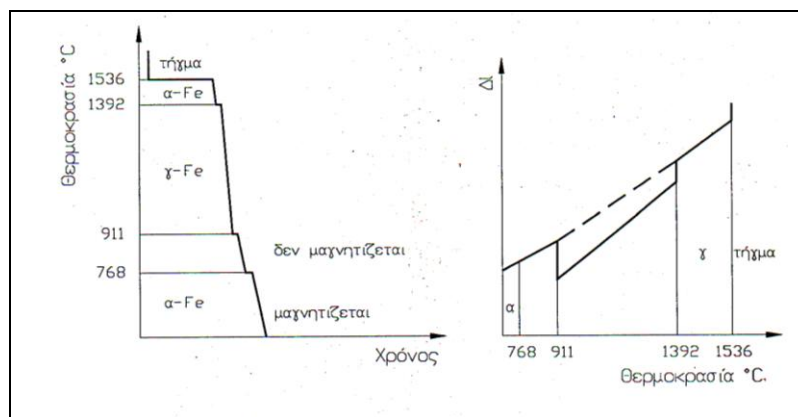
Από τη δομή του μοναδιαίου κρυστάλλου φαίνεται ότι ο ωστενίτης είναι πυκνότερος του φερρίτη.



Σχήμα 1.20: Μοναδιαίος κρύσταλλος α) α-σίδηρος ή φερρίτης β) γ-σίδηρος ή ωστενίτης

Κατά την ψύξη του σιδήρου η πήξη αρχίζει στους 1536°C σχηματιζομένου στην αρχή φερρίτη. Καθώς συνεχίζεται η μείωση της θερμοκρασίας στους 1392°C ο φερρίτης μεταπίπτει σε ωστενίτη. Στη συνέχεια στους 911°C ο ωστενίτης μεταπίπτει πάλι σε φερρίτη. Επομένως ο καθαρός σίδηρος αποτελείται στη ψυχρή κατάσταση από φερρίτη ο οποίος είναι μαλακό και όλκιμο μέταλλο.

Στο σχήμα 1.21 παρίστανται οι μεταβολές όγκου του μετάλλου κατά την πήξη. Παρατηρείται ότι πέραν της μεταβολής του όγκου που οφείλονται στη συστολή πήξης συμβαίνουν και μεταβολές στις ενδιάμεσες θερμοκρασίες, λόγω της διαφορετικής πυκνότητας του ωστενίτη και του φερρίτη.



Σχήμα 1.21: Μεταβολές όγκου κατά τη ψύξη καθαρού Fe

Η σημαντικότερη διαφορά μεταξύ ωστενίτη και φερρίτη είναι η διαφορετική διαλυτότητα C. Ο ωστενίτης μπορεί να διαλύσει στους 1130°C άνθρακα μέχρι 2% του βάρους του. Αντίθετα η διαλυτότητα του φερρίτη είναι πολύ μικρότερη. Το μέγιστο ποσοστό C που μπορεί να διαλύσει ο φερρίτης είναι 0,02% στους 723°C και 0,002% σε θερμοκρασία περιβάλλοντος. Κατά τη θερμική κατεργασία των χαλύβων γίνεται πλήρης

εκμετάλλευση της διαφορετικής διαλυτότητας του C στο φερρίτη και τον ωστενίτη ώστε να παραχθεί χάλυβας με επιθυμητές ιδιότητες.

1.3.3 Ισορροπία φάσεων σιδήρου άνθρακα

Δεδομένου ότι ο χάλυβας είναι ένα κράμα διαφόρων στοιχείων με κυριότερο το Fe και τον C, η μελέτη της σύνθεσης και των ιδιοτήτων του ξεκινά από το διάγραμμα ισορροπίας Fe- C. Πολλές από τις βασικές ιδιότητες αυτού του διαγράμματος επηρεάζουν τη συμπεριφορά ακόμη και των πιο σύνθετων κραμμάτων χάλυβα. Οι φάσεις αυτού του διαγράμματος απαντώνται και στα πιο σύνθετα κράμματα, είναι δε σημαντικό να γνωρίζει κανείς πως τα διάφορα κραμματικά στοιχεία έχουν επιρροή στο σχηματισμό και στις ιδιότητες αυτών των φάσεων. Το διάγραμμα των φάσεων δίνει τις μεταβολές της μικροδομής του μετάλλου κατά τη μετάβαση από την υγρή στη στερεά κατάσταση κατά τη διάρκεια της αργής ψύξης.

Στην πραγματικότητα το διάγραμμα αυτό δίνει την ισορροπία μεταξύ σιδήρου και σεμεντίτη και όχι μεταξύ σιδήρου και καθαρού γραφίτη. Ο λόγος είναι λόγω της μικρής περιεκτικότητας σε ο καθαρός γραφίτης δεν απαντάται ως φάση ισορροπίας στους χάλυβες. Ο σεμεντίτης Fe_3C περιέχει 6,67% C και είναι ένα σκληρό και ψαθυρό υλικό. Ο χάλυβας είναι επομένως ένα κράμα μεταξύ του μαλακού και όλκιμου σιδήρου. Και του σκληρού και ψαθυρού σεμεντίτη.

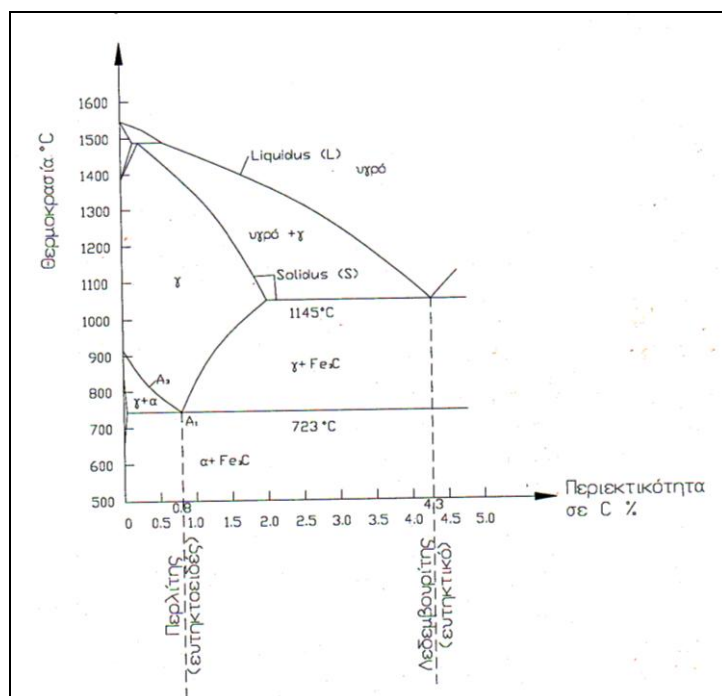
Το πλήρες διάγραμμα ισορροπίας Fe Fe_3C δίνεται στο σχήμα 1.22. Χάλυβας ονομάζεται το κράμα στο οποίο η περιεκτικότητα σε C είναι μικρότερη από 2%. Για μεγαλύτερες περιεκτικότητες του C και μέχρι το καθαρό σεμεντίτη με 6,67% C έχουμε το λευκό χυτοσίδηρο.

Η καμπύλη κατά την οποία αρχίζει η πήξη λέγεται Liquidus ενώ η καμπύλη τέλους Solidus. Μεταξύ των δύο γραμμών συνυπάρχει η υγρή και η στερεή κατάσταση. Κάτω από τη γραμμή Solidus το μέταλλο είναι στερεό. Παρατηρούμε ότι το διάγραμμα χωρίζεται σε διαφορετικές περιοχές. Αυτές υποδεικνύουν τις ενδιάμεσες στερεές φάσεις, οι οποίες αντιστοιχούν σε διαφορετικές κρυσταλλικές δομές. Του μετάλλου ως συνάρτηση της θερμοκρασίας και της σύνθεσης του κράματος.

Παρατηρούμε ότι η πήξη δεν αρχίζει στην ίδια θερμοκρασία αλλά εξαρτάται από την περιεκτικότητά του σε C. Το κράμα με 4,3% C έχει τη χαμηλότερη θερμοκρασία αρχής πήξης 1145 °C και ονομάζεται εύτηκτο. Το εύτηκτο αυτό κράμα ονομάζεται Λεδεμβουρίτης. Χυτοσίδηρος με μικρότερη περιεκτικότητα σε C περιγράφονται ως υποευτηκτικοί ενώ με μεγαλύτερη περιεκτικότητα C υπereυτηκτικοί. Στην περιοχή των

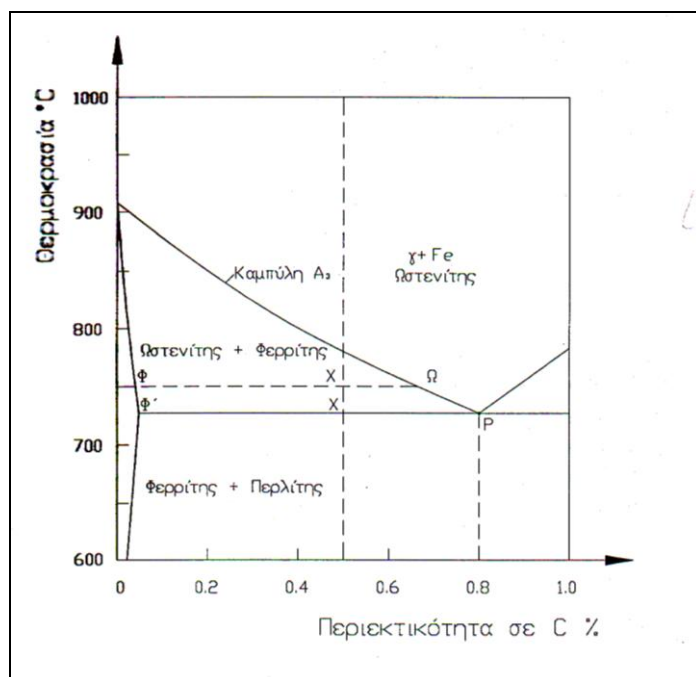
χαλύβων παρατηρούμε το στερεό διάλυμα του ωστενίτη διασπάται σε δύο άλλες φάσεις (ωστενίτη+φερρίτη και ωστενίτη+σεμεντίτη). Η μορφή αυτής της διάσπασης έχει ομοιότητες με την ευτηκτική μορφή πήξης και ονομάζεται ευτηκτοειδής. Το ευτηκτοειδές διάλυμα με περιεκτικότητα σε C 0,8% ονομάζεται περλίτης. Χάλυβες με μικρότερη περιεκτικότητα σε C λέγονται υποευτηκτοειδείς και με μεγαλύτερη περιεκτικότητα υπευτηκτοειδείς.

Οι οριακές καμπύλες στις οποίες λαμβάνει χώρα ο μετασχηματισμός από τη μια στη άλλη φάση παίρνουν μια ορισμένη ονομασία. Το σημείο του ευτηκτοειδούς μετασχηματισμού στους 723°C ονομάζεται A₁. Η καμπύλη μετασχηματισμού του σιδήρου γ σε α ονομάζεται A₃.



Σχήμα 1.22: Διάγραμμα φάσεων σιδήρου-άνθρακα

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το τμήμα του διαγράμματος με μικρή περιεκτικότητα σε C δεδομένου ότι η περιεκτικότητα αυτή κυμαίνεται στους δομικούς χάλυβες 0,1% και 0,25%. σχήμα 1.22-1.23. Παρατηρούμε ότι οι δομικοί χάλυβες προέρχονται από τη διάσπαση του ωστενίτη σε περλίτη και φερρίτη.



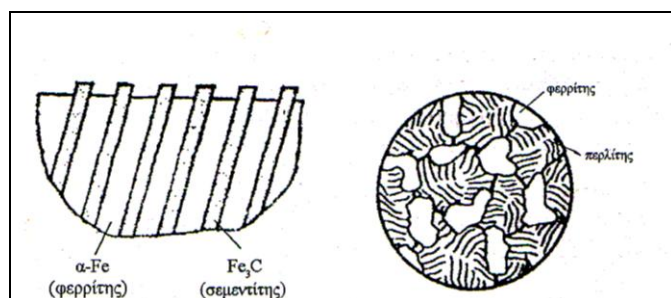
Σχήμα 1.23: Λεπτομέρεια διαγράμματος φάσεων σιδήρου-άνθρακα

Ο καθαρός περλίτης αποτελείται μικρογραφικώς από εναλλάξ πλακίδια φερρίτη (α-σίδηρος) και σεμεντίτη σχήμα 1.24. Η περιεκτικότητα στις ενδιάμεσες φάσεις προσδιορίζονται από το κανόνα του μοχλού. Έτσι σε μια ενδιάμεση θερμοκρασία t_1 σχ 1.15, ισχύει για τη διάσπαση του ωστενίτη:

$$\text{Φερρίτης\%} / \text{ωστενίτης\%} = \Omega X : \Phi X$$

Έτσι, όσο ο χάλυβας κρυώνει, το ποσοστό του φερρίτη μεγαλώνει, δεδομένου δε ότι, όπως προαναφέρθηκε, η διαλυτότητα του φερρίτη μεγαλώνει, δεδομένου ότι, όπως προαναφέρθηκε, η διαλυτότητα του φερρίτη σε C είναι μικρή, η περιεκτικότητα σε C του ωστενίτη μεγαλώνει. Αυτό συμβαίνει μέχρι τους 723°C όπου η περιεκτικότητα του ωστενίτη σε C γίνεται 0,8%. Κατά τη περαιτέρω ψύξη, ο ωστενίτης μεταπίπτει σε περλίτη. Η τελική σύνθεση του χάλυβα είναι:

$$\text{Φερρίτης\%} / \text{περλίτης \%} = P X : \Phi' X$$

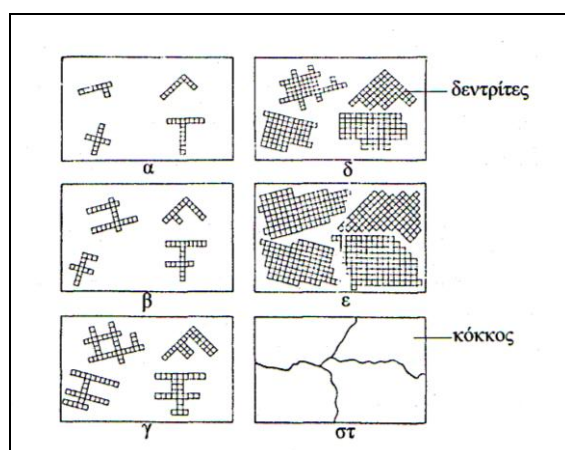


Σχήμα 1.24: Μικρογραφία α) καθαρού περλίτη β) περλίτη και φερρίτη

1.3.4 Μέγεθος κόκκου

Η στερεοποίηση ενός υγρού μετάλλου ξεκινά από πυρήνες, οι οποίοι αυξάνονται κατά τη ψύξη, σχηματίζοντας δενδροειδείς κρυσταλλικούς σκελετούς,

Τους λεγόμενους δενδρίτες σχήμα 1.25. Αυτό συμβαίνει μέχρι οι δενδρίτες να μεγαλώσουν τόσο, ώστε να έρθουν σε επαφή. Οι επιφάνειες επαφής αποτελούν το σύνορο και προσδιορίζουν τον κόκκο του κρυστάλλου. Κατά τη μεταλλογραφική εξέταση ορατοί είναι μόνο οι κόκκοι και όχι οι επιμέρους δενδρίτες.



Σχήμα 1.25: Σχηματική απεικόνιση της πήξης ενός τμήματος μετάλλου

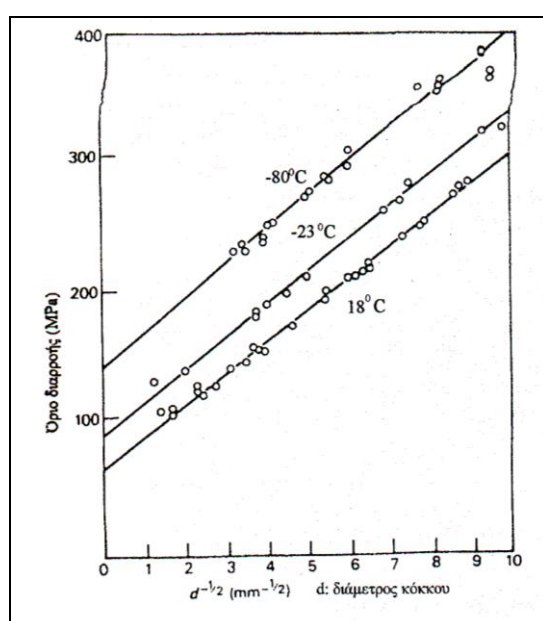
Το μέγεθος του κόκκου επηρεάζει σημαντικά τις μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα, γιατί η αντοχή του, αλλά και άλλες ιδιότητες, συναρτάται άμεσα με το μέγεθος αυτό. Η σχέση μεταξύ ορίου διαρροής f_y και διαμέτρου του κόκκου εκφράζεται από την εξίσωση Hall-Petch:

$$f_y = \sigma_o + \frac{\kappa}{\sqrt{d}} [MPa]$$

σ_o = σταθερά εξαρτώμενη από τη θερμοκρασία και τη σύνθεση του χάλυβα [MPa]

κ = σταθερά με συνήθη τιμή, ανεξάρτητη θερμοκρασίας και σύνθεσης $20 \text{ N/mm}^{-3/2}$

d = διάμετρος κόκκου (mm)



Σχήμα 1.26: Σχέση μεταξύ ορίου διαρροής και μεγέθους κόκκου

Η γραφική παράσταση της εξίσωσης περιγράφεται στο σχήμα 1.26.

Το μέγεθος του κόκκου δεν επηρεάζει μόνο το όριο διαρροής αλλά και άλλες ιδιότητες όπως τη σκληρότητα ή την ολκιμότητα. Έτσι είναι προφανές ότι ο έλεγχος του μεγέθους του κόκκου αποτελεί ένα από τα βασικά αντικείμενα τις μεταλλουργίας του χάλυβα. Η επίτευξη πλέον λεπτόκοκκου υλικού γίνεται:

- Με προσθήκη κραματικών στοιχείων τα οποία αυξάνουν τον αριθμών των πυρήνων και έτσι τον αριθμό των κόκκων ανά μονάδα όγκου.
- Με θερμική κατεργασία. Η διάμετρος του κόκκου μειώνεται κατά την απότομη ψύξη.

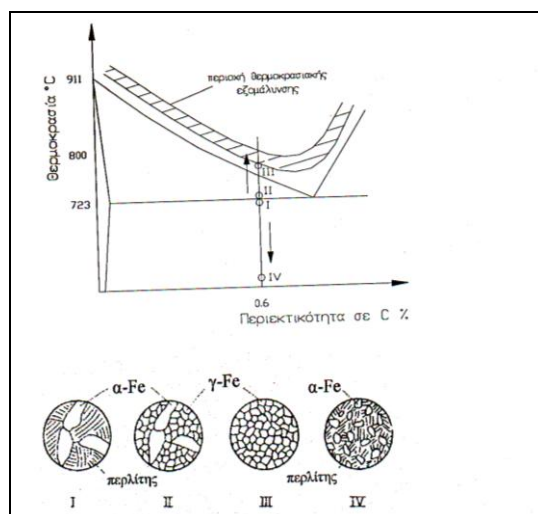
1.3.5 Θερμική κατεργασία χάλυβα

Η αύξηση της αντοχής των χάλυβων μέσω αύξηση της περιεκτικότητας σε C είναι περιορισμένη. Αυτό συμβαίνει γιατί με την αύξηση του C αυξάνεται μεν η αντοχή του χάλυβα αλλά μειώνεται ταυτόχρονα η ολκιμότητα και η συγκολλησιμότητα του. Για αυτό το λόγο εφαρμόζονται άλλες μέθοδοι βελτίωσης των ιδιοτήτων των χάλυβων όπως:

- η κραμάτωση
- η θερμική κατεργασία
- ο συνδιασμός των ανωτέρω

1.3.6 Ανόπτηση εξομάλυνσης.

Η ανόπτηση γενικώς είναι αναθέρμανση του υλικού σε θερμοκρασία 25-50° C ανώτερη της καμπύλης A3 δηλαδή περί 950. σχήμα 1.27. Τα τελικά στάδια της εξέλασης γίνονται στη θερμοκρασία αυτή κατά την οποία ο ωστενίτης ανακρυσταλλώνεται πλήρως μεταξύ των διαδοχικών περασμάτων από τα έλαστρα. Κατά τη διάρκεια της διαδικασίας αυτής δεν επέρχεται αύξηση του κόκκου λόγω της σταδιακής μείωσης της θερμοκρασίας. Μετά τη τελευταία διεύλση από τα έλαστρα γίνεται απόψυξη στον αέρα. Το αποτέλεσμα της θερμικής αυτής κατεργασίας η οποία μπορεί να γίνει σε όλα σχεδόν τα χαλυβουργεία είναι ένας χάλυβας με κυτταροειδείς κρυστάλλους και λεπτόκοκκη υφή. Οι αντίστοιχοι χάλυβες συμβολίζονται με το γράμμα N.



Σχήμα 1.27: Ανόπτηση εξομάλυνσης και μεταβολή των κόκκων

1.4 Ιδιότητες υλικού

1.4.1 Γενικά

Οι ιδιότητες των υλικών που δίνονται στο κεφάλαιο αυτό θεωρούνται ‘ονομαστικές τιμές’, οι οποίες γίνονται αποδεκτές ως ‘χαρακτηριστικές τιμές’ στους υπολογισμούς. Άλλες ιδιότητες υλικών δίνονται στα σχετικά Πρότυπα Αναφοράς, τα οποία ορίζονται στο κανονιστικό Παράρτημα Β του Ευρωκώδικα 3.

1.4.2 Δομικοί χάλυβες διαμορφωμένοι ‘εν θερμώ’

Οι ιδιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων (διαμορφωμένων ‘εν θερμώ’) δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025.

Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{ya} και της εφελκυστικής αντοχής f_{ua} του δομικού χάλυβα δίνονται στον πίνακα 1.1.

Ονομαστική κατηγορία χάλυβα κατά EN 10025	Ποιότητα κατά EN 10025	Πάχος στοιχείου t			
		t ≤ 40mm		40mm < t ≤ 100mm	
		f_{ya} (N/mm ²)	f_{ua} (N/mm ²)	f_{ya} (N/mm ²)	f_{ua} (N/mm ²)
Fe 360	S 235	235	360	215	340
Fe 430	S 275	275	430	255	410
Fe510	S335	355	510	335	490

t είναι το ονομαστικό πάχος του στοιχείου

Πίνακας 1.1: Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών χαλύβων

Παρατηρούμε πως η ονομαστική κατηγορία των χαλύβων γίνεται σύμφωνα με τη μέγιστη εφελκυστική αντοχή f_{ua} λεπτών στοιχείων, ενώ η ποιότητά τους αναφέρεται στις τιμές του ορίου διαρροής f_{ya} λεπτών στοιχείων.

1.4.3 Δομικοί χάλυβες διαμορφωμένοι ‘εν ψυχρώ’

Στο έργο της παρούσας εργασίας θεωρούμε πως χρησιμοποιούμε μόνο χαλύβδινα μέλη που έχουν διαμορφωθεί ‘εν θερμώ’. Ωστόσο, για λόγους πληρότητας αναφέρονται σε αυτό το σημείο οι θέσεις (στον Ευρωκώδικα 3) των ιδιοτήτων και μηχανικών χαρακτηριστικών για δομικούς χάλυβες διαμορφωμένους ‘εν ψυχρώ’.

Οι ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής αστοχίας (που θεωρούνται για τους υπολογισμούς ως χαρακτηριστικές τιμές), για χάλυβα κατεργασμένο ‘εν ψυχρώ’, ορίζονται στο Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 3.

1.4.4 Τιμές σχεδιασμού των μέτρων του δομικού χάλυβα

Οι τιμές σχεδιασμού των μέτρων του δομικού χάλυβα είναι:

Μέτρο ελαστικότητας $E_a = 210\text{MPa}$

Μέτρο ολίσθησης $G_a = \frac{E_a}{2 + (1 + \nu_a)}$

Σταθερά Poisson $\nu_a = 0.3$

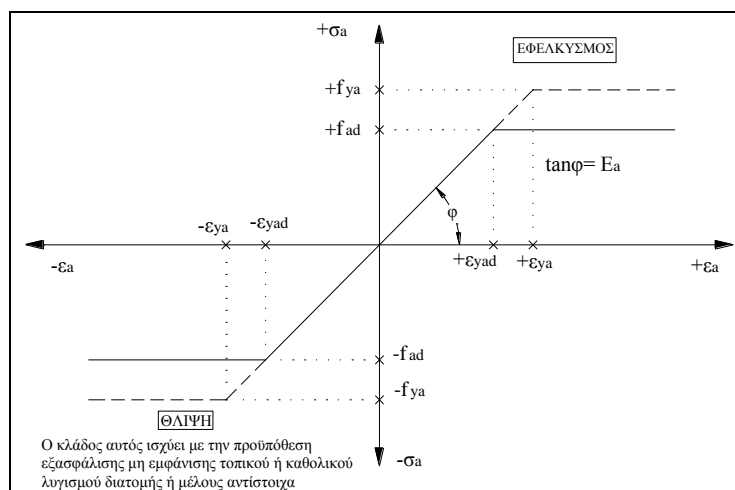
Ειδικό βάρος $\gamma_a = 78.5\text{KN/m}^3$

Συντελεστής θερμικής $\alpha_t = 10^{-5}/^\circ\text{C}$

διαστολής

Πυκνότητα ... $\rho_a = 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Το ιδεατό διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων για τους δομικούς χάλυβες δίνεται στο σχήμα 1.28.



Σχήμα 1.28: Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων δομικού χάλυβα.

Η τάση σχεδιασμού των δομικών χαλύβων δίνεται από τη σχέση (1.1).

$$f_{ad} = \frac{f_{ya}}{\gamma_a} = \frac{f_{ya}}{1.10} \quad (1.1)$$

που γ_a είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας του δομικού χάλυβα, όταν εξετάζουμε οριακή κατάσταση αστοχίας κι έχουμε δυσμενή επίδραση των μονίμων δράσεων, που δόθηκε στον πίνακα 7.2 του προηγούμενου κεφαλαίου.

Για τις τιμές των παραμορφώσεων διαρροής ισχύουν οι σχέσεις (8.2) και (8.3).

$$E_S = \tan \phi = \frac{f_{ya}}{\varepsilon_{yya}} \Rightarrow \varepsilon_{yya} = \frac{f_{ya}}{E_S} \quad (1.2)$$

$$E_S = \tan \phi = \frac{f_{ad}}{\varepsilon_{yad}} \Rightarrow \varepsilon_{yad} = \frac{f_{ad}}{E_S} \quad (1.3)$$

Από τις σχέσεις (8.1) και (8.3) προκύπτει πως:

$$\varepsilon_{yad} = \frac{f_{ad}}{E_S} = \frac{f_{ya}/1.10}{E_S} = \frac{f_{ya}}{1.10 \cdot E_S} \quad (1.4)$$

1.4.5 Χάλυβες σκυροδέματος

Για λόγους πληρότητας και για να καταλάβουμε καλύτερα τις διαφορές των ιδιοτήτων των χαλύβων που χρησιμοποιούνται κατά περίπτωση, γίνεται αναφορά και στις ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος (οπλισμοί), τα οποία δίνονται στην Ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10080 και στις Ελληνικές προδιαγραφές ΕΛΟΤ 959 και 971.

Οι χαρακτηριστικές τιμές των ορίων διαρροής δίνονται στον πίνακα 8.2.

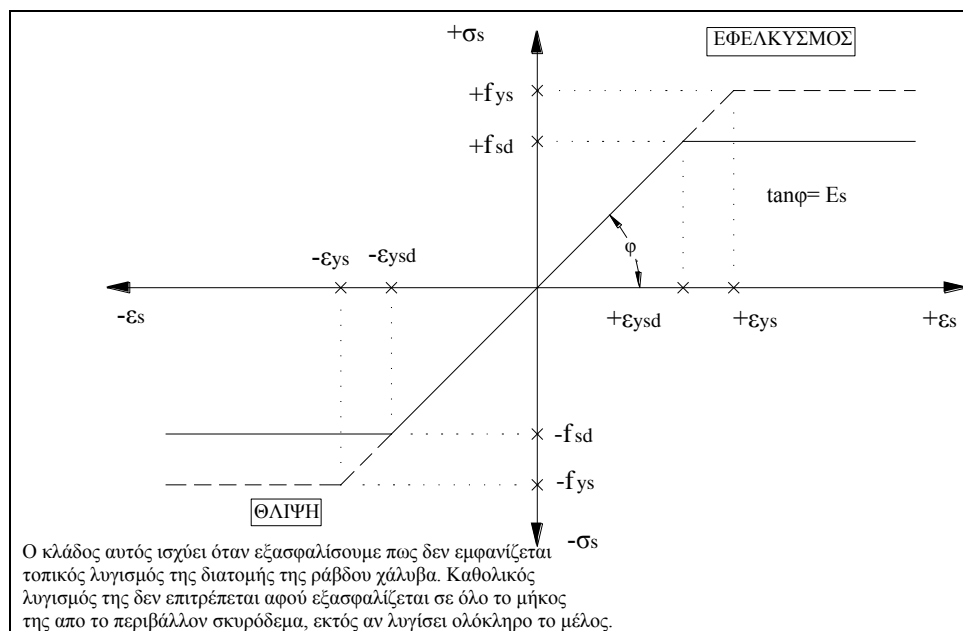
Ποιότητα χάλυβα		Όριο διαρροής
ΕΛΟΤ 951	ΕΛΟΤ 971	f_{ys} (MPa)
S 220	-	220
S 400	S 400 s	400
S 500	S 500 s	500

Πίνακας 1.2 Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής χαλύβων σκυροδέματος

Οι μονάδες μέτρησης που δίνονται στους πίνακες 8.1 και 8.2 είναι ισοδύναμες, αφού ισχύει ότι:

$$1\text{MPa} = 10^6 \text{Pa} = 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 10^6 \frac{\text{N}}{(10^3 \text{mm})^2} = 10^6 \frac{\text{N}}{10^6 \text{mm}^2} = 1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad 1.5)$$

Το ιδεατό διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων για τους χάλυβες σκυροδέματος δίνεται στο σχήμα 1.29.



Σχήμα 1.29: Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων χάλυβα σκυροδέματος.

Η τάση σχεδιασμού των χάλυβων σκυροδέματος δίνεται από τη σχέση (1.6).

$$f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s} = \frac{f_{ys}}{1.15} \quad 1.6)$$

που γ_s είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας του χάλυβα σκυροδέματος, όταν εξετάζουμε οριακή κατάσταση αστοχίας κι έχουμε δυσμενή επίδραση των μονίμων δράσεων, που δόθηκε στον πίνακα 1.2 του προηγούμενου κεφαλαίου.

Για τις τιμές των παραμορφώσεων διαρροής ισχύουν οι σχέσεις (1.7) και (1.8).

$$E_s = \tan \phi = \frac{f_{ys}}{\epsilon_{ys}} \Rightarrow \epsilon_{ys} = \frac{f_{ys}}{E_s} \quad 1.7)$$

$$E_s = \tan \phi = \frac{f_{sd}}{\epsilon_{ysd}} \Rightarrow \epsilon_{ysd} = \frac{f_{sd}}{E_s} \quad 1.8)$$

Από τις σχέσεις (1.6) και (1.8) προκύπτει πως:

$$\varepsilon_{y_{sd}} = \frac{f_{sd}}{E_S} = \frac{f_{ys}/1.15}{E_S} = \frac{f_{ys}}{1.15 \cdot E_S} \quad 1.9)$$

1.4.6 Χάλυβες χαλυβδόφυλλων

Οι ποιότητες και μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων των στραντζαριστών χαλυβδόφυλλων προβλέπονται από τις ευρωπαϊκές και διεθνείς προδιαγραφές EN 10025, EN 10113, ISO 4997 και EN 10147.

Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής του μητρικού υλικού των χαλυβδόφυλλων δίνονται στον πίνακα 1.3.

Πρότυπο	Ποιότητα	f_{yp} [MPa]
EN 10 025	S 235	235
	S 275	275
	S 335	355
EN 10 113 Part 2	S 275 N/NL	275
	S 355 N/NL	355
	S 460 N/NL	460
ISO 4997	CR 220	220
	CR 250	250
	CR 320	320
EN 10 147	S 220 G	220
	S 250 G	250
	S 280 G	280
	S 320 G	320
	S 350 G	350

Πίνακας 1.3: Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής χαλύβων χαλυβδόφυλλων

Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά είναι τα ίδια με αυτά των άλλων χαλύβων. Η τάση σχεδιασμού των ανωτέρω χαλύβων δίνεται από τη σχέση (1.10).

$$f_{pd} = \frac{f_{yp}}{\gamma_p} = \frac{f_{yp}}{1.10} \quad 1.10)$$

1.4.7 Χάλυβες κοχλιών

Οι ποιότητες των κοχλιών καθορίζονται από την προδιαγραφή ISO R989. Το όριο διαρροής f_{yb} και η εφελκυστική αντοχή f_{ub} (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται για τις διάφορες ποιότητες των κοχλιών στον πίνακα 1.4.

Η ποιότητα συμβολίζεται με δύο αριθμούς ως εξής:

1^{ος} αριθμός: $1/100$ της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} [MPa]

2^{ος} αριθμός: ο λόγος του ορίου διαρροής προς την εφελκυστική αντοχή επί 10

αριθμός:

Έτσι, για παράδειγμα, όταν βλέπουμε ‘κοχλίας ποιότητας 6.8’, σημαίνει ότι:

1^{ος} αριθμός: $\frac{f_{ub} [\text{MPa}]}{100} = \frac{600}{100} = 6$

2^{ος} αριθμός: $\frac{f_{yb} [\text{MPa}]}{f_{ub} [\text{MPa}]} \cdot 10 = \frac{480}{600} \cdot 10 = 8$

Ποιότητα κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8
f_{yb} [MPa]	240	320	300	400	480	640
f_{ub} [MPa]	400	400	500	500	600	800

Πίνακας 1.4: Ποιότητες κοχλιών

1.4.8 Αναλώσιμα συγκολλήσεων (ηλεκτρόδια)

Όλα τα αναλώσιμα συγκολλήσεων πρέπει να ικανοποιούν το Πρότυπο Αναφοράς 4 (το οποίο εμπεριέχεται στο κανονιστικού χαρακτήρα Παράρτημα Β του Ευρωκώδικα 3 και δεν είναι επί του παρόντος η αναφορά του σε αυτό το σημείο).

Η καθορισμένη αντοχή διαρροής, η οριακή εφελκυστική αντοχή αστοχίας, η επιμήκυνση αστοχίας και η ελάχιστη τιμή ενέργειας Charpy V-εγκοπής του υλικού συγκόλλησης θα είναι, είτε ίσες, είτε καλύτερες των αντίστοιχων τιμών, οι οποίες καθορίζονται για την κατηγορία του χάλυβα που συγκολλείται.

1.4.9 Προδιαγραφές χαλύβων για πλαστική ανάλυση και ποιότητες ικανοποιούν

Δύο από τα μεγαλύτερα πλεονεκτήματα του χάλυβα είναι η ολκιμότητά του και η πλαστική ανάλυση (ανελαστικός σχεδιασμός) που μπορούμε να κάνουμε χάριν αυτής.

Πλαστική ανάλυση μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε για τη συνολική ανάλυση μιας κατασκευής ή των επιμέρους στοιχείων της, με την προϋπόθεση ότι ο χάλυβας υπόκειται και στους παρακάτω πρόσθετους περιορισμούς:

- Ο λόγος της εφελκυστικής αντοχής f_{ua} προς την αντοχή διαρροής f_{ya} να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{f_{ua}}{f_{ya}} \geq 12 \quad (1.11)$$

- Η επιμήκυνση κατά την αστοχία ενός δοκιμίου αρχικού μήκους $\ell_0 = 5.65\sqrt{A_0}$ (όπου A_0 είναι η αρχική διατομή του δοκιμίου) δεν είναι μικρότερη του 15%, δηλαδή:

$$\varepsilon = \frac{\Delta\ell}{\ell_0} = \frac{\ell - \ell_0}{\ell_0} = \frac{\ell - 5.65\sqrt{A_0}}{5.65\sqrt{A_0}} \geq 15\% \quad (1.12)$$

- Το διάγραμμα τάσεων – τροπών (παραμορφώσεων) δείχνει ότι η οριακή ανηγμένη παραμόρφωση αστοχίας ε_{ua} , η οποία αντιστοιχεί στην οριακή αντοχή αστοχίας f_{ua} , είναι τουλάχιστον εικοσαπλάσια της ανηγμένης παραμόρφωσης διαρροής ε_{ya} , που αντιστοιχεί στην αντοχή διαρροής f_{ya} .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΡΓΟΥ

2.1 Μέσα ανάλυσης της κατασκευής

Το SOFISTIK αποτελεί ένα λογισμικό πρόγραμμα που δίνει ιδιαίτερη έμφαση στην ανάλυση κτιριακών κατασκευών. Είναι ένα ευέλικτο πρόγραμμα επίλυσης που παρέχει σε κάθε χρήστη τη δυνατότητα εύρεσης μιας γρήγορης και αποτελεσματικής λύσης για δεδομένη κατασκευή. Ένα χαρακτηριστικό του συγκεκριμένου προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση είτε μεταλλικών κατασκευών είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

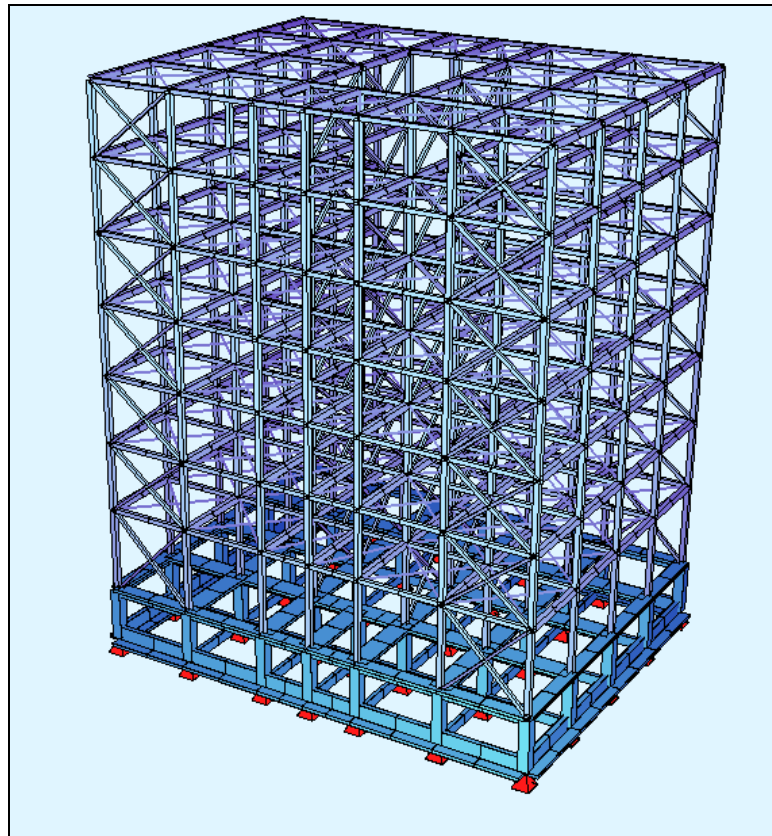
Το SOFISTIK αποτελείται από υποπρογράμματα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν σε συσχέτιση μεταξύ τους. Αρχικά εισάγαμε τα δεδομένα που αφορούν στα υλικά και τα είδη των διατομών της κατασκευής (υπορουτίνα AQUA). Στη συνέχεια ορίσαμε τη γεωμετρία του φορέα, εισάγοντας συντεταγμένες κόμβων (υπορουτίνα GENF), τα είδη (υπορουτίνες STAR2 και DYNA) και τους συνδυασμούς των φορτίσεων από τις οποίες καταπονείται (υπορουτίνα MAXIMA). Μέσω της υπορουτίνας MAXIMA κατασκευάστηκε επίσης η περιβάλλουσα για το συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίσεων και προσδιορίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη. Η ιδιότητα αυτή του MAXIMA αποτελεί μια από τις ξεχωριστές ικανότητες του SOFISTIK.

Την ανάλυση του φορέα ακολούθησε ο έλεγχος επάρκειας των στοιχείων του, που πραγματοποιήθηκε μέσω του προγράμματος STEEL TOOLS, και έλεγχος των συνδέσεων μέσω ενός άλλου προγράμματος ανάλυσης και διαστασιολόγησης μεταλλικών κατασκευών, το INSTANT. Για την διεκπεραίωση των ελέγχων αυτών εισάγαμε σαν δεδομένα τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την αρχική επίλυση στο SOFISTIK.

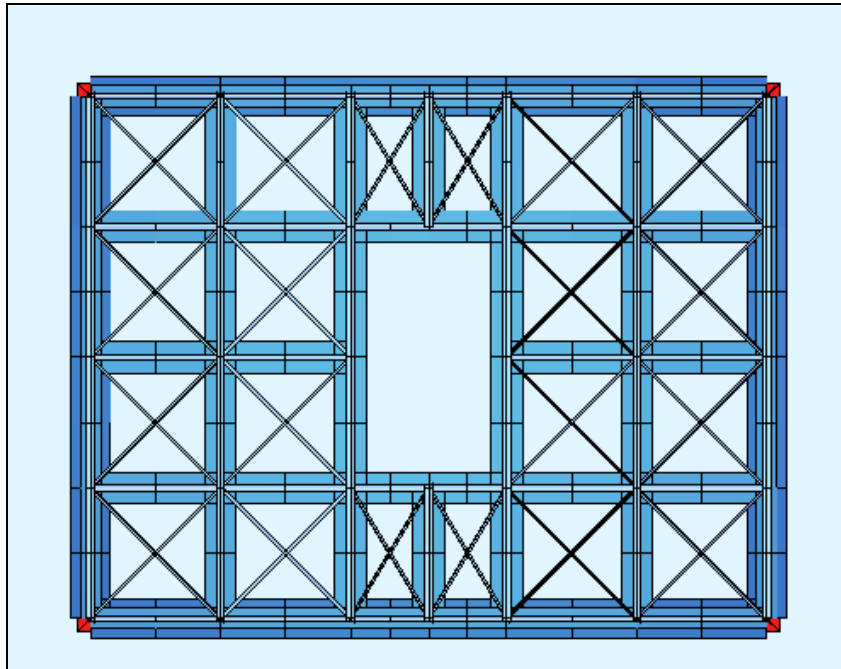
2.2 Γεωμετρία φορέα

Η παρούσα εργασία περιλαμβάνει τη μελέτη ενός επταόροφου εμπορικού κέντρου διαστάσεων $20 \times 26 \text{ m}^2$ και ύψος ισογείου 5m και ύψος ορόφων 4m (συνολικό ύψος 29m). Ο μεταλλικός σκελετός του απαρτίζεται από υποστυλώματα διατομής **HEB300**, οι κύριες δοκοί έχουν διατομή **HEB360** και οι δευτερεύουσες **HEB240**.

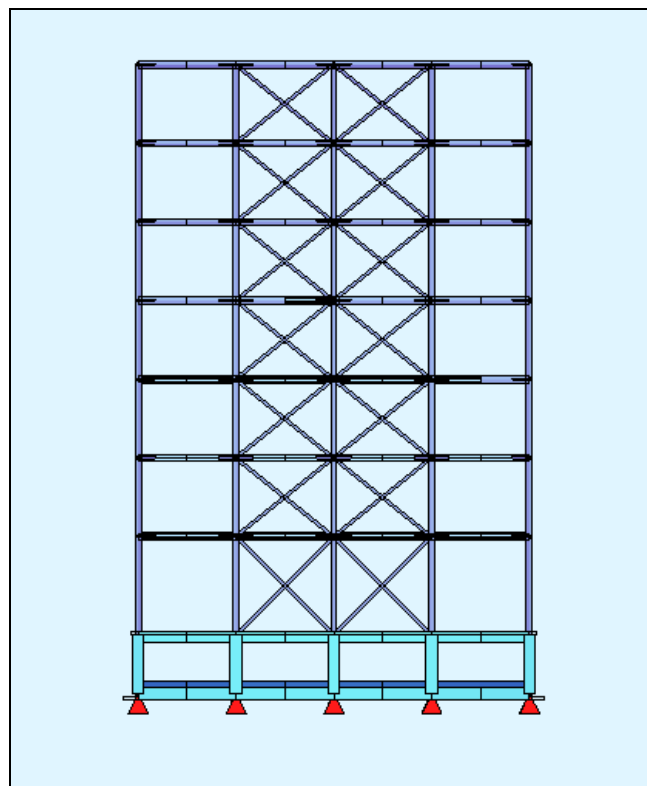
Επιπλέον, τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι **SH 180×180×6,3** οι οποίοι διατάσσονται σε επίπεδα κάθετα μεταξύ τους και συγκεκριμένα στα ακραία εξωτερικά κατακόρυφα επίπεδα, για αύξηση της αστρενιάς του όλου φορέα. Την κατασκευή συμπληρώνουν τέλος, οι οριζόντιοι σύνδεσμοι διατομής **L90.9** οι οποίοι τοποθετήθηκαν στα πατώματα, καθιστώντας άκαμπτο το δίσκο τους και εξασφαλίζοντας τη διαφραγματική λειτουργία του όλου φορέα. Οι ακριβείς θέσεις των παραπάνω στοιχείων απεικονίζονται στο σχέδιο που ακολουθεί (σχήμα 2.1-2.4). Η ονομασία που χρησιμοποιείται για το κτίριο αυτό είναι TRUSS 1.



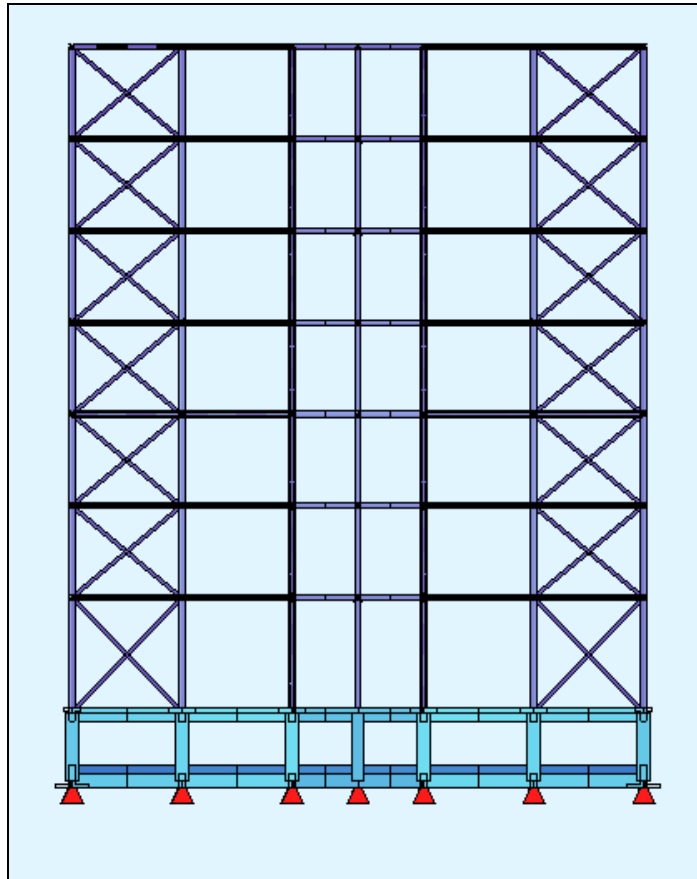
Σχήμα 2.1: Επταόροφο κτίριο TRUSS 1



Σχήμα 2.2: Κάτοψη κτιρίου TRUSS 1

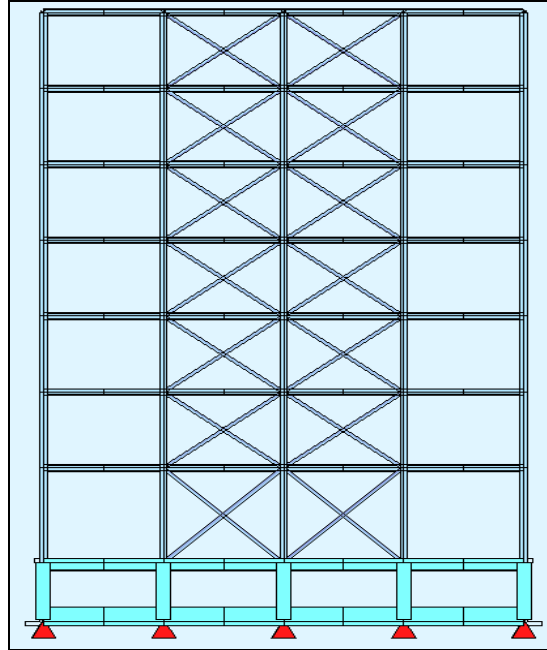


Σχήμα 2.3: Ανατολική τομή κτιρίου κτίριο TRUSS 1

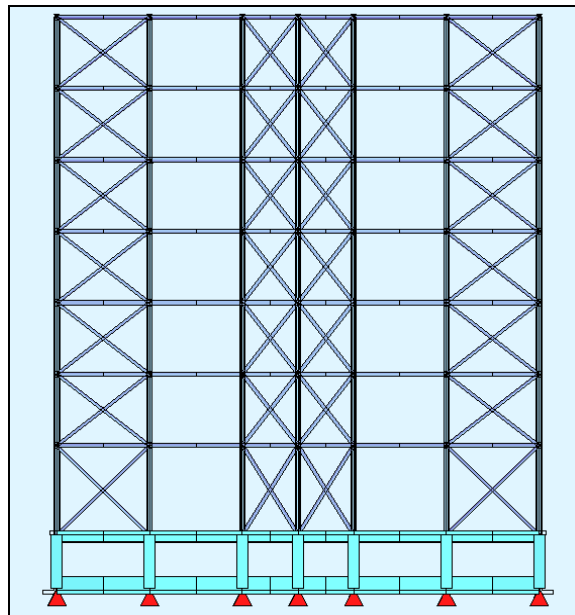


Σχήμα 2.4: Βόρεια τομή κτιρίου κτίριο TRUSS 1

Στη συνέχεια προκειμένου να μελετηθεί η συμπεριφορά του κτιρίου ανάλογα με τη θέση τοποθέτησης των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων τοποθετήσαμε στο παραπάνω κτίριο επιπλέον κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους στις θέσεις που φαίνονται στα σχήματα 2.5 και 2.6. Η ονομασία που χρησιμοποιείται για το κτίριο αυτό είναι TRUSS 2.

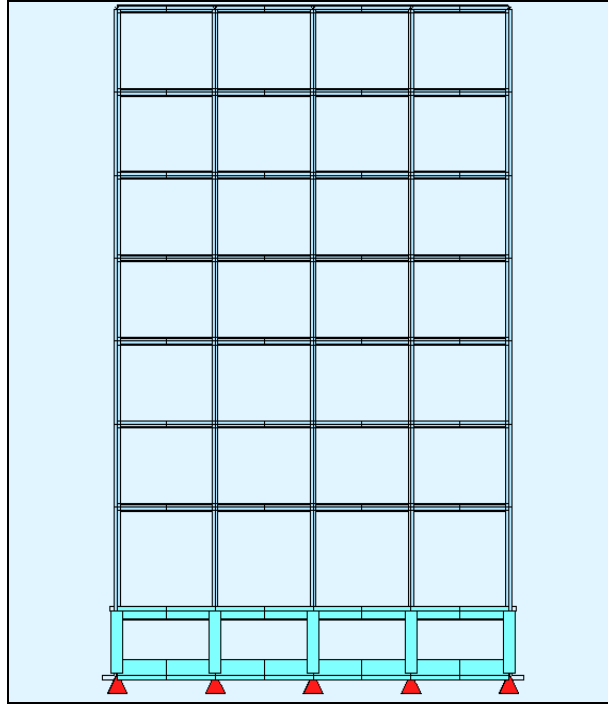


Σχήμα 2.5: Ανατολική τομή κτιρίου TRUSS 2

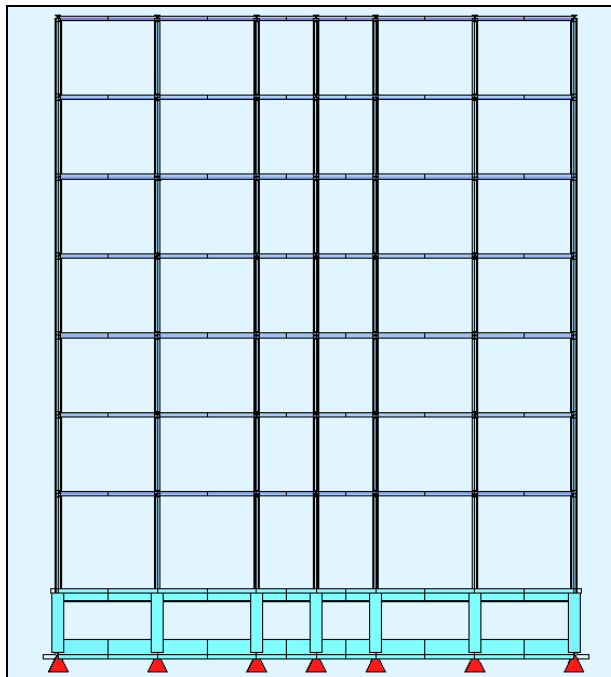


Σχήμα 2.6: Βόρεια τομή κτιρίου TRUSS 2

Τέλος στην παραπάνω κατασκευή αφαιρέσαμε όλους τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα 2.7-2.8. Η ονομασία που χρησιμοποιείται για το κτίριο αυτό είναι NO TRUSS.



Σχήμα 2.7: Ανατολική τομή κτιρίου NO TRUSS



Σχήμα 2.8: Βόρεια τομή κτιρίου NO TRUSS

2.3 Ποιότητα υλικών της κατασκευής

Σε όλο το κτιριακό συγκρότημα επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας **S235** ($f_y = 235 N/mm^2$). Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ουσιαστικά για την απόκτηση εύκαμπτων κατασκευών, μολονότι αν απαιτείται μεγαλύτερη ακαμψία μπορούν να ενσωματωθούν στο χαλύβδινο σκελετό διαγώνιοι σύνδεσμοι. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές είναι:

- μεγάλη αντοχή(μείωση των μονίμων φορτίων της κατασκευής, οικονομία υλικού και χώρου κ.λ.π.)
- ομοιογένεια υλικού (αμετάβλητο στο χρόνο, ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης και ελέγχων αντοχής)
- ελαστικότητα-ολκιμότητα
- μονιμότητα (με κατάλληλη συντήρηση απεριόριστη διάρκεια ζωής)
- επαναχρησιμοποίηση του υλικού (ως έχει ή μετά από ανάτηξη)
- ενίσχυση υπαρχουσών κατασκευών (για αύξηση φέρουσας ικανότητας)
- ταχύτητα κατασκευής και ανέγερσης
- ευκολία προκατασκευής
- άριστα αισθητικά αποτελέσματα

Πέραν της μεταλλικής κατασκευής κάθε κτίριο περιλαμβάνει υπόγειο χώρο και θεμελίωση από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας **C30** ($f_{ck} = 30 N/mm^2$). Για τα πατώματα χρησιμοποιήθηκε τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης **KSH50 t=1 mm**.

2.4 Κατηγορίες φορτίων

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι παντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- **Τα Μόνιμα Φορτία(Dead Loads)**
- **Τα Κινητά Φορτία(Live Loads)**

- **Τα Τυχηματικά Φορτία(Accidental Loads)**, τα οποία δεν αποτέλεσαν αντικείμενο μελέτης στην συγκεκριμένη εργασία.

Τα παραπάνω μπορούν να δρουν σε συνδυασμό, οι συνδυασμοί αυτοί των φορτίσεων και η ακριβής τιμή τους σε αυτές λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό με την μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

2.4.1 Μόνιμα φορτία

Το **Μόνιμο** ή **Νεκρό φορτίο** είναι ένα φορτίο σταθερής διεύθυνσης, γιατί ενεργεί συνεχώς επί της κατασκευής με κατεύθυνση το κέντρο της γης, δηλαδή είναι στατικό φορτίο. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνεται το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής κατά τη διάρκεια της ζωής της(π.χ. μονώσεις, επιστρώσεις, τοίχοι). Στην ανάλυση εκτιμήθηκε μόνιμο φορτίο κατασκευής 300 kg/m^2 βάση των διατομών και των διαστάσεων της κατασκευής.

2.4.2 Κινητά

Τα **Κινητά** ή **Μεταβλητά φορτία** είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν, όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία, και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα. Στα κτίρια τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στα κινητά φορτία βαρύτητας περιλαμβάνονται άτομα, έπιπλα, αποθηκευμένα αντικείμενα, φορτία χιονιού κ.λ.π. Στην ανάλυση εκτιμήθηκαν κινητά φορτία κατασκευής 500 kg/m^2 για ολόκληρη την κατασκευή εκτός από την οροφή του τελευταίου ορόφου όπου εκτιμήθηκαν 100 kg/m^2 βάση του σκοπού της λειτουργίας των κτιρίων.

2.4.2.1 Φορτίο χιονιού

Το **Φορτίο Χιονιού** είναι το κινητό φορτίο βαρύτητας με το οποίο υπολογίζονται οι επίπεδες και οι κεκλιμένες στέγες. Η τιμή του κινητού φορτίου λόγω χιονιού εξαρτάται από την κλίση της στέγης, την τοποθεσία αλλά και τον προσανατολισμό της κατασκευής ως προς την κύρια διεύθυνση που πνέουν οι άνεμοι. Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ότι η οροφή καταπονείται από φορτία χιονιού $62,5 \text{ kg/m}^2$.

Στα **πλευρικά κινητά φορτία** περιλαμβάνονται : η **Ανεμοπίεση** και οι **Σεισμικές Δυνάμεις** .

2.4.2.2 Ανεμοπίεση

Όλες οι κατασκευές υπόκεινται σε **Ανεμοπίεση**, συνήθως όμως για ορισμένες μόνο από αυτές απαιτείται ο έλεγχος αντοχής σε ανεμοπίεση π.χ. μονώροφες σιδηρές κατασκευές με ελεύθερο τον περιβάλλοντα χώρο, πολυώροφες οικοδομές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα κ.λ.π. Η τιμή του φορτίου σχεδιασμού λόγω ανέμου προσδιορίζεται από τον οικοδομικό κανονισμό που ισχύει στην περιοχή που εκτελείται το έργο. Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ότι η κατασκευή καταπονείται από φορτία ανέμου $125 \text{ kg} / \text{m}^2$.

2.4.2.3 Σεισμικές δυνάμεις

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων.

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν τα παρακάτω δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού:

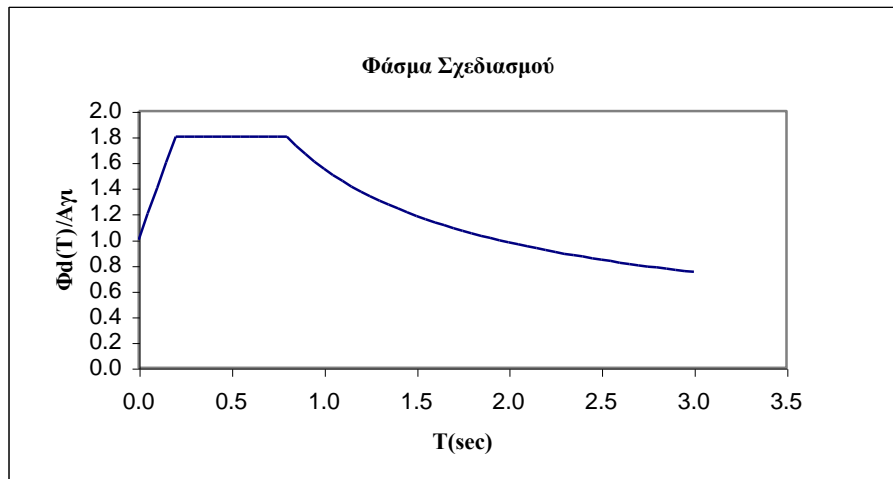
α) Το σχήμα του φάσματος, που καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης β_0 και τις περιόδους T_1 και T_2 .

β) Την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία εκτός από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (συντελεστής α), επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής.

Οι παράμετροι του φάσματος σχεδιασμού του ΕΑΚ μπορούν να καθοριστούν μέσω του υποπρογράμματος του SOFISTIK, DYNA. Αποφεύχθηκε η χρήση αυτής της δυνατότητας του προγράμματος για τους εξής λόγους : α) επειδή δεν ήταν δυνατή η ανεύρεση στα manuals του προγράμματος των αναλυτικών σχέσεων του ΕΑΚ για επαλήθευση της ορθότητάς τους και β) επειδή άλλαξαν οι σεισμικές ζώνες του ΕΑΚ2000

με την «Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού κανονισμού ΕΑΚ2000 λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας». Έτσι προτιμήθηκε η **απευθείας εισαγωγή των τιμών του φάσματος** του ΕΑΚ2000 οι οποίες υπολογίστηκαν για ένα εύρος περιόδων απο 0 μέχρι 3 sec , ανά 0.05 sec, μέσω αρχείου που κατασκευάστηκε στο EXCEL.

Η σεισμική διέγερση μετρήθηκε με τη βοήθεια του παρακάτω φάσματος σχεδιασμού:



Σχήμα 2.9: Φάσμα σχεδιασμού

Περιοχή Περιόδων

Εξίσωση

$$0 \leq T < T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots$$

$$T_1 \leq T \leq T_2: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \dots\dots\dots$$

$$T_2 < T: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots$$

όπου:

$A = \alpha g$

μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

$\alpha = 0,16$	συντελεστής επιτάχυνσης για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας
II	(για την περιοχή της Αθήνας)
$g = 9,81$	επιτάχυνση της βαρύτητας
$\gamma = 1,15$	συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου για κατηγορία σπουδαιότητας Σ_3
$q = 1,50$	συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
$\theta = 1$	συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης
$T_1 = 0,20 \text{ sec}$	χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος για
και $T_2 = 0,80 \text{ sec}$	κατηγορία εδάφους Γ
$\beta_0 = 2,5$	συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
Γ	κατηγορία εδάφους
$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08$	διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης

4%

Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών επιλέχθηκαν με βάση τους πίνακες του ΕΑΚ2000 που ακολουθούν. Για την επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς δεν χρησιμοποιήθηκαν οι μέγιστοι προβλεπόμενοι από τον κανονισμό συντελεστές ($q=3$ για χιαστί συνδέσμους, $q=4$ για πλαίσια) που εφαρμόζονται για θεώρηση πλάστιμης συμπεριφοράς. Επίσης αποφεύχθηκε η θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ($q=1$) όπου αναμένονταν μεγάλα μεγέθη σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, §4.1.4[5], σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και οι έλεγχοι του ικανοτικού σχεδιασμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει την μικρότερη από τις τιμές 1,5 ή $q/2$. Για τους παραπάνω λόγους επιλέξαμε $q=1.5$.

$0 \leq T < T_1$

T	Φd (
0.00	1.0
0.05	1.2
0.10	1.4
0.15	1.6

$T_1 \leq T \leq T_2$

T	Φd
0.20	1.8
0.25	1.8
0.30	1.8
0.35	1.8
0.40	1.8
0.45	1.8
0.50	1.8
0.55	1.8
0.60	1.8
0.65	1.8
0.70	1.8
0.75	1.8
0.80	1.8

$T_2 < T$

T	$\Phi d(T)/A_{\gamma I}$
0.85	1.729
0.90	1.664
0.95	1.605
1.00	1.551
1.05	1.502
1.10	1.456
1.15	1.413
1.20	1.374
1.25	1.337
1.30	1.302
1.35	1.270
1.40	1.240
1.45	1.211
1.50	1.184
1.55	1.158
1.60	1.134
1.65	1.111
1.70	1.089
1.75	1.068
1.80	1.048
1.85	1.029
1.90	1.011
1.95	0.994
2.00	0.977
2.05	0.961
2.10	0.946
2.15	0.931
2.20	0.917
2.25	0.903
2.30	0.890
2.35	0.878
2.40	0.865
2.45	0.854
2.50	0.842
2.55	0.831
2.60	0.820
2.65	0.810
2.70	0.800
2.75	0.790
2.80	0.781
2.85	0.772
2.90	0.763
2.95	0.754
3.00	0.746

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
α	0.12	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 2.1 : Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_1
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Πίνακας 2.2 : Συντελεστές Σπουδαιότητας.

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0.10	0.15	0.20	0.20
T_2	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίνακας 2.3 : Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων T_1 και T_2 .

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
Β	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>
Δ	<p>Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.</p>
Χ	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοίλιωδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]).</p> <p>Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p> <p>Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπτύκνωσης ή απώλειας αντοχής.</p> <p>Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη.</p> <p>Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.</p>

Πίνακας 2.4 : Κατηγορίες Εδάφους.

Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Πίνακας 2.5 : Τιμές Ποσοστού Απόσβεσης ζ.

2.5 Βάσεις σχεδιασμού – δράσεις - συνδυασμοί δράσεων

2.5.1 Γενικά

Τα έργα πολιτικού μηχανικού δεν είναι τυποποιημένα προϊόντα, όπως π.χ. αυτά του Μηχανολόγου ή του Αεροναυπηγού. Στα τυποποιημένα προϊόντα προβλέπεται συνήθως η κατασκευή ενός πρωτοτύπου, το οποίο δοκιμάζεται στις πλέον πιθανές συνθήκες λειτουργίας πριν αρχίσει η κατασκευή της σειράς του προϊόντος. Τέτοια όμως πειράματα σε φυσική κλίμακα αποκλείονται στα έργα του Πολιτικού Μηχανικού.

Ο έλεγχος βασίζεται σχεδόν αποκλειστικά σε υπολογιστικές μεθόδους, οι οποίες πρέπει να προβλέπουν μελλοντικά γεγονότα τόσο σε ότι αφορά την ένταση, χρονική διάρκεια και κατανομή των δράσεων, όσο και σε ότι αφορά τις αντιστάσεις που θα αναπτυχθούν στο συγκεκριμένο έργο. Απαιτείται, συνεπώς, μια πρόγνωση του μέλλοντος, η οποία για να βρίσκεται κοντά στην πραγματικότητα πρέπει να βασίζεται σε επιστημονικές μεθόδους, όπως αυτές της πιθανοτικής θεωρίας.

2.5.2 Πιθανοτική αντιμετώπιση της ασφάλειας

Ο ‘σχεδιασμός – μελέτη’ μιας κατασκευής αποσκοπεί στο να καταδείξει ότι – υπό ορισμένες παραδεκτές πιθανότητες – η κατασκευή δεν θα βρεθεί σε μια ακραία κατάσταση κατά την οποία θεωρείται πλέον ακατάλληλη για τον σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε και ονομάζεται εν γένει ‘οριακή κατάσταση’. Στην γενική περίπτωση μια τέτοια απαίτηση μπορεί να γραφεί:

$$S \leq R \tag{2.1)}$$

S είναι γενικά η ‘δράση’ (δύναμη, τάση, παραμόρφωση κ.λ.π.)

που

R είναι η ‘αντίσταση’ της κατασκευής σε μέγεθος αντίστοιχο με την δράση S.

Ο υπολογισμός των κατασκευών βασίζεται στην υπόθεση ότι είναι πλήρως γνωστές τόσο οι δράσεις, όσο και οι ιδιότητες των υλικών. Τα μεγέθη αυτά, όμως, εξαρτώνται από ένα μεγάλο αριθμό παραμέτρων, οι οποίες δεν είναι γνωστές ή έχουν τυχαίο χαρακτήρα. Πράγματι, οι περισσότερες δράσεις είναι τυχαίες μεταβλητές που μπορεί να μεταβάλλονται και με το χρόνο (δυναμική φόρτιση). Επίσης, οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών είναι από τη φύση τους τυχαίες μεταβλητές. Τέλος, οι παραδοχές υπολογισμού αλλά και η διαδικασία κατασκευής αυξάνουν τις πηγές ανασφάλειας.

Επειδή οι δράσεις ‘S’ και οι αντιστάσεις ‘R’ δεν είναι φραγμένες συναρτήσεις (πάνω και κάτω αντίστοιχα), η σχέση (2.1) δεν μπορεί να αντικατασταθεί με μια σχέση της μορφής:

$$\max S \leq \min R \tag{2.2)}$$

Αλλά ακόμα και αν ήταν δυνατό να βρεθούν πάνω και κάτω όρια για τις δράσεις και τις αντοχές, πάλι η σχέση (2.2) θα ήταν ανεφάρμοστη γιατί θα οδηγούσε σε κατασκευές πολύ μεγάλου κόστους.

Το να απαιτήσει, λοιπόν, κανείς να ισχύει η σχέση (2.1) με βεβαιότητα δεν έχει νόημα, μπορεί ωστόσο να απαιτήσει η σχέση (2.1) να ικανοποιείται με πιθανότητα 'πολύ κοντά στη μονάδα.

Εισάγεται λοιπόν έτσι η έννοια της πιθανολογικής αντιμετώπισης της ασφάλειας των κατασκευών και πρέπει να συμβιβαστεί κανείς με την ιδέα πως απόλυτη ασφάλεια δεν υπάρχει και ότι εκείνο που επιδιώκεται είναι να κρατηθεί πάρα πολύ μικρή η πιθανότητα αστοχίας.

2.5.3 Θεμελιώδεις απαιτήσεις

Λόγω του μεγάλου πλήθους δράσεων επί των κατασκευών, γεννάται η ανάγκη να προσδιορισθεί, με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια, τόσο η ένταση του συνόλου των δράσεων επί των κατασκευών όσο και το ποσοστό συμμετοχής της κάθε μιας δράσεως ξεχωριστά.

Οι ενδεχόμενες βλάβες αποφεύγονται ή περιορίζονται με κατάλληλη επιλογή ενός ή περισσότερων από τα παρακάτω μέτρα:

- Αποφυγή, απάλειψη ή περιορισμός των παραγόντων οι οποίοι είναι δυνατόν να επιδράσουν στην κατασκευή προκαλώντας δυσάρεστες και επικίνδυνες συνέπειες.
- Επιλογή δομικού συστήματος το οποίο να έχει μικρή ευαισθησία στους εξεταζόμενους κινδύνους.
- Επιλογή δομικής μορφής, η οποία να μπορεί να επιβιώσει επαρκώς έναντι της τυχηματικής αφαίρεσης ενός μεμονωμένου μέλους ή ενός περιορισμένου τμήματος της κατασκευής ή έναντι μιας τοπικής αποδεκτής βλάβης.
- Αποφυγή, κατά το δυνατόν, δομικών συστημάτων τα οποία μπορεί να καταρρεύσουν χωρίς προειδοποίηση.

Οι προαναφερθείσες απαιτήσεις ικανοποιούνται γενικότερα με την επιλογή κατάλληλων υλικών και με τον κατάλληλο σχεδιασμό, δίνοντας έμφαση και προσοχή στις κατασκευαστικές λεπτομέρειες και τηρώντας σχολαστικά τις προδιαγραφές των διαδικασιών ελέγχου της παραγωγής, κατασκευής και χρήσης της εκάστοτε κατασκευής.

2.5.4 Οριακές καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες πέρα από τις οποίες η κατασκευή δεν ικανοποιεί πλέον τις απαιτήσεις λειτουργικότητας ή φέρουσας ικανότητας της μελέτης.

Οι οριακές καταστάσεις διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

➤ **Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας** είναι εκείνες οι οποίες οδηγούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές. Καταστάσεις πριν από την κατάρρευση του δομήματος, οι οποίες λαμβάνονται για λόγους απλούστευσης αντί της ίδιας της κατάρρευσης, θεωρούνται και αντιμετωπίζονται ως οριακές καταστάσεις αστοχίας. Στις οριακές καταστάσεις αστοχίας πρέπει να ληφθούν υπ' όψη και οι παρακάτω:

- ο Απώλεια ισορροπίας του δομήματος ή του τμήματος αυτού.
- ο Αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων.
- ο Αστοχία λόγω θραύσης ή απώλειας ευστάθειας της κατασκευής ή τμήματος αυτής, συμπεριλαμβανομένων και των στηρίξεων.

➤ **Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας** είναι εκείνες πέρα από τις οποίες δεν ικανοποιούνται τα καθορισμένα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής. Στις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας περιλαμβάνονται:

- ο Μετατοπίσεις ή παραμορφώσεις οι οποίες επηρεάζουν δυσμενώς την εμφάνιση ή τη χρήση της κατασκευής ή προκαλούν βλάβες σε επιχρίσματα και μη φέροντα στοιχεία,
- ο Ταλαντώσεις οι οποίες προκαλούν ενόχληση στους ενοίκους, βλάβες στο κτίριο ή τα περιεχόμενά του, ή περιορίζουν τη λειτουργική του αποτελεσματικότητα.

2.5.5 Καταστάσεις σχεδιασμού

Ως καταστάσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι:

- Καταστάσεις διάρκειας, οι οποίες αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης της κατασκευής.

- Παροδικές καταστάσεις, (διάρκεια κατασκευής ή και διάρκεια επισκευών).
- Τυχηματικές καταστάσεις.

2.5.6 Προτεινόμενες τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας

Οι τιμές των συντελεστών γ_m και γ_f καθορίζονται συναρτήσει:

- Του είδους του υπόψη μεγέθους,
 - Του είδους της κατασκευής και της χρήσεώς της και
 - Της σημασίας των συνεπειών της υπερβάσεως της οριακής καταστάσεως.
- Οι προτεινόμενες, από τον Ευρωκώδικα 1 και άλλους κανονισμούς φορτίσεων, τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων (γ_f) είναι:

Δράση	γ_f	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
		Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
Μόνιμη	γ_G	1.35	1.0	1.35	1.0
Μεταβλητή	γ_Q	1.50	0.0	1.0	0.0
Επιβαλλόμενη παραμόρφωση	γ_{Qind}	1.20 ÷ 1.50	0.0	1.0	0.0

Πίνακας 2.6: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

➤ Οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας των αντιστάσεων (γ_m) έχουν εν γένει τις τιμές του πίνακα 2.6.

Υλικό	γ_m	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
		Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
Σκυρόδεμα	γ_c	1.50	1.0	1.0	1.0
Χάλυβας σκυροδέματος	γ_s	1.15	1.0	1.0	1.0
Δομικός χάλυβας	γ_a	1.10	1.0	1.0	1.0
Δομικός χάλυβας χαλυβδόφυλλων	γ_p	1.10	1.0	1.0	1.0
Μέσα συνδέσεων (κοχλίες, ραφές κ.λ.π.)	γ_{bw}	1.25	1.0	1.0	1.0

Πίνακας 2.7: Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας των αντιστάσεων.

2.5.7 Τιμές σχεδιασμού δράσεων, αντοχών

➤ Οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων, υπολογίζονται πολλαπλασιάζοντας την αντιπροσωπευτική τιμή S_k με τους επιμέρους συντελεστές ασφάλειας γ_f οι οποίοι φαίνονται στον πίνακα 2.6, δηλαδή:

$$S_d = \gamma_f \cdot S_k \quad 2.3)$$

S_d : είναι η τιμή σχεδιασμού της δράσης, που πολλές φορές αναφέρεται και

που ως υπολογιστική τιμή.

γ_f : είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για τις δράσεις ή τις εντάσεις.

S_k : είναι η αντιπροσωπευτική τιμή της δράσης.

Από τις τιμές του πίνακα 2.6 παρατηρούμε πως $\gamma_f \geq 1$ και συνεπώς πάντα είναι $S_d \geq S_k$, δηλαδή οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων είναι οι προσ αυξημένες κατά ένα συντελεστή αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων.

Αντίστοιχα, οι τιμές σχεδιασμού R_d ενός μεγέθους αντοχής λαμβάνεται διαιρώντας την χαρακτηριστική αντοχή R_k με τους επιμέρους συντελεστές ασφάλειας γ_m ,

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m}.$$

όπου R_d : είναι η τιμή σχεδιασμού του μεγέθους αντοχής.

γ_m : είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για αντοχές υλικών ή και στοιχείων.

R_k : είναι η χαρακτηριστική αντοχή του υλικού ή του στοιχείου.

2.5.8 Εξίσωση ελέγχου ασφάλειας με χρήση επιμέρους συντελεστών ασφάλειας δράσεων, αντιστάσεων

Συνήθως η εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας δεν γίνεται στις μέσες τιμές αλλά στις χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων / αντοχών. Τότε οι εξισώσεις (2.1) και (2.2) παίρνουν τη μορφή της εξίσωσης (2.5), όταν γίνεται έλεγχος της ασφάλειας διατομής ή στοιχείου με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφάλειας, λαμβάνοντας υπόψη τις εξισώσεις (2.3) και (2.4).

$$S_d = \gamma_f \cdot S_k \leq \frac{R_k}{\gamma_m} = R_d \quad (2.5)$$

S_k, R_k : είναι οι χαρακτηριστικές τιμές δράσεων και αντιστάσεων

που

S_d, R_d : είναι οι τιμές σχεδιασμού δράσεων και αντιστάσεων

γ_i, γ_m : οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας που δίνονται στους πίνακες

(2.6), (2.7)

2.5.9 Συνδυασμοί δράσεων

Η πιθανοτική θεωρία, αλλά και η πράξη έχουν δείξει πως η πιθανότητα να συμπέσουν χρονικά οι μέγιστες τιμές διαφόρων ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων (Q_{ki}, Q_{kj} όπου $i \neq j$) είναι μικρή. Για το λόγο αυτό και δεδομένου ότι για τον υπολογισμό εξετάζονται τα αποτελέσματα όλων των δράσεων (μόνιμων, που είναι δεδομένα και κινητών, τα οποία για μια κατασκευή συνήθως είναι περισσότερα του ενός), εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ_i .

Δράση	ψ_0		
Επιβεβλημένα φορτία σε κτίρια*			
Κατηγορία Α: κατοικίες	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία Β: γραφεία	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία C: αίθουσες συναθροίσεων	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία D: καταστήματα	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία E: αποθήκες	[1,0]	[0,9]	[0,8]
Κινητά φορτία σε κτίρια(ανάλογα της προσβασιμότητάς τους από οχήματα)			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία G: $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία H: στέγες	[0]**	[[0]*	[0]
Φορτία χιονιού σε κτίρια	[0,6]*	[0,2]	[0*]
Φορτία ανέμου σε κτίρια	[0,6]*	[0,5]	[0*]
Θερμοκρασία σε κτίρια (όχι από πυρκαγιά)***	[0,6]*	[0,5]	[0*]

Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολύωροφα κτίρια βλ. ENV

Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές

* περιοχές
Βλ. ENV 1991-2-5

* Πίνακας 2.8:Επιμέρους συντελεστές ψ για κτίρια

1. Φορτία χρήσης	ψ_0, ψ_1	ψ_2
1.1 Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.6	0.3
1.2 Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κ.λ.π.)	0.8	0.5
1.3 Χώροι στάθμευσης	0.9	0.6
1.4 Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κ.λ.π.)	1.0	0.8
2. Άνεμος	0.6	0.0
3. Χιόνι (μη βατές στέγες)	0.6	0.3
Χιόνι (βατές στέγες)	0.6	0.0

Πίνακας 2.9: Τιμές συντελεστών συνδυασμού ψ_0 , ψ_1 και ψ_2 κατά τον Ε.Α.Κ.

Στον πίνακα 2.9 δίνονται οι συντελεστές ψ_0 , ψ_1 και ψ_2 σύμφωνα με το Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 (ΦΕΚ 383B/24.5.96) καθώς και τον Ε.Α.Κ. Ανάλογες τιμές των συντελεστών αυτών με μικρές διαφορές δίνονται και από τον Ελληνικό Κανονισμό Σκυροδέματος. Εξυπακούεται ότι οι τιμές των συντελεστών ψ_i που δίνονται στον Ε.Α.Κ, στο Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 καθώς και στον Κανονισμό Σκυροδέματος,

2.5.10 Συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού που ορίζονται στον Ευρωκώδικα 1, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$S_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (2.6)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$S_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{pA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.7)$$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 A_{Ed} + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.8)$$

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

+ σημαίνει επαλληλία με

G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

P_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

Q_{k1} Είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης που θεωρούμε κάθε φορά ως κύρια

Q_{ki} είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης I, που θεωρούμε κάθε φορά ως δευτερεύουσα

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{Gj}, \gamma_{GAj}$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_p, γ_{pA} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

γ_{Qi} είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

γ_1 είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής (κατά EC8 και EAK).

Ο συντελεστής αυτός αντιστοιχεί στην κατηγορία σπουδαιότητας, στην οποία κατατάσσεται κάθε κατασκευή, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο ενδεχόμενη αστοχία της, αλλά και τις γενικότερες οικονομικές και κοινωνικές επιπτώσεις λόγω αστοχίας ή έστω και προσωρινής διακοπής της χρήσης της. Οι τιμές για τον συντελεστή αυτό δίνονται στον πίνακα (9.?) του κεφαλαίου 9.

Ψ_{0i} ,
 Ψ_{1i} , Ψ_{2i} είναι οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων.

2.5.11 Απλοποιητικοί συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Όταν πρόκειται για κτίρια, απλοποιητικά και αντί της σχέσης (2.6), η οποία αναφέρεται σε καταστάσεις διαρκείας κα παροδικές, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθοι, πλέον συντηρητικοί συνδυασμοί:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + 1.50 Q_{k1} \quad (2.9)$$

$$S_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + 1.35 \sum_{i > 1} Q_{ki} \quad (2.10)$$

που Q_{k1} είναι η επικρατέστερη μεταβλητή δράση.

2.5.12 Συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας κατά τον Ευρωκώδικα 1 είναι οι ακόλουθοι:

- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (2.11)$$

- Συχνός συνδυασμός

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{j > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.12)$$

- Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (2.13)$$

2.5.13 Απλοποιητικοί συνδυασμοί δράσεων σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Όταν πρόκειται για κτίρια, απλοποιητικά, όπως και στην οριακή κατάσταση αστοχίας, αντί της σχέσης (2.12) μπορεί να χρησιμοποιούνται ο παρακάτω συνδυασμοί:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1} \quad (2.14)$$

$$S_d = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + 0.9 \sum_{i > 1} Q_{ki} \quad (2.15)$$

2.5.14 Επιτρεπόμενες παραμορφώσεις (βέλη κάμψης) στις μεταλλικές κατασκευές

Ως οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας για χαλύβδινες κατασκευές, παρόμοιες με αυτή της παρούσας εργασίας, θεωρούνται:

- Οι παραμορφώσεις ή τα βέλη κάμψης, τα οποία επηρεάζουν αρνητικά την εμφάνιση ή την αποτελεσματική χρήση της κατασκευής (συμπεριλαμβανομένης και της κατάλληλης λειτουργίας τυχών μηχανών ή εξοπλισμού)
- Η δόνηση, η ταλάντωση ή η μετακίνηση, η οποία προκαλεί δυσχέρεια στους ενοίκους ενός κτιρίου ή ζημιά στα περιεχόμενά του.
- Οι παραμορφώσεις, τα βέλη κάμψης, η δόνηση, η ταλάντωση ή η μετακίνηση και γενικά οτιδήποτε προκαλεί ζημιά σε τελειώματα ή άλλα κατασκευαστικά στοιχεία.

Για την αποφυγή υπέρβασης των προαναφερθέντων ορίων είναι απαραίτητο να περιορισθούν οι παραμορφώσεις, τα βέλη κάμψης και οι δονήσεις. Εκτός της περίπτωσης εκείνης όπου συμφωνούνται καθορισμένες οριακές τιμές μεταξύ του πελάτη, του

μελετητή και της αρμόδιας αρχής, πρέπει να εφαρμόζονται οι οριακές τιμές που προβλέπονται στο κεφάλαιο 4 του EC 3.

2.5.15 Απαιτήσεις

Οι χαλύβδινες κατασκευές και τα επιμέρους στοιχεία αυτών θα πρέπει να διαστασιολογούνται έτσι ώστε τα βέλη κάμψης να είναι μέσα στα συμφωνημένα όρια μεταξύ του πελάτη, του μελετητή και της αρμόδιας αρχής, ως κατάλληλα για την προγραμματισμένη χρήση και αξιοποίηση του κτιρίου και τη φύση των υλικών που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν.

Συνιστώμενα όρια για τα βέλη κάμψης δίνονται στον πίνακα 2.10. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι κατάλληλα περισσότερο αυστηρά όρια για να είναι συμβατά με τη

χρήση του κτιρίου ή τα χαρακτηριστικά των υλικών επένδυσης ή για να εξασφαλίζουν τη σωστή λειτουργία των ανελκυστήρων.

Τα βέλη κάμψης πρέπει να υπολογίζονται λαμβάνοντας υπ' όψη τις όποιες επιδράσεις δευτέρας τάξης, τη στροφική δυσκαμψία των όποιων ημιάκαμπτων κόμβων και τη δυνατή εμφάνιση των όποιων πλαστικών παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

2.5.16 Οριακές τιμές κατακόρυφων βελών κάμψης

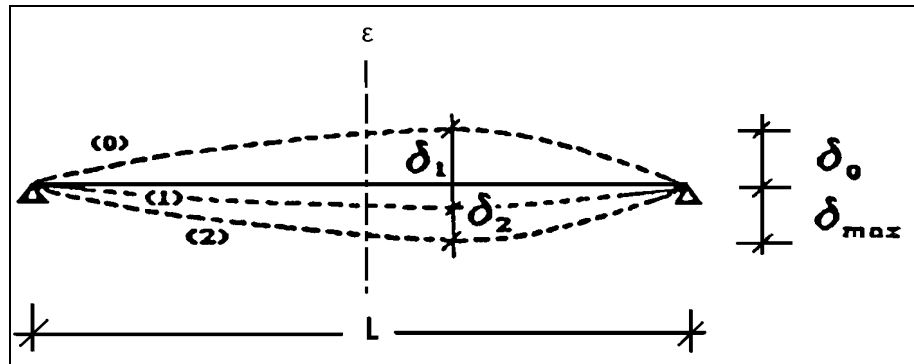
$$\delta_{\max} = \delta_1 - \delta_2 - \delta_0 \quad 2.16)$$

όπου : είναι το μέγιστο βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση, σε σχέση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις

είναι το αρχικό βέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση (κατάσταση 0)

είναι η μεταβολή του βέλους κάμψης της δοκού λόγω φορτίων αμέσως μετά τη φόρτιση (φόρτιση 1)

είναι ο παράγοντας μεταβολής του βέλους κάμψης της δοκού λόγω μεταβλητών φορτίων και όποιων άλλων χρονικά εξαρτώμενων παραμορφώσεων λόγω μόνιμων φορτίων (κατάσταση 2)



Σχήμα 2.10: Κατακόρυφα βέλη κάμψης.

Για κτίρια, τα όρια που συνιστώνται για κατακόρυφα βέλη κάμψης δίνονται στον πίνακα 2.10, στον οποίο όπου L είναι το άνοιγμα της δοκού. Για δοκούς με πρόβολο, το μήκος L που λαμβάνεται υπ' όψη είναι το διπλάσιο του προεξέχοντος μήκους της δοκού.

Συνθήκες	Όρια	
	δ_{max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	$L/200$	$L/250$
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	$L/250$	$L/300$
Πατώματα (γενικά)	$L/250$	$L/300$
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	$L/250$	$L/350$
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	$L/400$	$L/500$
Όπου το δ_{max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	$L/250$	

Πίνακας 2.10 :Συνιστώμενες οριακές τιμές για κατακόρυφα βέλη

2.6 Επίλυση της παρούσης εργασίας σύμφωνα με τα παραπάνω

Για το υπόστεγο της παρούσας εργασίας θα ορίσουμε ως οριακή τιμή των οριζοντίων βελών, αυτή που προκύπτει από την δεύτερη περίπτωση (h/300).

Στην παρούσα εργασία οι συνδυασμοί φορτίσεων που επιλέχθηκαν για την επίλυση είναι οι εξής:

1) ΟΚΑ – Δυσμενής συνδυασμός

$$\text{Κινητά βασικός:} \quad 1,35G + 1,50Q \pm 0,90W_x \pm 0,90W_y + 0,90S$$

$$\text{Άνεμος κατά } x \text{ βασικός:} \quad 1,35G \pm 1,50W_x + 0,90Q \pm 0,90W_y + 0,90S$$

$$\text{Άνεμος κατά } y \text{ βασικός:} \quad 1,35G \pm 1,50W_y + 0,90Q \pm 0,90W_x + 0,90S$$

2) ΟΚΑ – Ευμενής συνδυασμός (κατασκευή υπό ανέγερση)

$$\text{Η επίλυση έγινε μόνο με μόνιμα φορτία,} \quad 1,00G$$

3) Σεισμικοί συνδυασμοί

$$\text{Σεισμός κατά } x \text{ βασικός:} \quad 1,00G + 0,50 Q \pm E_x \pm 0,30E_y \pm 0,30E_z$$

$$\text{Σεισμός κατά } y \text{ βασικός:} \quad 1,00G + 0,50 Q \pm E_y \pm 0,30 E_x \pm 0,30E_z$$

$$\text{Σεισμός κατά } z \text{ βασικός:} \quad 1,00G + 0,50 Q \pm 0,70 E_z \pm 0,30E_y \pm 0,30E_z$$

Για την εισαγωγή των παραπάνω συνδυασμών φορτίσεων στο SOFISTIK χρησιμοποιήθηκε το υποπρόγραμμα MAXIMA. Μέσω αυτού βρέθηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των συνδυασμών αυτών αλλά και των συνδυασμών που προέκυψαν από την επαλληλία τους (περιβάλλουσα στατικών και σεισμικών φορτίσεων). Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω στατικών

φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 11 έως 22 και των συνδέσμων στα Load Cases από 23 έως 24. Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω σεισμικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 31 έως 42 και των συνδέσμων στα Load Cases από 43 έως 44. Τέλος, τα αποτελέσματα της επαλληλίας των στατικών και σεισμικών φορτίων για τα μέλη βρίσκονται στα Load Cases από 51 έως 62 και για τους συνδέσμους στα Load Cases από 63 έως 64.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ

3.1.Εισαγωγή

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα **SOFISTIK2003**. Το πρόγραμμα **SOFISTIK2003** έχει τη δυνατότητα της εύρεσης των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τα στοιχεία που απαρτίζουν την κατασκευή για όλα τα φορτία και για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβάλλονται στο φορέα. Στην ενότητα αυτή προσάπτονται οι έλεγχοι που εφαρμόστηκαν σε έναν αντιπροσωπευτικό αριθμό στοιχείων του φορέα τα οποία επιλέχθηκαν με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Οι έλεγχοι των διατομών κατηγοριοποιήθηκαν ανά είδος ράβδου (Κύριες Δοκοί, Δευτερεύουσες Δοκοί, Υποστυλώματα, Χιαστί Σύνδεσμοι- TRUSS):

- Οι **Κύριες** και οι **Δευτερεύουσες Δοκοί** ελέγχθηκαν σε τέμνουσα, σε διαξονική κάμψη και θλίψη και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη. Σε τέμνουσα ελέγχθηκαν μόνο οι ράβδοι εκείνες που είχαν μέγιστες τέμνουσες σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ($V_{z,sd}$, $V_{y,sd}$). Σε διαξονική κάμψη και θλίψη ελέγχθηκαν οι ράβδοι εκείνες που είχαν μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη σχεδιασμού (N_{sd}) είτε μέγιστη ροπή κάμψης σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ($M_{y,sd}$, $M_{z,sd}$). Σε περίπτωση που η αξονική δύναμη (N_{sd}) ήταν εφελκυστική, τότε αυτή λαμβάνονταν ως μηδέν στον έλεγχο. Σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη ελέγχθηκαν όλες οι ράβδοι που ελέγχθηκαν και σε διαξονική κάμψη και θλίψη εφόσον αυτές δεν ήταν πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω παρουσίας διαδοκίδων (τέτοιες ράβδοι βρίσκονται στην οροφή και των τριών κτιρίων).

- Τα **Υποστυλώματα** ελέγχθηκαν σε τέμνουσα, σε διαξονική κάμψη και θλίψη και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη. Σε τέμνουσα ελέγχθηκαν μόνο τα υποστυλώματα εκείνα που είχαν μέγιστες τέμνουσες σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ($V_{z,sd}$, $V_{y,sd}$). Σε διαξονική κάμψη και θλίψη ελέγχθηκαν τα υποστυλώματα εκείνα που είχαν μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη σχεδιασμού (N_{sd}) είτε μέγιστη ροπή κάμψης σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ($M_{y,sd}$, $M_{z,sd}$). Σε περίπτωση που η αξονική

δύναμη(N_{sd}) ήταν εφελκυστική, τότε αυτή λαμβάνονταν ως μηδέν στον έλεγχο. Οι **Χιαστί Σύνδεσμοι- TRUSS** ελέγχθηκαν σε λυγισμό και μονοαξονικό εφελκυσμό(N_{sd}).

Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων των ελέγχων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα STEEL TOOLS. Τέλος, στο κεφάλαιο αυτό έγινε ενδεικτικά ο έλεγχος μιας **Διαδοκίδας**, της δυσμενέστερης, σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

3.2 Αρχές διαστασιολόγησης και ελέγχου των μελών κατά EC3- Γενικοί απαιτούμενοι έλεγχοι

- Τα εφελκυσόμενα μέλη πρέπει να ελέγχονται σε:
 - αντοχή διατομών για την οποία θα μιλήσουμε διεξοδικά σε επόμενες παραγράφους.

- Τα θλιβόμενα μέλη πρέπει να ελέγχονται σε:
 - αντοχή διατομών, αλλά και σε
 - αντοχή έναντι καθολικού λυγισμού τους, καθώς η ύπαρξη θλιπτικής δύναμης ευνοεί την εμφάνιση φαινομένων αστάθειας.

- Οι δοκοί (δηλαδή τα μέλη των οποίων η κύρια καταπόνησή τους είναι η κάμψη) πρέπει να ελέγχονται σε:
 - αντοχή διατομών,
 - αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού,
 - αντοχή έναντι πλευρικού λυγισμού,
 - αντοχή έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού,
 - αντοχή έναντι λυγισμού πελμάτων,
 - αντοχή έναντι κύρτωσης του κορμού τους.

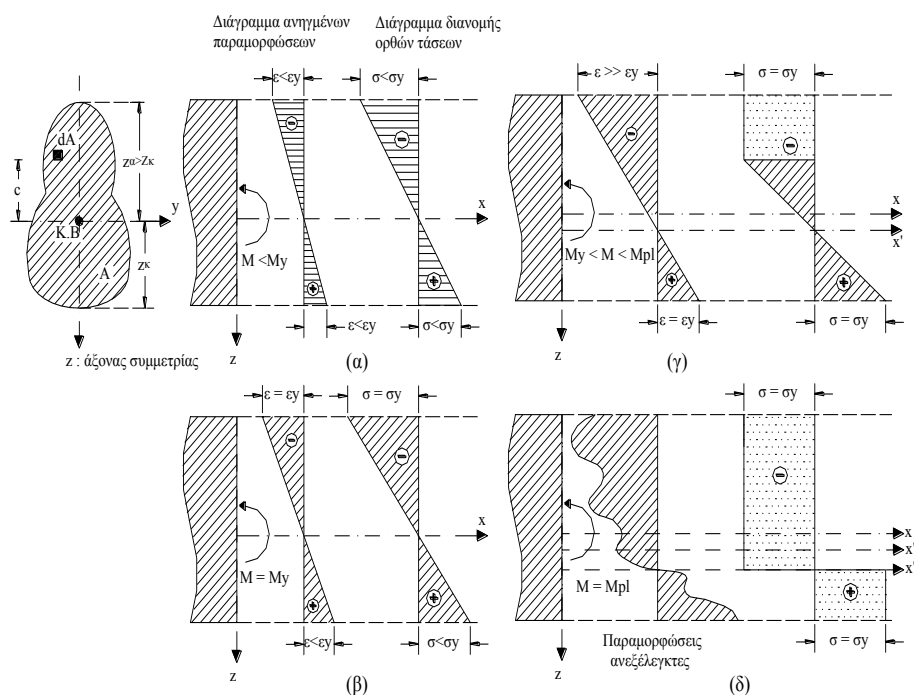
- Τα πλαίσια πρέπει να ελέγχονται σε:
 - αντοχή διατομών,
 - αντοχή μελών,
 - αντοχή συνδέσεων,
 - ευστάθεια,
 - στατική ισορροπία.

3.3 Μέθοδοι ανάλυσης

Πριν προχωρήσουμε στην διατύπωση των απαιτούμενων ελέγχων ενός μέλους και των διατομών αυτού, τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, σε μορφή μαθηματικών σχέσεων, αξίζει να σημειώσουμε πως η μέθοδος που χρησιμοποιούμε για να προσδιορίσουμε τα εξωτερικώς δρώντα και τα εσωτερικώς αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη, στα μέλη μιας κατασκευής είναι άμεση συνάρτηση της ικανότητας των μελών να αναπτύξουν σε συγκεκριμένες θέσεις τους (συγκεκριμένες διατομές τους δηλαδή) στροφές ίσες με αυτές που τους επιβάλλονται από τα εξωτερικά φορτία. Στον πίνακα (3.1) δίνονται οι διάφορες μέθοδοι υπολογισμού των εξωτερικών και εσωτερικών εντατικών μεγεθών σχεδιασμού.

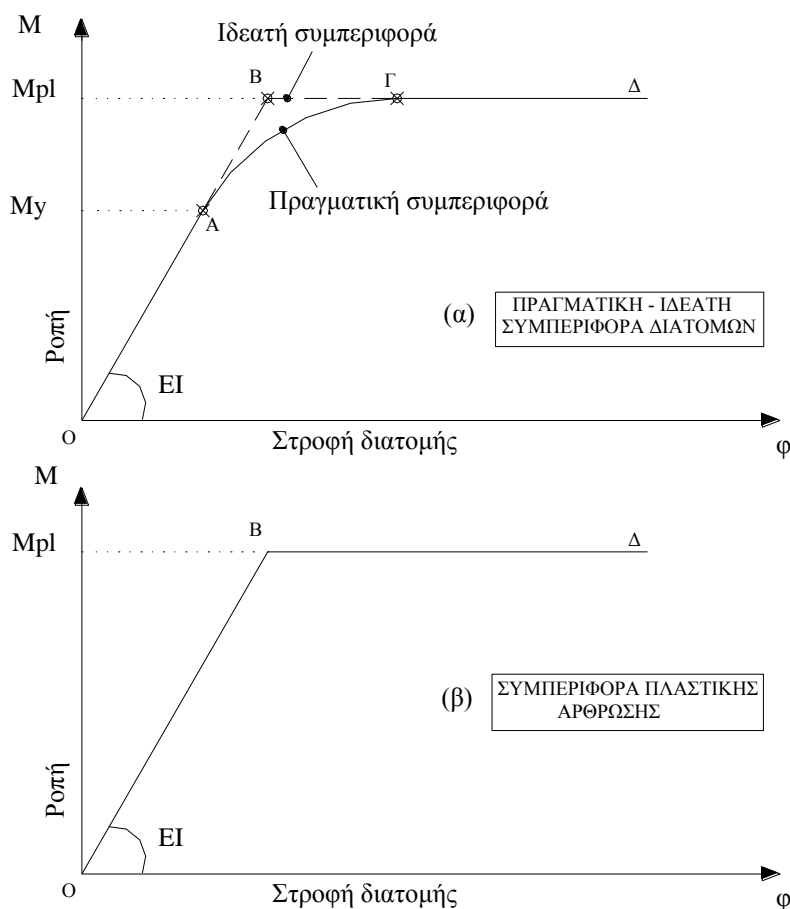
Μέθοδος υπολογισμού	Υπολογισμός S_d	Υπολογισμός R_d
Ελαστική- Ελαστική	Ελαστικός	Ελαστικός
Ελαστική – Πλαστική	Ελαστικός	Πλαστικός
Πλαστική – Πλαστική	Πλαστικός	Πλαστικός

Πίνακας 3.1: Μέθοδοι υπολογισμού S_d και R_d .



Σχήμα 3.1: Εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη διατομής καταπονούμενης από ροπή διαρροής, ροπή μερικούς πλαστικοποίησης και ροπή πλήρους πλαστικοποίησης.

Η πρώτη διαρροή συμβαίνει στη ροπή M_y . Για μεγαλύτερες ροπές η δυσκαμψία μειώνεται, λόγω αυξανόμενης πλαστικοποίησης, μέχρι τη ροπή πλήρους πλαστικοποίησης M_{pl} , όπου η ακαμψία της διατομής μηδενίζεται. Ο κλάδος ΟΑ του σχήματος 3.2(α) ισοδυναμεί με τα σχήματα 3.1(α και β). Ο κλάδος ΑΓ, ισοδυναμεί με το σχήμα 3.1(γ) και ο κλάδος ΓΔ ισοδυναμεί με το σχήμα 3.1(δ).



Σχήμα 3.2: Πραγματική – ιδεατή συμπεριφορά διατομών κατά την πλαστικοποίησή τους.

Ορίζεται ως ‘συντελεστής σχήματος διατομής’ ο λόγος της πλήρους πλαστικής ροπής προς τη ροπή διαρροής της διατομής (σχέση 3.1).

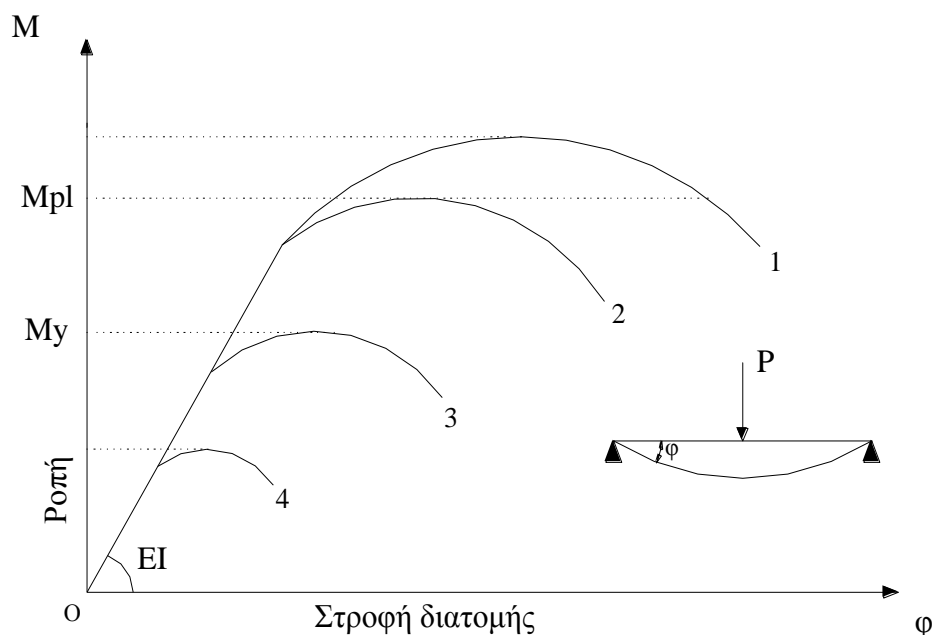
$$\alpha = \frac{M_{pl}}{M_y} \quad (3.1)$$

3.4 Κατάταξη διατομών

Αναλόγως της αντοχής και της δυνατότητας στροφής τους, οι διατομές των μεταλλικών μελών κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- Κατηγορία 1: Είναι διατομές με αντοχή σε ροπή μεγαλύτερη της πλήρως πλαστικής ροπής και στροφική ικανότητα επαρκή, ώστε να συμπεριφερθούν ως πλαστικές αρθρώσεις σε περίπτωση πλαστικής ανακατανομής της έντασης. Η εφαρμογή πλαστικής – πλαστικής μεθόδου προϋποθέτει διατομές κατηγορίας 1 στις θέσεις που αναμένονται πλαστικές αρθρώσεις.
- Κατηγορία 2: Είναι διατομές με αντοχή σε ροπή τουλάχιστον ίση με την πλήρως πλαστική ροπή, αλλά χωρίς στροφική ικανότητα, λόγω τοπικού λυγισμού των πελμάτων ή του κορμού τους. Για το λόγο αυτό επιτρέπεται η εφαρμογή το πολύ ελαστικής – πλαστικής μεθόδου ανάλυσης.
- Κατηγορία 3: είναι διατομές με αντοχή σε κάμψη τουλάχιστον ίση με την ροπή διαρροής, την ροπή δηλαδή στην οποία για γραμμική ελαστική συμπεριφορά των επιμέρους στοιχείων η πλέον εντεινόμενη ίνα μόλις εισέρχεται στην διαρροή. Συνεπώς, επιτρέπεται μόνο η εφαρμογή ελαστικής – ελαστικής ανάλυσης.
- Κατηγορία 4: είναι διατομές με αντοχή μικρότερη της ροπής διαρροής, λόγω τοπικού λυγισμού. Για τέτοιου είδους διατομές επιτρέπεται μόνο η εφαρμογή ελαστικής – ελαστικής μεθόδου, ενώ απαιτούνται και πρόσθετοι έλεγχοι σε κύρτωση έναντι κινδύνου τοπικού λυγισμού.

Σε διατομές κατηγορίας 1 επιτρέπονται όλων των ειδών οι αναλύσεις, σε διατομές κατηγορίας 2 επιτρέπεται η ανάλυση ελαστική – πλαστική και ελαστική – ελαστική, ενώ σε διατομές κατηγοριών 3 και 4 επιτρέπεται μόνο ανάλυση ελαστική – ελαστική.

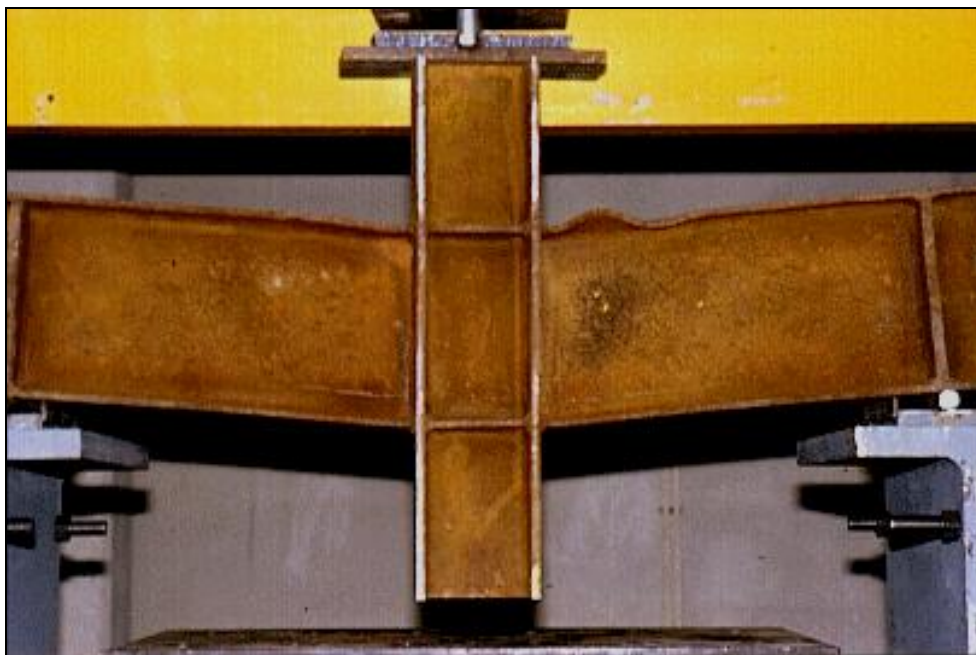


Σχήμα 3.3: Κατηγορίες διατομών.

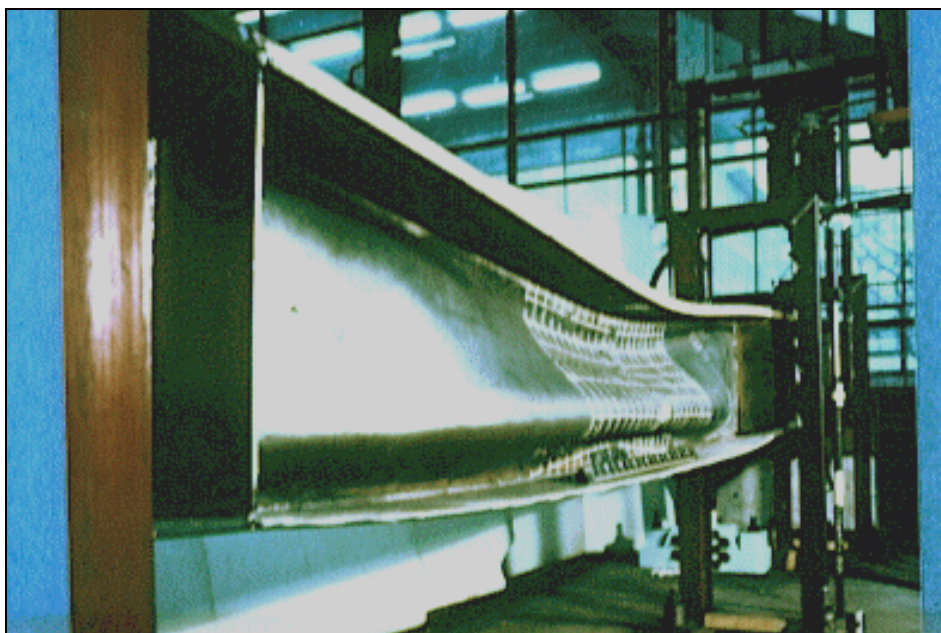
Η μείωση των αντοχών των διατομών οφείλεται στον τοπικό λυγισμό, ο οποίος είναι φαινόμενο αστάθειας των επιμέρους θλιβόμενων πλακοειδών στοιχείων της διατομής (πέλματα, κορμός). Επομένως, ταξινομούνται ξεχωριστά ο κορμός και το θλιβόμενο πέλμα, η δε διατομή (συνολικά) ταξινομείται τελικώς με βάση τη δυσμενέστερη κατηγορία του κορμού ή του πέλματος. Για παράδειγμα, εάν το πέλμα μιας διατομής είναι κατηγορίας 1 και ο κορμός της κατηγορίας 2, τότε συνολικά η διατομή θεωρείται κατηγορίας 2.

Σε διατομές κατηγορίας 4 πρέπει να χρησιμοποιούνται ενεργά πλάτη (αναφέρουμε στη συνέχεια τι είναι αυτά), προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι απαραίτητες μειώσεις αντοχής λόγω των επιδράσεων τοπικού λυγισμού.

Για να καταλάβουμε καλύτερα τη φύση του φαινομένου του τοπικού λυγισμού των διατομών παραθέτουμε τα σχήματα 3.4 και 3.5. Στο σχήμα 3.4 φαίνεται ο τοπικός λυγισμός του άνω (θλιβόμενου) πέλματος διατομής διπλού ταυ. Αξίζει να παρατηρήσουμε το πολύ μικρό μήκος λυγισμού. Στο σχήμα 3.5 φαίνεται πολύ έντονα ο τοπικός λυγισμός του κορμού μιας δοκού διατομής διπλού ταυ, ο οποίος επεκτείνεται σε μεγάλο εύρος του ανοίγματος.



Σχήμα 3.4: Τοπικός λυγισμός του άνω θλιβόμενου πέλματος διατομής διπλού ταυ.



Σχήμα 3.5: Εκτεταμένος τοπικός λυγισμός του κορμού διατομής διπλού ταυ.

Στους πίνακες που ακολουθούν δίνονται οι οριακές διαστάσεις για θλιβόμενα μέλη κατηγορίας 1, 2 και 3. Η ταξινόμηση μιας διατομής εξαρτάται απ τις διαστάσεις των θλιβόμενων στοιχείων της. Θλιβόμενα στοιχεία μιας διατομής θεωρούνται εκείνα τα οποία είναι είτε ολικά είτε μερικώς θλιβόμενα, λόγω αξονικής δύναμης ή καμπτικής ροπής, υπό του εκάστοτε θεωρούμενου συνδυασμού δράσεων.

Κορμοί δοκών (εσωτερικά μέλη διατομών κάθετα ως προς τον άξονα κάμψης)				
Κατηγορία	Κορμός καμπτόμενος	Κορμός θλιβόμενος	Κορμός υπό θλίψη και κάμψη	
Κατανομή τάσεων				
1	$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0.5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ όταν $\alpha \leq 0.5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$	
2	$\frac{d}{t_w} \leq 83\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0.5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{456\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$ όταν $\alpha \leq 0.5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{41.5\varepsilon}{\alpha}$	
Κατανομή τάσεων				
3	$\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1.0$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{42\varepsilon}{(0.67 + 0.33\psi)}$ όταν $\psi \leq -1.0$: $\frac{d}{t_w} \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$	
		Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/}$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81

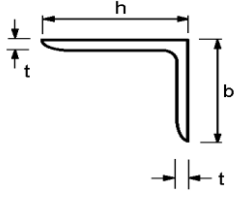
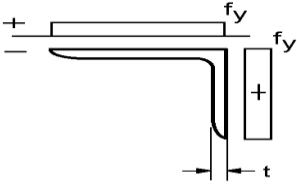
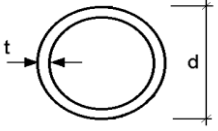
Πίνακας 3.2:Χαρακτηριστικές τιμές λόγου πλάτους προς πάχος μέλους της διατομής (θλιβόμενα μέλη) – Φύλλο 1.

Εσωτερικά τμήματα πελμάτων (παράλληλα ως προς τον άξονα κάμψης)				
Κατηγορία	Τύπος διατομής	Καμπτόμενη διατομή	Θλιβόμενη διατομή	
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
1	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 33\varepsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$	
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 33\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$	
2	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 38\varepsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$	
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 38\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$	
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
3	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$	
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$	
		Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/m}$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81

Πίνακας 3.3: Χαρακτηριστικές τιμές λόγου πλάτους προς πάχος μέλους της διατομής (θλιβόμενα μέλη) – Φύλλο 2.

Τμήματα πελμάτων με ελεύθερο άκρο				
Κατηγορία	Τύπος διατομής	Θλιβόμενο μέλος	Μέλος υπό κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη	
			Θλιβόμενο άκρο	Εφελκυσμένο άκρο
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
1	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 11\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
3	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 15\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	<p>Για τον υπολογισμό του k_σ βλέπε πίνακες (10.14) και (10.15)</p>
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 14\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81

Πίνακας 3.4: Χαρακτηριστικές τιμές λόγου πλάτους προς πάχος μέλους της διατομής (θλιβόμενα μέλη) – Φύλλο 3.

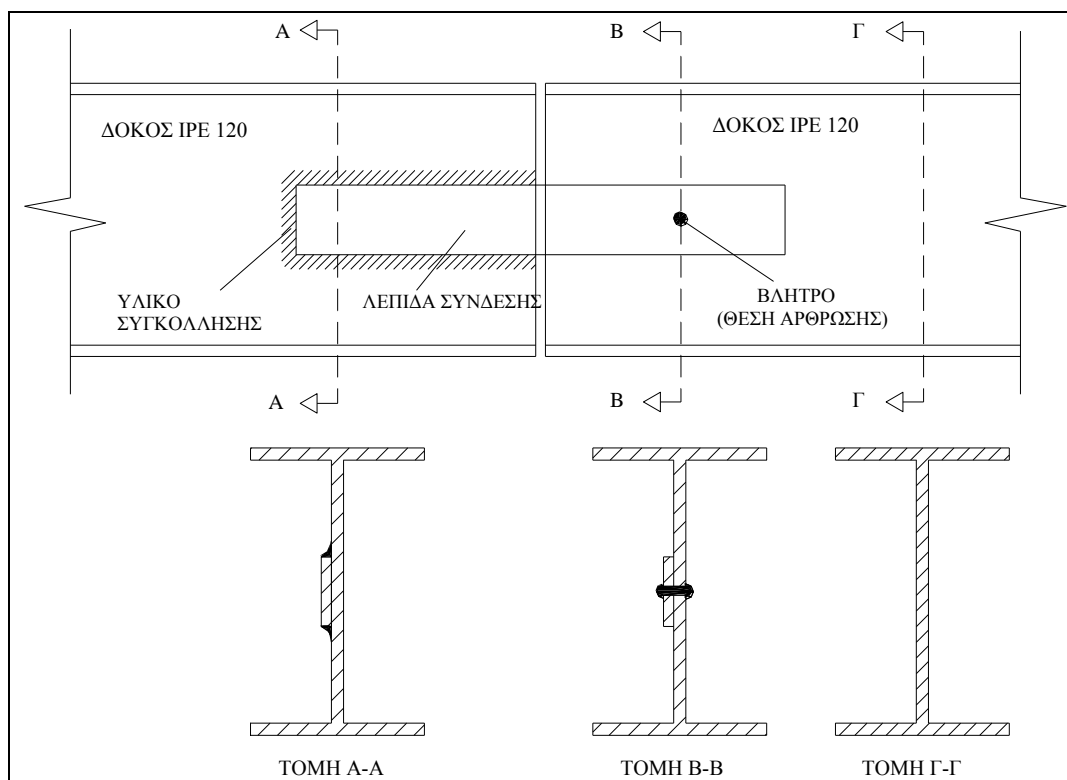
<p>Γωνιακά Βλέπε και φύλλο 3 ‘Εξωτερικά πέλματα’</p>	 <p>(Δεν εφαρμόζεται σε περιπτώσεις γωνιακών σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία της κατασκευής)</p>			
Κατηγορία	Θλιβόμενη διατομή			
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θετική θλίψη)				
3	$\frac{h}{t} \leq 15\epsilon$ και $\frac{b+h}{2t} \leq 11.5\epsilon$			
Κοίλες κυκλικές διατομές				
Κατηγορία	Διατομή καμπτόμενη και/ή θλιβόμενη			
1	$\frac{d}{t} \leq 50\epsilon^2$			
2	$\frac{d}{t} \leq 70\epsilon^2$			
3	$\frac{d}{t} \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	Fe 360	Fe 430	Fe 510
	ϵ	235	275	355
	ϵ^2	1	0.92	0.81
1	0.85	0.66		

Πίνακας 3.5: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενες παρειές – Φύλλο 4.

3.5 Ιδιότητες των διατομών

3.5.1 Πλήρης (συνολική) διατομή

Πλήρης διατομή είναι η διατομή του μέλους, όπως αυτή καθορίζεται από τις διαστάσεις της, χωρίς της αφαίρεση οπών (εξηγούμε αμέσως μετά πού και πότε υπάρχουν οπές μέσα στη διατομή) ή άλλων ανοιγμάτων. Επίσης στην πλήρη διατομή δεν περιλαμβάνονται αρμοκάλυπτρα ή συνδετικές λεπίδες. Για παράδειγμα, η καθαρή διατομή της δοκού του σχήματος 3.6 η οποία συνδέεται με άλλη δοκό μέσω μονής λεπίδας η οποία κοχλιώνεται στον κορμό της μιας δοκού και συγκολλάται στον κορμό της άλλης, φαίνεται γραμμοσκιασμένη στην τομή Γ-Γ. Οι άλλες δύο διατομές δεν μπορούν να θεωρηθούν πλήρεις γιατί εμπεριέχουν συνδετική λεπίδα και/ή μέσα σύνδεσης.



Σχήμα 3.6: Διατομές σε διάφορες θέσεις κοχλιωτής και συγκολλητής σύνδεσης.

3.5.2 Κρίσιμη ‘καθαρή’ διατομή A_{net} επίπεδων διατομών

Κατά τη σύνδεση δυο εφελκόμενων μελών είναι αναγκαία η διάνοιξη οπών με αποτέλεσμα την αντίστοιχη μείωση του εμβαδού της διατομής και συνεπώς και του επιτρεπόμενου φορτίου εφελκυσμού. Από πειραματική έρευνα έχει διαπιστωθεί πως η παρουσία έστω και μια μικρής οπής σε κοχλιωτή σύνδεση έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της αντοχής τουλάχιστον κατά 15% σε σχέση με την αντοχή της πλήρους διατομής.

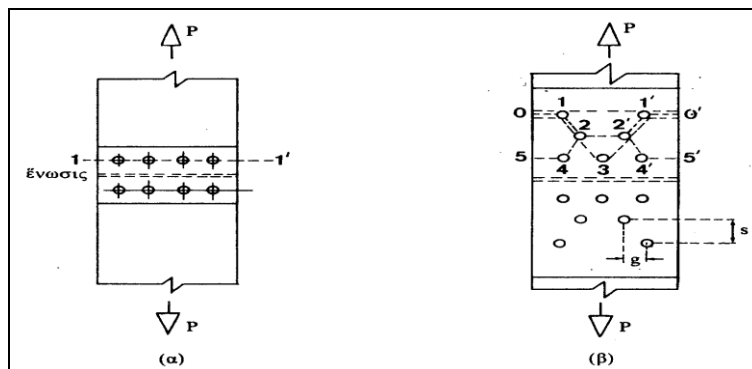
Η μείωση (λόγω οπών) του φορτίου ενός εφελκυόμενου μέλους εξαρτάται από το μέγεθος και τη διάταξη των οπών στη θέση συνδέσεως. Εάν μια γραμμή κοχλιών, εγκαρσίως προς τη διεύθυνση του εφελκυστικού φορτίου, είναι επαρκής για να το αναλάβει, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.7(α), τότε η αντοχή σε εφελκυσμό του διάτρητου ελάσματος εξαρτάται απ την ‘καθαρή’ ή χρήσιμη διατομή A_{net} , η οποία ισούται με την πλήρη διατομή μείον το εμβαδό των οπών. Εάν, όμως, η διάταξη των κοχλιών είναι διαφορετική, όπως π.χ. στο σχήμα 3.7(β), τότε δεν είναι φανερό (όπως προηγουμένως) ποια από τις τρεις τομές 011'0', 0122'1'0 και 01232'1'0' (μετά τη αφαίρεση των οπών) είναι κρίσιμη. Παρόλο που το μήκος της τομής 011'0' είναι μικρότερο από το μήκος των δύο άλλων τομών, οι πρόσθετες οπές και λοξές τάσεις, οι οποίες δρουν επί των κεκλιμένων τμημάτων των τομών 0122'1'0' και 01232'1'0' είναι δυνατό να καταστήσουν κάποια από αυτές πλέον επικίνδυνα (κρίσιμη).

Ο προσδιορισμός μιας λοξής (ζίγκ - ζάγκ) τομής αποτελεί ένα πολύπλοκο πρόβλημα στατικής ανάλυσης, από τη λύση του οποίου θα προκύψει ποια διατομή είναι η κρίσιμη που θα οδηγήσει σε αστοχία. Μια απλοποιημένη εμπειρική σχέση που χρησιμοποιείται στην πράξη είναι ο τύπος του Cochrane, σύμφωνα με τον οποίο το μήκος του λοξού τμήματος μεταξύ των κέντρων βάρους των οπών δίνεται από τη σχέση (13.2).

$$\frac{s^2}{4 \cdot g} \quad (3.2)$$

είναι η διαμήκης απόσταση δύο γειτονικών οπών επί λοξής τομής (σχήμα 3.7.β) που:

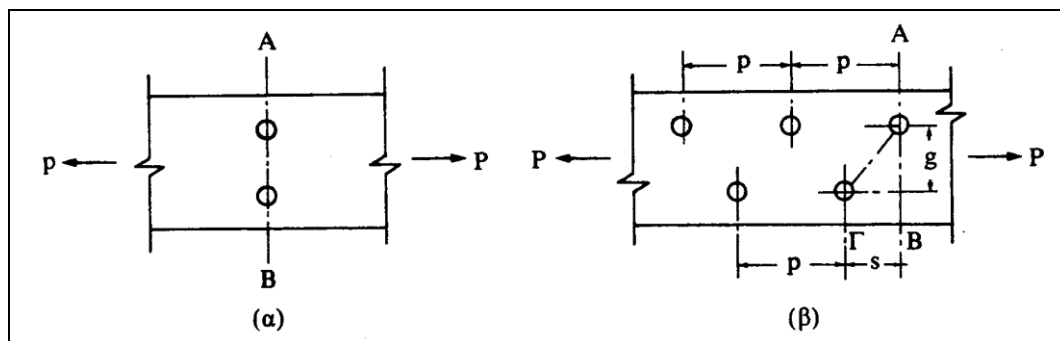
είναι η εγκάρσια απόσταση δύο γειτονικών οπών επί λοξής τομής (σχήμα 3.7.β)



Σχήμα 3.7: Πιθανές τομές αστοχίας επίπεδων εφελκυόμενων ελασμάτων με κοχλιωτές συνδέσεις.

3.5.3 Παράδειγμα καθορισμού της κρίσιμης ‘καθαρής’ διατομής A_{net}

Ως παράδειγμα καθορισμού της κρίσιμης ‘καθαρής’ διατομής, θεωρούμε τις διατάξεις των οπών του σχήματος 3.8. στο σχήμα 3.8(α) κρίσιμη είναι η τομή AB. Για το σχήμα 3.8(β) δύο πιθανές τομές αστοχίας υπάρχουν. Η μία είναι η τομή AB και η άλλη είναι η τομή ΑΓ, η οποία είναι τεθλασμένη και διέρχεται από δύο οπές. Εκ πρώτης όψεως θα λέγαμε πως η τομή AB είναι η κρίσιμη γιατί έχει μικρότερο μήκος από τη τομή ΑΓ.



Σχήμα 3.8: Παράδειγμα υπολογισμού A_{net} σε ευθεία και λοξή τομή εφελκόμενου ελάσματος.

$$\text{Μήκος τομής AB} = \text{Μήκος AB} - \text{Διάμετρος οπής} \quad (3.3)$$

$$\text{Μήκος τομής ΑΓ} = \text{Μήκος AB} - 2(\text{Διάμετρος οπής}) + \frac{s^2}{4 \cdot g} \quad (3.4)$$

Το εμβαδό της ‘καθαρής’ διατομής A_{net} για τις δύο αυτές θεωρήσεις, δίνεται από τις σχέσεις (12.5) και (12.6).

$$A_{net,AB} = b \cdot t - d_0 \cdot t \quad (3.5)$$

$$A_{net,ΑΓ} = b \cdot t - 2d_0 \cdot t + \frac{s^2}{4 \cdot g} \cdot t \quad (3.6)$$

το πλάτος της διατομής

που:

το πάχος της διατομής

η διάμετρος της οπής

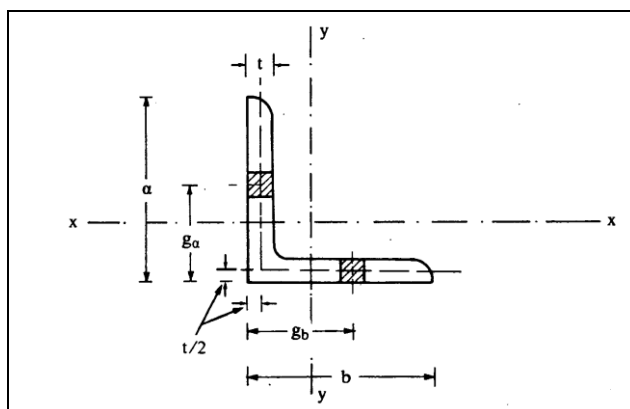
είναι η διαμήκης απόσταση δύο γειτονικών οπών επί λοξής τομής

είναι η εγκάρσια απόσταση δύο γειτονικών οπών επί λοξής τομής

3.5.4 Κρίσιμη ‘καθαρή’ διατομή A_{net} γωνιακών ελασμάτων

Συχνά συμβαίνει, κατά τη σύνδεση μελών με διατομή γωνιακού. Σε αυτή την περίπτωση το μήκος g στον τύπο του Cochrane $s^2 / 4g$ ισούται με το μήκος της ‘μέσης γραμμής’ της διατομής μεταξύ των επί των δύο σκελών υφιστάμενων οπών. Βάσει του σχήματος 3.9 προκύπτει:

$$g = g_a - \frac{t}{2} + g_b - \frac{t}{2} = g_a + g_b - t \quad (3.7)$$



Σχήμα 3.9: Απόσταση ‘g’ διάτρητου γωνιακού.

3.5.5 Ενεργός ‘καθαρή’ διατομή A_{eff}

Η κρίσιμη ‘καθαρή’ διατομή, η οποία αντιστέκεται στο εφελκυστικό φορτίο, είναι δυνατό να μην αντιπροσωπεύει την πραγματική αντοχή. Αυτό συμβαίνει στην περίπτωση που η εφελκυστική δύναμη ενός μέλους με διατομή αποτελούμενη από στοιχεία μη κείμενα επί του ίδιου επιπέδου, μεταβιβάζεται κατά τη σύνδεση του άκρου του μέσω όλων των στοιχείων του.

$$A_{eff} = C_t \cdot A_{net} \quad (3.8)$$

Ο συντελεστής C_t είναι συντελεστής απομειώσεως της καθαρής διατομής ο οποίος ποικίλει ανάλογα με τη μορφή της διατομής και τον τρόπο συνδέσεως.

3.6 Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας

Οι επιμέρους συντελεστές ασφάλειας των αντιστάσεων (ή αντοχών) γ_m που θα χρησιμοποιούνται σε κάθε έλεγχο, τόσο για τον δομικό χάλυβα, όσο και για τα μέσα συνδέσεως. Για αντοχή διατομής κατηγορίας 1, 2 ή 3: $\gamma_{M0} = 1.1$

- Για αντοχή διατομής κατηγορίας 4: $\gamma_{M1} = 1.1$
- Για αντοχή μέλους σε λυγισμό: $\gamma_{M1} = 1.1$
- Για αντοχή καθαρής διατομής σε θέση με οπές κοχλιών: $\gamma_{M2} = 1.25$

3.7 Έλεγχος διατομής μέλους σε εφελκυσμό (§ 5.4.3 EC3)

Για εφελκυόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{sd} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \quad (3.9)$$

όπου $N_{t,Rd}$ είναι η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, λαμβανομένη ως η μικρότερη από:

- την πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της πλήρους διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ και}$$

- την οριακή αντίσταση αστοχίας της καθαρής διατομής στη θέση των οπών

των συνδέσμων $N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$, δηλαδή:

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right\}. \quad (3.10)$$

Σε συνδέσεις κατηγορίας C υπολογισμένων να ανθίστανται σε ολίσθηση κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας η πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις οπές των συνδέσμων $N_{net,Rd}$ δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.11)$$

Όπου απαιτείται πλάσιμη συμπεριφορά, η πλαστική αντίσταση σχεδιασμού $N_{pl,Rd}$ θα είναι μικρότερη από την οριακή αντίσταση αστοχίας της καθαρής διατομής στις οπές συνδέσμων $N_{u,Rd}$, δηλαδή:

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \quad (3.12)$$

Η ανισότητα ικανοποιείται εάν:

$$0,9 \cdot \left(\frac{A_{net}}{A} \right) \geq \left(\frac{f_y}{f_u} \right) \cdot \left(\frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \right) \quad (3.13)$$

- ή
διαφορετικά:
- για υλικό Fe360 πρέπει $\left(\frac{A_{net}}{A} \right) \geq 0,824$
 - για υλικό Fe430 πρέπει $\left(\frac{A_{net}}{A} \right) \geq 0,807$
 - για υλικό Fe510 πρέπει $\left(\frac{A_{net}}{A} \right) \geq 0,879$

Ανεξάρτητα όμως ο Ε.Α.Κ. καθορίζει πως σε εφελκόμενα στοιχεία ο λόγος της καθαρής διατομής, σε θέσεις οπών κοχλιών, προς την πλήρη διατομή $\left(\frac{A_{net}}{A} \right)$ δεν πρέπει να είναι μικρότερος από την τιμή $1,262 \left(\frac{f_y}{f_u} \right)$. Δηλαδή:

$$\frac{A_{net}}{A} \geq 1,262 \cdot \frac{f_y}{f_u} \quad (3.14)$$

3.8 Έλεγχος διατομής μέλους σε θλίψη (§ 5.4.4 EC3)

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{sd} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \quad (3.15)$$

όπου $N_{c,Rd}$ είναι η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, που θα λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

- την πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της πλήρους διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

- και την αντίσταση σχεδιασμού της ενεργού διατομής για τοπικό λυγισμό

της πλήρους διατομής $N_{i,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$, δηλαδή:

$$N_{c,Rd} = \min \left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right\} \quad (3.16)$$

όπου A_{eff} είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής, Η θλιπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής $N_{c,Rd}$ μπορεί να προσδιορίζεται ως εξής:

- Για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3 λαμβάνεται από $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

- Για διατομές κατηγορίας 4 λαμβάνεται από $N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$

Επιπλέον, θα πρέπει να ελέγχεται η αντίσταση σε λυγισμό του μέλους. Σε θλιβόμενα μέλη δεν απαιτείται να λαμβάνονται υπόψη οι οπές συνδέσμων εκτός των περιπτώσεων υπερμεγέθων οπών ή οπών εγκοπής.

3.9 Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση (§ 5.4.6 EC3)

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{sd} σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί το κριτήριο:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \quad (3.17)$$

όπου $V_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντίσταση σχεδιασμού που δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (3.18)$$

και όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Η επιφάνεια διάτμησης A_v θα υπολογίζεται ως εξής:

- Πρότυπες, ελατές διατομές I, H και [με φορτίο παράλληλο στον κορμό:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \quad \text{ή προσεγγιστικά} \quad A_v = 1.04 \cdot h \cdot t_w \quad (3.19)$$

- Πρότυπες, ελατές διατομές με φορτίο παράλληλο στον κορμό:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f \quad (3.20)$$

- Πρότυπες, ελατές διατομές με φορτίο παράλληλο στα πέλματα:

$$A_v = 2 \cdot b \cdot t_f \quad (3.21)$$

- Συγκολλητές I, H και κιβωτοειδείς διατομές, με φορτίο παράλληλο στον κορμό:

$$A_v = \sum (d \cdot t_w) \quad (3.22)$$

- Συγκολλητές I, H, [και κιβωτοειδείς διατομές, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα:

$$A_v = A - \sum (d \cdot t_w) \quad (3.23)$$

- Ελατές ορθογωνικές κοίλες διατομές ομοιόμορφου πάχους με :

- Φορτίο παράλληλο προς το ύψος $A_v = \frac{A \cdot h}{b + h} \quad (3.24.a)$

- Φορτίο παράλληλο προς το πλάτος $A_v = \frac{A \cdot b}{b + h} \quad (3.24.β)$

- Κυκλικές κοίλες διατομές και σωληνωτές διατομές ομοιόμορφου πάχους $A_v = \frac{2A}{\pi}$.

- Ελάσματα και συμπαγείς δοκοί $A_v = A$

όπου: b είναι η επιφάνεια της διατομής

h είναι το πλάτος της διατομής

t_w είναι το ύψος του κορμού της διατομής

είναι το συνολικό ύψος της διατομής

είναι η ακτίνα καμπυλότητας της διατομής

είναι το πάχος του κορμού και

είναι το πάχος του πέλματος

Για άλλες περιπτώσεις το A_v θα προσδιορίζεται ανάλογα. Αν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, τότε ως πάχος του κορμού θα λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος.

3.10 Έλεγχος διατομής μέλους σε ροπή κάμψης (§ 5.4.5 EC3)

Όταν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη, η τιμή σχεδιασμού της καμπτικής ροπής M_{sd} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (3.25)$$

όπου $M_{c,Rd}$ είναι η καμπτική αντίσταση σχεδιασμού που θα λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

- την πλαστική ροπή σχεδιασμού της πλήρους διατομής

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{MO}} \quad (3.26)$$

- τη ροπή σχεδιασμού για τοπικό λυγισμό της πλήρους διατομής

$$M_{o,Rd} = \frac{w_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.27)$$

όπου w_{eff} είναι η ενεργός ροπή αντιστάσεως της διατομής

- την οριακή ροπή αστοχίας σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις οπές κοχλιών, $M_{u,Rd}$, (βλέπε παράγραφο 5.4.5.3 του EC3).

Για διατομές κατηγορίας 3 η ροπή σχεδιασμού της πλήρους διατομής θα λαμβάνεται ως η ελαστική ροπή σχεδιασμού, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$M_{el,Rd} = \frac{w_{el} \cdot f_y}{\gamma_{MO}} \quad (3.28)$$

Συνεπώς, εάν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη, η καμπτική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής με οπές για συνδέσμους μπορεί να προσδιορίζεται ως εξής:

- Για διατομές κατηγορίας 1 ή 2:
$$M_{c,Rd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

- Για διατομές κατηγορίας 3:
$$M_{c,Rd} = \frac{w_{el} \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$$

- Για διατομές κατηγορίας 4:
$$M_{c,Rd} = \frac{w_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

3.11 Έλεγχος διατομής μέλους σε κάμψη και ταυτόχρονη διάτμηση (§ 5.4.7 EC3)

Όταν η V_{sd} υπερβαίνει το 50% της $V_{pl,Rd}$, η καμπτική αντίσταση της διατομής θα μειώνεται στο $M_{v,Rd}$, που είναι η μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση υπό την επίδραση τέμνουσας, οπότε θα υπολογίζεται ως εξής:

- Για διατομές με ίσα πέλματα καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα:

$$M_{v,Rd} = \left[w_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MO}}, \text{ αλλά πρέπει } M_{v,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (3.29)$$

$$\text{όπου: } \rho = \left(\frac{2V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2.$$

Για όλες τις άλλες περιπτώσεις η $M_{v,Rd}$ θα λαμβάνεται ως η καμπτική πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, υπολογιζόμενη με το μειωμένο όριο διαρροής $(1-\rho) \cdot f_y$ για την επιφάνεια διατμήσεως, αλλά όχι μεγαλύτερη από τη $M_{c,Rd}$. Το τελευταίο ισχύει για όλες τις κατηγορίες διατομών.

3.12 Έλεγχος διατομής μέλους σε κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη (§ 5.4.8 EC3)

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, το κριτήριο που θα πρέπει να ικανοποιείται όταν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη είναι:

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd} \quad (3.30)$$

όπου $M_{N,Rd}$ είναι η μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση υπό την επίδραση αξονικής δύναμης.

Για ελάσματα χωρίς οπές κοχλιών, η μειωμένη πλαστική καμπτική αντίσταση δίνεται από τη σχέση:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] \quad (3.31)$$

οπότε και το κριτήριο γίνεται:

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (3.32)$$

Για διατομές χωρίς οπές κοχλιών, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορεί να χρησιμοποιούνται για πρότυπες ελατές διατομές του τύπου I ή H:

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1-\eta}{1-0.5\alpha}, \quad \text{αλλά πρέπει πάντα να ισχύει ότι} \quad (3.33)$$

$$M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad \dots$$

$$\text{Για } \eta \leq \alpha: M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (3.34)$$

$$\text{Για } \eta > \alpha: M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{\eta - \alpha}{1 - \alpha} \right)^2 \right] \quad (3.35)$$

$$\text{όπου: } \eta = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{και} \quad \alpha = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \quad \text{αλλά πρέπει πάντα } \alpha \leq 0.5.$$

Οι πιο πάνω εκφράσεις (3.33), (3.34) και (3.35) μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν και για συγκολλητές ισόπελμες διατομές τύπου I ή H.

Οι εκφράσεις (3.33), (3.34) και (3.35) μπορούν να απλοποιηθούν μόνο για πρότυπες ελατές διατομές τύπου I ή H, ως εξής:

$$M_{Ny,Rd} = 1,11 \cdot M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - \eta), \text{ αλλά πρέπει πάντα να ισχύει ότι } \quad ($$

$$M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad 3.36)$$

$$\text{Για } \eta \leq 0,2: M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad ($$

$$3.37)$$

$$\text{Για } \eta > 0,2: M_{Nz,Rd} = 1,56 \cdot M_{pl,z,Rd} \cdot (1 - \eta) \cdot (\eta + 0.6) \quad ($$

$$3.38)$$

Για ορθογωνικές κοίλες διατομές ομοιόμορφου πάχους χωρίς οπές κοχλιών, μπορούμε να χρησιμοποιούμε τις εξής προσεγγιστικές σχέσεις:

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - \eta}{1 - 0.5\alpha_w}, \text{ αλλά πρέπει πάντα να ισχύει ότι } \quad ($$

$$M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \dots \quad 3.39)$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \frac{1 - \eta}{1 - 0.5\alpha_f}, \text{ αλλά πρέπει πάντα να ισχύει ότι } \quad ($$

$$M_{Nz,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \dots \quad 3.40)$$

που:

$$\alpha_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A}, \text{ αλλά πρέπει πάντα να ισχύει ότι } \alpha_w \leq 0.5, \text{ και}$$

$$\alpha_f = \frac{A - 2 \cdot h \cdot t_w}{A}$$

Οι πιο πάνω εκφράσεις (3.39) και (3.40) μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν και για συγκολλητές κιβωτοειδείς διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς θέτοντας:

$$\alpha_w = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A}, \text{ αλλά πρέπει πάντα να ισχύει ότι } \alpha_w \leq 0.5, \text{ και}$$

$$\alpha_f = \frac{A - 2 \cdot h \cdot t_w}{A}, \text{ αλλά πρέπει πάντα να ισχύει ότι } \alpha_f \leq 0.5$$

Οι εκφράσεις (3.39) και (3.40) μπορούν να απλοποιηθούν αλλά μόνο για κοίλες ορθογωνικές διατομές ομοιόμορφου πάχους ως εξής:

- για τετραγωνικές διατομές:

$$M_{N,Rd} = 1.26 \cdot M_{pl,Rd} \cdot (1 - \eta), \text{ αλλά πρέπει πάντα να ισχύει ότι } \quad ($$

$$M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd} \quad 3.41)$$

- για ορθογωνικές διατομές:

$$M_{Ny,Rd} = 1.33 \cdot M_{pl,y,Rd} \cdot (1 - \eta), \text{ αλλά πρέπει πάντα να ισχύει ότι } \quad ($$

$$M_{Ny,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad 3.42)$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot (1 - \eta) \cdot \left(0.5 + \frac{h \cdot t}{A} \right), \text{ αλλά πρέπει πάντα να ισχύει } \quad ($$

$$\text{ότι } M_{Nz,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad 3.43)$$

Για κυκλικές σωληνωτές διατομές ομοιόμορφου πάχους χωρίς οπές κοχλιών μπορεί να χρησιμοποιείται η ακόλουθη προσεγγιστική σχέση:

$$M_{N,Rd} = 1.04 \cdot M_{pl,Rd} \cdot (1 - \eta^{1.7}), \text{ αλλά πρέπει πάντα να ισχύει ότι } \quad ($$

$$M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd} \dots \quad 3.44)$$

Για τον έλεγχο μίας διατομής σε αξονική δύναμη και ταυτόχρονη διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το ακόλουθο προσεγγιστικό κριτήριο για διατομές κατηγορίας 1 και 2:

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1.0 \quad ($$

$$3.45)$$

- Οι συντελεστές α και β μπορούν συντηρητικά να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα, διαφορετικά λαμβάνονται ως εξής:

- για διατομές I και H: $\alpha = 2.0$ και $\beta = 5 \cdot n$ αλλά $\beta \geq 1.0$
- για κυκλικές σωληνωτές διατομές: $\alpha = 2.0$ και $\beta = 2.0$
- για κοίλες ορθογωνικές διατομές: $\alpha = \beta = \frac{1.66}{1 - 1.13 \cdot \eta^2}$ αλλά

$$\alpha = \beta \leq 6.0$$

- για συμπαγείς ορθογωνικές διατομές και ελάσματα:

$$\alpha = \beta = 1.73 + 1.8 \cdot \eta^3$$

$$\text{όπου: } \eta = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

Ως μια περαιτέρω συντηρητική προσέγγιση για τον έλεγχο σε αξονική δύναμη και κάμψη, όταν δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε καμπτική αντίσταση της διατομής λόγω ύπαρξης αξονικής ή και τέμνουσας δύναμης, μπορεί να χρησιμοποιείται το ακόλουθο προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right] \leq 1.0 \quad (3.46)$$

Όταν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη, οι διατομές κατηγορίας 3 θα είναι επαρκείς όταν η μέγιστη διαμήκης ορθή τάση $\sigma_{x,Ed}$ ικανοποιεί το κριτήριο:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_{yd} \quad (3.47)$$

$$\text{όπου } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές χωρίς οπές συνδέσμων το κριτήριο της σχέσης (3.47) λαμβάνει την εξής μορφή:

$$\left[\frac{N_{sd}}{A \cdot f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{y,sd}}{w_{e,y} \cdot f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{w_{l,z} \cdot f_{yd}} \right] \leq 1.0 \quad (3.48)$$

Οι διατομές κατηγορίας 4, όταν δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη, θα είναι επαρκείς όταν η μέγιστη διαμήκης ορθή τάση $\sigma_{x,Ed}$, υπολογισμένη με βάση τα ενεργά πλάτη των θλιβόμενων στοιχείων των μελών, ικανοποιεί το κριτήριο:

$$\sigma_{x,Ed} \leq f_{yd} \quad (3.49)$$

$$\text{όπου } f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Για διατομές χωρίς οπές συνδέσμων το κριτήριο της σχέσης (3.48) λαμβάνει την εξής μορφή:

$$\left[\frac{N_{sd}}{A_{eff} \cdot f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{y,sd} + N_{sd} \cdot e_{Ny}}{w_{eff,y} \cdot f_{yd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd} + N_{sd} \cdot e_{Nz}}{w_{eff,z} \cdot f_{yd}} \right] \leq 1.0 \quad (3.50)$$

όπου : $w_{eff,y}$ είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής, όταν υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη

$w_{eff,z}$ είναι η ενεργός ροπή αντιστάσεως της διατομής, όταν υπόκειται σε κάμψη περί τον αντίστοιχο άξονα

e_{Ny} είναι η μετατόπιση του σχετικού κεντροβαρικού άξονα όταν η διατομή υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη

3.13 Έλεγχος διατομής μέλους σε διαξονική κάμψη χωρίς αξονική δύναμη (§ 5.4.5.4 EC3)

Για τον έλεγχο μίας διατομής σε διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το ακόλουθο προσεγγιστικό κριτήριο, για διατομές κατηγορίας 1 και 2:

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1.0 \quad (3.51)$$

Ως μια περαιτέρω συντηρητική προσέγγιση του κριτηρίου που εκφράζεται από τη σχέση (3.52), μπορεί να χρησιμοποιείται το ακόλουθο προσεγγιστικό κριτήριο για κάθε τύπο διατομής:

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right] + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right] \leq 1.0 \quad (3.52)$$

3.14 Έλεγχος διατομής μέλους σε διαξονική κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη (§ 5.4.9 EC3)

Κατά τη μελέτη μιας οποιασδήποτε διατομής μέλους η οποία υπόκειται σε κάμψη, διάτμηση και ταυτόχρονη αξονική δύναμη θα πρέπει να ελέγχουμε την επάρκεια της διατομής, λαμβάνοντας υπ' όψη μας τους παράγοντες σχεδιασμού δηλαδή:

- Όταν η τέμνουσα σχεδιασμού V_{sd} υπερβαίνει το μισό της πλαστικής διατμητικής αντίστασης σχεδιασμού $V_{pl,Rd}$ και όταν η αξονική δύναμη σχεδιασμού N_{sd} υπερβαίνει το μισό της πλαστικής εφελκυστικής αντίστασης του κορμού ή το τέταρτο της πλαστικής εφελκυστικής αντίστασης της διατομής, θα πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψη η επίδραση της τέμνουσας αλλά και της αξονικής δύναμης στη μείωση της πλαστικής καμπτικής αντίστασης σχεδιασμού.

- Όταν η τέμνουσα σχεδιασμού V_{sd} δεν υπερβαίνει το μισό της πλαστικής διατμητικής αντίστασης σχεδιασμού $V_{pl,Rd}$ και όταν η αξονική δύναμη σχεδιασμού N_{sd} δεν υπερβαίνει το μισό της πλαστικής εφελκυστικής αντίστασης του κορμού ή το τέταρτο της πλαστικής εφελκυστικής αντίστασης της διατομής τότε δεν απαιτείται μείωση της πλαστικής καμπτικής αντίστασης της διατομής. Όταν η τέμνουσα σχεδιασμού V_{sd} δεν υπερβαίνει το μισό της πλαστικής διατμητικής αντίστασης σχεδιασμού $V_{pl,Rd}$, δεν απαιτείται μείωση στους συνδυασμούς ροπών και αξονικών δυνάμεων

- Όταν η τέμνουσα σχεδιασμού V_{sd} υπερβαίνει το μισό της πλαστικής διατμητικής αντίστασης σχεδιασμού $V_{pl,Rd}$, η αντίσταση σχεδιασμού της διατομής

για συνδυασμούς ροπής και αξονικής δύναμης θα υπολογίζεται με το μειωμένο όριο διαρροής $(1 - \rho) \cdot f_y$ επί της επιφάνειας διάτμησης της διατομής.

3.15 Αντοχή μελών σε λυγισμό (§ 5.5 EC3)

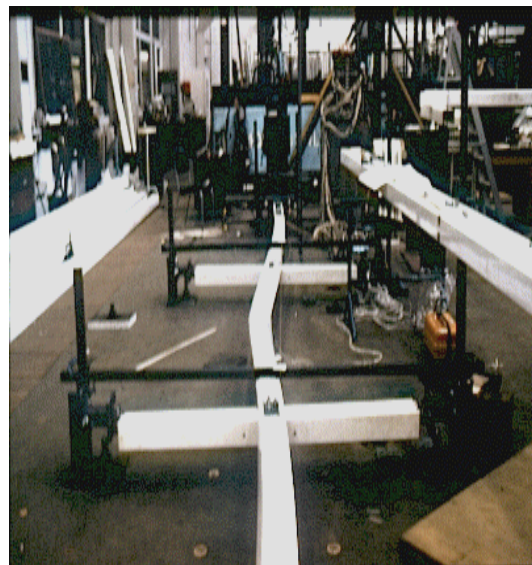
Υπάρχουν διάφορες μορφές ελαστικού λυγισμού μονοδιάστατων ή γραμμικών μελών:

- Καμπτικός λυγισμός / Flexural Buckling (κατά τον οποίο το μέλος εγκαταλείπει την ευθύγραμμη μορφή αξονικής παραμόρφωσης και λαμβάνει μια ελαφρώς καμπυλωμένη μορφή ισορροπίας ως προς εκείνο τον κύριο άξονά του με την μεγαλύτερη λυγηρότητα)
- Στρεπτικός λυγισμός / Torsional Buckling (κατά τον οποίο ο διαμήκης κεντροβαρικός άξονας του μέλους παραμένει ευθύγραμμος)
- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός / Torsional – Flexural Buckling
- Πλευρικός λυγισμός / Lateral Buckling (κατά τον οποίο παρατηρείται κάμψη του μέλους εκτός του επιπέδου φορτίσεώς του με παράλληλη στροφή της διατομής, οι οποίες εκδηλώνονται πριν εξαντληθεί η ελαστική φέρουσα ικανότητα σε κάμψη του μέλους)

Για να καταλάβουμε καλύτερα τη φύση του φαινομένου του καθολικού λυγισμού ευθύγραμμων μελών και τη διαφορά αυτού με τον τοπικό λυγισμό των διατομών, παραθέτουμε το σχήμα 3.10, στο οποίο φαίνεται η αστοχία (με αντισυμμετρική μορφή) συνεχούς υποστυλώματος λόγω καμπτικού λυγισμού (οι ενδιάμεσες πλευρικές εξασφαλίσεις επιβάλλονται στα τρίτα του ύψους του).



(α)



(β)

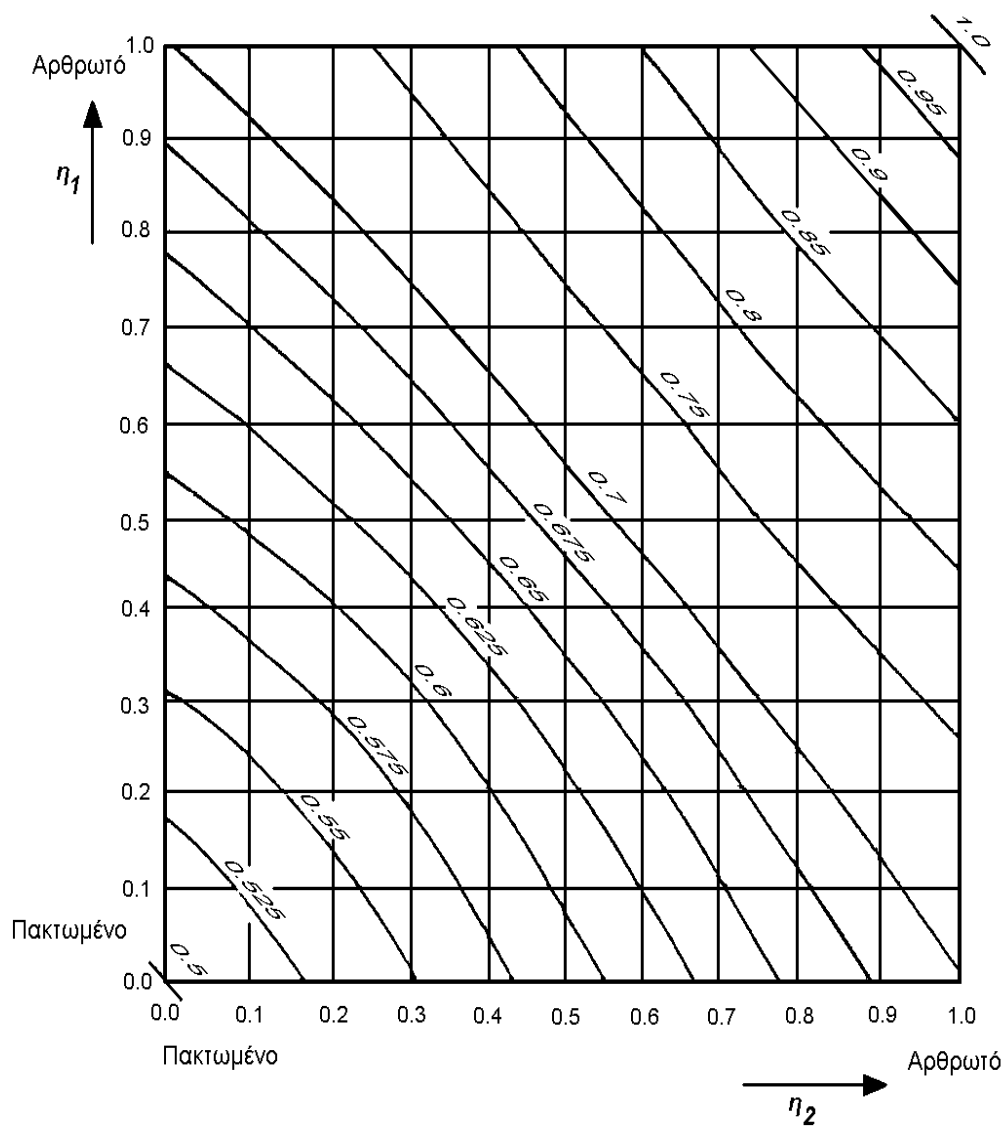
Σχήμα 3.10: Καμπτικός λυγισμός υποστυλώματος, με αντισυμμετρική μορφή, όπως αυτός εκδηλώθηκε σε πείραμα με κατάλληλες διατάξεις επιβολής φορτίων και δεσμεύσεων.

3.16 Μήκος λυγισμού μελών (Παράρτημα Ε, EC3)

Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού l ενός θλιβόμενου μέλους είναι το μήκος ενός κατά τα άλλα όμοιου μέλους με αρθρωτά άκρα (άκρα που εμποδίζονται έναντι πλευρικής μετακίνησης αλλά ελεύθερα να περιστρέφονται στο επίπεδο λυγισμού), που έχει την ίδια αντοχή σε λυγισμό.

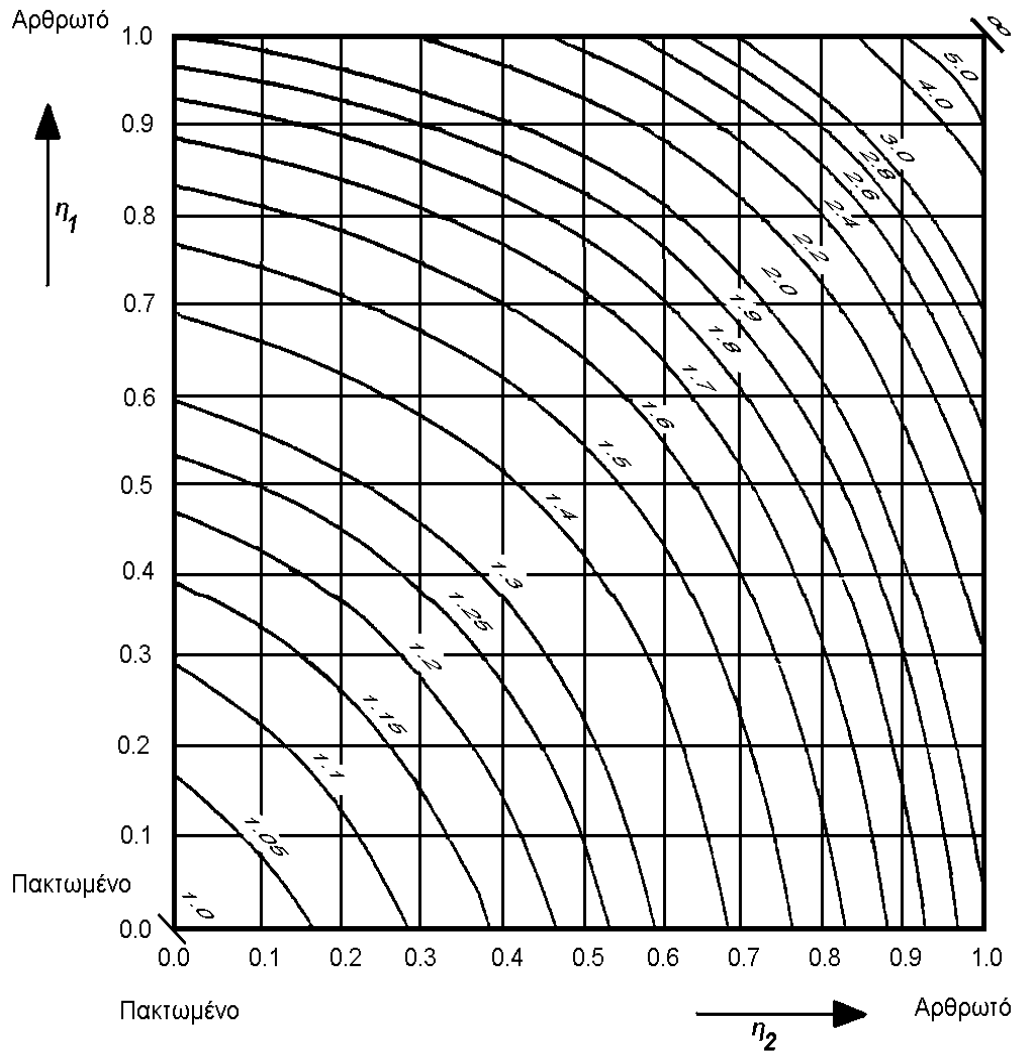
3.17 Μήκος λυγισμού υποστυλωμάτων

Το μήκος λυγισμού l ενός υποστυλώματος με αμετάθετα άκρα μπορεί να λαμβάνεται από το σχήμα 3.11 (σχήμα Ε.2.1. EC3).



Σχήμα 3.11: Λόγος μήκους λυγισμού ℓ/L για υποστυλώματα με αμετάθετα άκρα.

Το μήκος λυγισμού ℓ ενός υποστυλώματος με μεταθετά άκρα μπορεί να λαμβάνεται από το σχήμα 3.12 (σχήμα E.2.2. EC3).



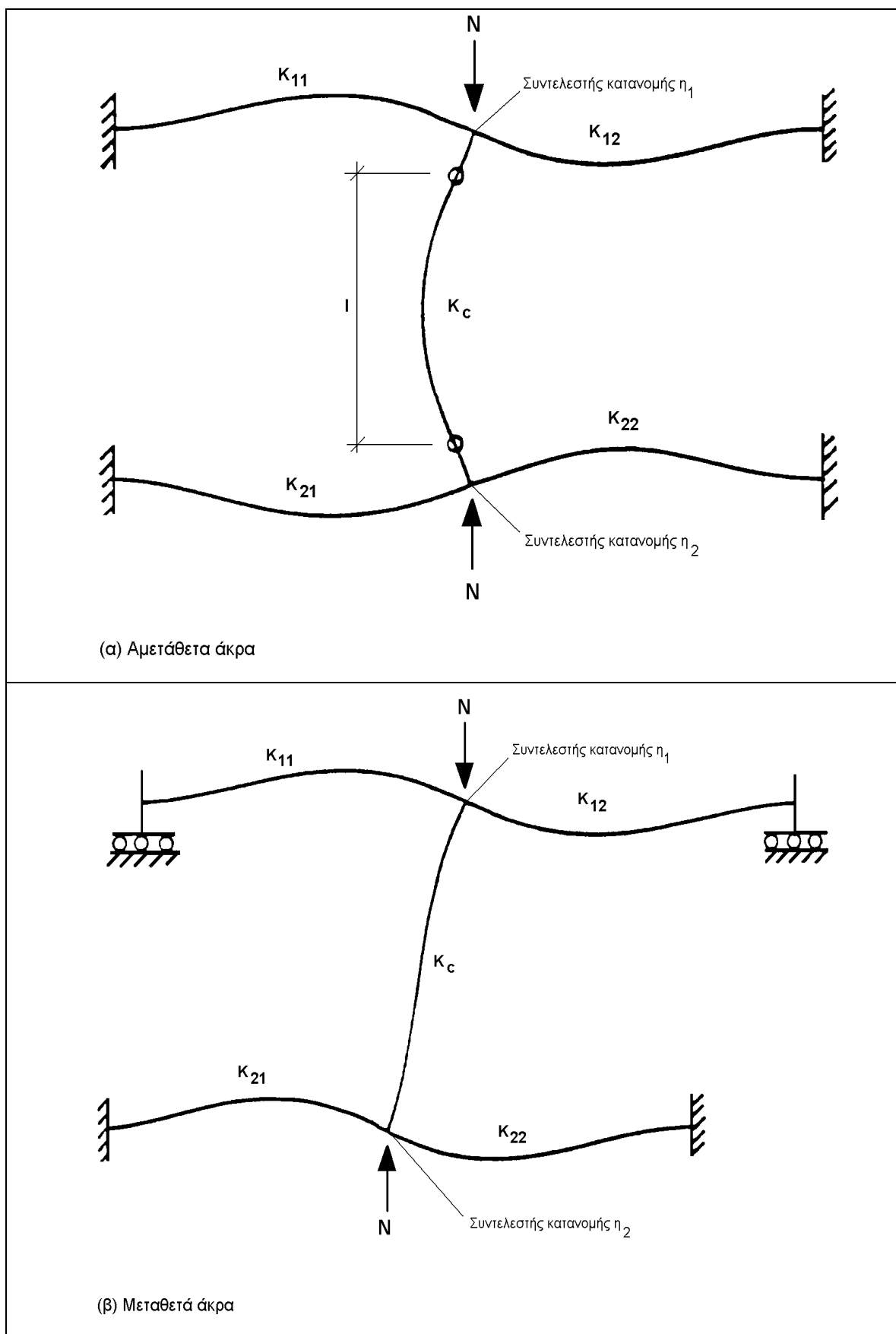
Σχήμα 3.12: Λόγος μήκους λυγισμού l/L για υποστυλώματα με μεταθετά άκρα.

Από τα θεωρητικά μοντέλα που φαίνονται στο σχήμα 3.13 (σχήμα E.2.3. EC3) υπολογίζονται οι συντελεστές κατανομής η_1 και η_2 ως εξής:

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}} \quad (3.53)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c}{K_c + K_{21} + K_{22}} \quad (3.54)$$

όπου: K_c είναι ο συντελεστής ακαμψίας I/L του υποστυλώματος και $K_{11}, K_{12}, K_{21}, K_{22}$ είναι ο συντελεστής ενεργού ακαμψίας της δοκού



Σχήμα 3.13: Συντελεστές κατανομής υποστυλωμάτων.

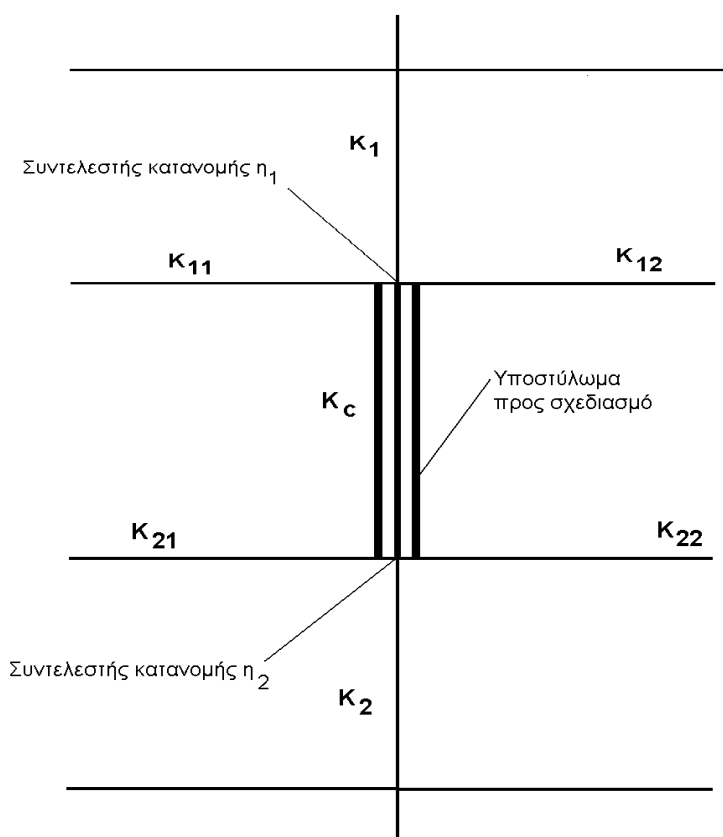
Τα μοντέλα αυτά μπορούν να προσαρμοσθούν για το σχεδιασμό συνεχών υποστυλωμάτων θεωρώντας ότι κάθε τμήμα του υποστυλώματος φορτίζεται με την ίδια τιμή του λόγου (N/N_{cr}) . Στη γενική περίπτωση που το (N/N_{cr}) μεταβάλλεται, οδηγούμαστε σε μια συντηρητική τιμή του l/L για το πλέον κρίσιμο τμήμα του υποστυλώματος.

Για το κάθε τμήμα ενός συνεχούς υποστυλώματος, η παραδοχή που κάναμε πιο πάνω μπορεί να εισαχθεί με χρήση του μοντέλου που φαίνεται στο σχήμα 3.14 (σχήμα E.2.4. EC3) βάσει του μοντέλου αυτού υπολογίζονται οι συντελεστές κατανομής η_1 και η_2 ως εξής:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (3.55)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (3.56)$$

όπου K_1 και K_2 είναι οι συντελεστές ακαμψίας I/L για τα γειτονικά τμήματα του υποστυλώματος.



Σχήμα 3.14: Συντελεστές κατανομής για συνεχή υποστυλώματα.

Όταν οι δοκοί του σχήματος 3.14 δεν υπόκεινται σε αξονικές δυνάμεις, οι συντελεστές ενεργού ακαμψίας αυτών μπορούν να προσδιορίζονται από τον πίνακα (3.6), με την προϋπόθεση ότι οι δοκοί παραμένουν ελαστικές κατά τη δράση των ροπών σχεδιασμού.

Συνθήκες στροφικής δέσμευσης του απομακρυσμένου άκρου της δοκού	Συντελεστής ενεργού ακαμψίας K δοκού
Πάκτωση στο απομακρυσμένο άκρο	1.0 I/L
Άρθρωση στο απομακρυσμένο άκρο	0.75 I/L
Στροφή όπως στο πλησιέστερο άκρο (διπλή καμπυλότητα)	1.5 I/L
Στροφή ίση και αντίθετη προς αυτήν του πλησιέστερου άκρου (απλή καμπυλότητα)	0.5 I/L
Γενική περίπτωση. Στροφή θ_a στο πλησιέστερο άκρο και στροφή θ_b στο απομακρυσμένο άκρο.	$\left(1.0 + 0.5 \frac{\theta_b}{\theta_a}\right) I/L$

Πίνακας 3.6: Συντελεστής ενεργού ακαμψίας δοκού με την προϋπόθεση ότι η δοκός παραμένει ελαστική (Πίνακας E.1, Παράρτημα E, EC3).

Για πλαίσια κτιρίων με δάπεδα από σκυρόδεμα, με την προϋπόθεση ότι το πλαίσιο είναι κανονικής μορφής και η φόρτιση ομοιόμορφη, είναι επαρκώς ακριβές να θεωρούμε ότι οι συντελεστές ενεργού ακαμψίας των δοκών είναι σύμφωνοι με τον πίνακα (3.7).

Συνθήκες φόρτισης δοκού	Αμετάθετα άκρα	Μεταθετά άκρα
Δοκοί που στηρίζουν απευθείας δάπεδα από σκυρόδεμα	1.0I/L	1.0I/L
Δοκοί με άμεσα φορτία	0.75I/L	1.0I/L
Δοκοί μόνο με ροπές στα άκρα	0.5I/L	1.5I/L

Πίνακας 3.7 : Συντελεστές ενεργού ακαμψίας δοκού σε πλαίσιο κτιρίου με δάπεδα από σκυρόδεμα (Πίνακας Ε.2, Παράρτημα Ε, EC 3)

Όπου, για την ίδια περίπτωση φορτίου, η ροπή σχεδιασμού σε κάθε δοκό ξεπερνάει την ελαστική ροπή αντοχής $\left(M_{sd} \geq \frac{w_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right)$, η δοκός θα θεωρείται ότι είναι αμφιαρθρωτή στο σημείο ή στα σημεία που εξετάζονται.

Όταν η δοκός έχει αρθρωτές συνδέσεις, θα θεωρούμε ότι η δοκός είναι αρθρωτή στα υπό εξέταση σημεία, ενώ εάν η δοκός έχει ημιάκαμπτες συνδέσεις, ο συντελεστής ενεργού ακαμψίας θα πρέπει να μειώνεται ανάλογα.

Όταν οι δοκοί του σχήματος 3.12 υπόκεινται σε αξονικά φορτία, οι συντελεστές ενεργού ακαμψίας τους θα προσαρμόζονται ανάλογα. Μπορεί να χρησιμοποιούνται συναρτήσεις ελαστικής ευστάθειας για τον προσδιορισμό των συντελεστών ενεργού ακαμψίας.

Συνθήκες στρωφικής δέσμευσης του απομακρυσμένου άκρου της δοκού	Συντελεστής ενεργού ακαμψίας K δοκού
Πάκτωση στο απομακρυσμένο άκρο	$1.0 \left(1 - 0.4 \frac{N}{N_E} \right) I/L$
Άρθρωση στο απομακρυσμένο άκρο	$0.75 \left(1 - 1.0 \frac{N}{N_E} \right) I/L$
Στρωφή όπως στο πλησιέστερο άκρο (διπλή καμπυλότητα)	$1.5 \left(1 - 0.2 \frac{N}{N_E} \right) I/L$
Στρωφή ίση και αντίθετη προς αυτήν του πλησιέστερου άκρου (απλή καμπυλότητα)	$0.5 \left(1 - 1.0 \frac{N}{N_E} \right) I/L$
όπου: $N_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2}$	

Πίνακας 3.8 :Προσεγγιστικοί τύποι για τους μειωμένους συντελεστές ενεργού ακαμψίας δοκών λόγω αξονικής θλίψης (Πίνακας Ε.3, Παράρτημα Ε, EC3)

Οι ακόλουθες εμπειρικές εκφράσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως συντηρητικές προσεγγίσεις.

- Αμετάθετα άκρα

$$\frac{\ell}{L} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) + 0.055(\eta_1 + \eta_2)^2 \quad (3.57)$$

ή εναλλακτικά

$$\frac{\ell}{L} = \left[\frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \right] \quad (3.58)$$

- Μεταθετά άκρα

$$\frac{\ell}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12\eta_1\eta_2}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6\eta_1\eta_2}} \quad (3.59)$$

3.18 Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό (§ 5.5.1 EC3)

Η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό ενός θλιβόμενου μέλους θα λαμβάνεται ίση με:

$$N_{b,Rd} = \frac{x \cdot \beta_A \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} \quad (3.60)$$

Είναι συντελεστής που εισάγεται για την αποφυγή τοπικού λυγισμού των διατομών του θλιβόμενου μέλους και λαμβάνει τιμές:

- $\beta_A = 1.0$ για κατηγορίες διατομών 1, 2 και 3
- $\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$ για κατηγορία διατομών 4

Είναι ο μειωτικός συντελεστής που εισάγεται για την αποφυγή καθολικού λυγισμού του θλιβόμενου μέλους και οι τιμές του προκύπτουν:

- είτε από τις σχέσεις (3.59) και (3.60)
- είτε από τον πίνακα (3.10)

Για χαλύβδινα μέλη θερμής έλασης με διατομές τις συνήθως χρησιμοποιούμενες για θλιβόμενα μέλη, η αντίστοιχη μορφή λυγισμού είναι ο καμπτικός λυγισμός.

Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να είναι επικρατέστερες μορφές λυγισμού όπως ο στρεπτικός ή ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός.

Για σταθερή αξονική θλίψη σε μέλη με σταθερή διατομή, η τιμή του συντελεστή x για την ανάλογη αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, μπορεί να προσδιορίζεται από τη σχέση (3.61).

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ αλλά πρέπει πάντα } x \leq 1.0 \quad (3.61)$$

όπου:

$$\varphi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (3.62)$$

και α είναι ο συντελεστής ατελειών.

Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί στην ανάλογη καμπύλη λυγισμού θα λαμβάνεται από τον πίνακα (3.9).

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών	0.21	0.34	0.49	0.76

Πίνακας 3.9: Συντελεστές ατελειών.

Η λυγηρότητα λ θα λαμβάνεται ως εξής:

$$\lambda = \frac{\ell}{i} \quad (3.63)$$

όπου i είναι η ακτίνα αδράνειας της διατομής ως προς τον αντίστοιχο άξονα. Η ακτίνα αδράνειας δείχνει το πόσο συγκεντρωμένη είναι η μάζα μιας διατομής γύρω από το κέντρο βάρους της.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (3.64)$$

Η τιμή της αδιάστατης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$ για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \cdot \sqrt{\beta_A} \quad (3.65)$$

που :

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ με } f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$$

και N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

$\bar{\lambda}$	Καμπύλη λυγισμού
-----------------	------------------

	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8937	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

Πίνακας 3.10: Μειωτικοί συντελεστές χ.

Εναλλακτικά, μέλη με σταθερή διατομή μπορούν να ελέγχονται με ανάλυση δεύτερης τάξης. Η ανάλυση δεύτερης τάξης ενός μέλους πρέπει να συμπεριλαμβάνει την αντίστοιχη αρχική καμπυλότητα και αν πρόκειται να ληφθούν υπ' όψη ατέλειες, τότε οι αντοχές των διατομών θα πρέπει να ελέγχονται χρησιμοποιώντας τον συντελεστή ασφαλείας γ_{M1} αντί του γ_{M0} .

Μέλη μεταβλητής διατομής και μέλη με αλλαγές της διατομής κατά μήκος αυτών μπορούν να ελέγχονται με ανάλυση δεύτερης τάξης, όπως περιγράψαμε πιο πάνω.

3.19 Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε καμπτικό λυγισμό (§ 5.5.1.4 EC3)

Για καμπτικό λυγισμό η κατάλληλη καμπύλη θα προσδιορίζεται από τον πίνακα (3.11). Διατομές που δεν περιλαμβάνονται στον πίνακα (3.11) θα πρέπει να κατατάσσονται ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους, τη γεωμετρία τους και τον άξονα λυγισμού.

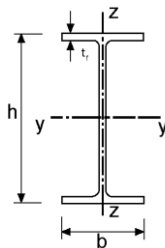
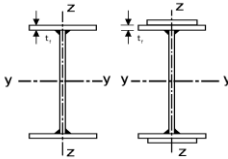
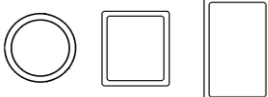
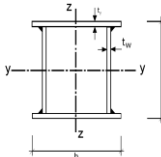

Οι εν ψυχρώ διαμορφωμένες κοίλες διατομές θα ελέγχονται χρησιμοποιώντας:

- τη βασική τάση διαρροής f_{yb} του υλικού του επιπέδου ελάσματος από το οποίο κατασκευάζεται το μέλος εν ψυχρώ, για καμπύλη λυγισμού b ή
- τη μέση τάση διαρροής f_{ya} του μέλους μετά τη εν ψυχρώ διαμόρφωση, για καμπύλη λυγισμού c .

Στο σημείο αυτό αξίζει να αναφέρουμε πως γνωρίζοντας την διατομή ενός μέλους και τη φόρτισή του είναι δυνατό να υποθέσουμε την πιθανή μορφή φαινομένων αστάθειας (λυγισμού) που θα αναπτύξει. Για παράδειγμα, οι υψίκορμες δοκοί (από τις πρότυπες κυρίως οι δοκοί IPE) τείνουν να αστοχήσουν με τη μορφή πλευρικού λυγισμού, για τον οποίο γίνεται αναφορά στην παράγραφο 12.12.5. Αντίθετα, μια όχι τόσο υψίκορμη δοκός θα 'προτιμήσει' να αστοχήσει από καμπτικό λυγισμό (αρχικά) και κατόπιν από πλευρικό.

Γενικά όταν ο λόγος $\frac{I_y}{I_z} \uparrow$, η πλέον πιθανή μορφή εμφάνισης φαινομένου αστάθειας είναι ο πλευρικός λυγισμός.

Για παράδειγμα, αμφιέριστη δοκός, διατομής HEB, που καταπονείται ταυτόχρονα από ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο και θλιπτικό φορτίο, θα ελεγχθεί αρχικά έναντι καμπτικού λυγισμού και στη συνέχεια έναντι πλευρικού, εφόσον ο πρώτος έλεγχος ικανοποιηθεί.

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί άξονα	Καμπύλη λυγισμού
Πρότυπες διατομές 	$h/b > 1.2 :$ $t_f \leq 40\text{mm}$ $40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	a b
	$h/b < 1.2 :$ $t_f \leq 100\text{mm}$ $t_f > 100\text{mm}$	y-y z-z	b c
		y-y z-z	d d
Συγκολλητές διατομές I 	$t_f \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 40\text{mm}$	y-y z-z	c d
Κοίλες διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Οποιονδήποτε	a
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση f_{yb}	Οποιονδήποτε	b
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση f_{ya}	Οποιονδήποτε	c
Συγκολλητές κιβωτοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Οποιονδήποτε	d
	Μεγάλα πάχη ραφής $\frac{b}{t_f} < 30$ $\frac{h}{t_w} < 30$	y-y z-z	c c
U – L – T και συμπαγείς διατομές 		Οποιαδήποτε	c

Πίνακας 3.11:Επιλογή καμπύλης λυγισμού

3.20 Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε πλευρικό λυγισμό (§ 5.5.2 EC3)

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού μη εξασφαλισμένης πλευρικά θα υπολογίζεται από τη σχέση (3.64).

$$M_{b,Rd} = \frac{x_{LT} \cdot \beta_w \cdot w_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.66)$$

$$\beta_w = 1.0 \text{ για κατηγορία διατομών 1 ή 2}$$

που:

$$\beta_w = \frac{w_{el,y}}{w_{pl,y}} \text{ για κατηγορία διατομών 3}$$

$$\beta_w = \frac{w_{eff,y}}{w_{pl,y}} \text{ για κατηγορία διατομών 4}$$

και x_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό.

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ αλλά πρέπει πάντα } x_{LT} \leq 1.0 \quad (3.67)$$

όπου:

$$\phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (3.68)$$

Οι τιμές του συντελεστή ατελειών α_{LT} για πλευρικό λυγισμό θα λαμβάνονται ως εξής:

- $\alpha_{LT} = 0.21$ για ελατές διατομές
- $\alpha_{LT} = 0.49$ για συγκολλητές διατομές.

Τιμές του μειωτικού συντελεστή x_{LT} για την ανάλογη αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$ μπορούν να λαμβάνονται από τον πίνακα (3.10) με $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT}$ και $x = x_{LT}$, χρησιμοποιώντας:

- για ελατές διατομές: καμπύλη λυγισμού a ($\alpha=0.21$)
- για συγκολλητές διατομές: καμπύλη λυγισμού c ($\alpha=0.49$)

Η τιμή του συντελεστή αδιάστατης λυγηρότητας $\bar{\lambda}_{LT}$ προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot w_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_w} \quad (3.69)$$

που: $\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ με } f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$$

και M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή σε πλευρικό λυγισμό.

Ευνόητο είναι πως μία δοκός πλήρως πλευρικά εξασφαλισμένη δε χρήζει ελέγχου για πλευρικό λυγισμό.

Τέλος, όταν η αδιάστατη λυγηρότητα μίας δοκού είναι μικρότερη από 0.4 ($\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$) δεν είναι αναγκαία καμία πρόβλεψη για πλευρικό λυγισμό.

3.21 Αντοχή μέλους σε κάμψη και αξονική θλίψη (§ 5.5.4 EC3)

Μέλη με διατομές κατηγορίας 1 και 2 που υπόκεινται σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής θλίψης πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{M1} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{\gamma_{M1} \cdot w_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{\gamma_{M1} \cdot w_{pl,z} \cdot f_y} \leq 1.0 \quad (3.70)$$

όπου:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{x_y \cdot A \cdot f_y}, \text{ αλλά πρέπει πάντα } k_y \leq 1.50 \quad (3.71)$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot f_y}, \text{ αλλά πρέπει πάντα } k_z \leq 1.50 \quad (3.72)$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \left(\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right), \text{ αλλά πρέπει πάντα } \mu_y \leq 0.90 \quad (3.73)$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{w_{pl,z} - w_{el,z}}{w_{el,z}} \right), \text{ αλλά πρέπει πάντα } \mu_z \leq 0.90 \quad (3.74)$$

Και τέλος το x_{\min} είναι ίσο με $\min \{ x_y, x_z \}$,

όπου x_y και x_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές από την παράγραφο 3.3 για τους άξονες y-y και z-z αντίστοιχα, ενώ β_{My} και β_{Mz} είναι οι συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για καμπτικό λυγισμό, οι οποίοι υπολογίζονται από τον πίνακα (3.12) σύμφωνα με τη μορφή του διαγράμματος ροπών μεταξύ των σημείων πλευρικής στήριξης ως εξής:

Συντελεστής	Ροπή ως προς άξονα	Σημεία στήριξης κατά τη διεύθυνση
β_{My}	y-y	z-z
β_{Mz}	z-z	y-y

Μέλη με διατομές κατηγορίας 1 και 2 για τα οποία ο πλευρικός λυγισμός είναι πιθανή μορφή αστοχίας, πρέπει επίσης να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\frac{N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{x_{LT} \cdot w_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{w_{pl,z} \cdot f_y} \leq 1.0. \quad (3.75)$$

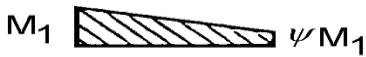
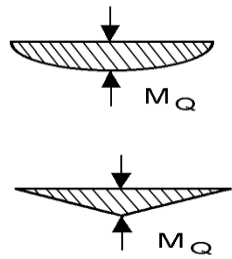
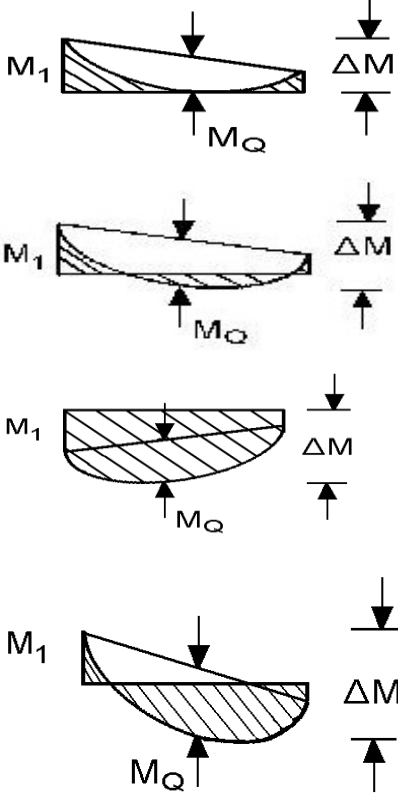
όπου:

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot f_y}, \text{ αλλά πρέπει πάντα } k_{LT} \leq 1.0 \quad (3.76)$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15, \text{ αλλά πρέπει πάντα } \mu_{LT} \leq 0.90 \quad (3.77)$$

Ο $\beta_{M,LT}$ είναι ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για πλευρικό λυγισμό, που υπολογίζεται από τον πίνακα.

Συντελεστής	Ροπή ως προς άξονα	Σημεία στήριξης κατά τη διεύθυνση
$\beta_{M,LT}$	y-y	y-y

<p>Ροπές άκρων</p>  <p>M_1 ψM_1</p> <p>$-1.0 \leq \psi \leq +1.0$</p>	<p>$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7 \psi$</p>
<p>Ροπές λόγω εγκάρσιας φόρτισης</p>  <p>M_Q</p> <p>M_Q</p>	<p>$\beta_{M,Q} = 1.3$</p> <p>$\beta_{M,Q} = 1.4$</p>
<p>Ροπές λόγω συνδυασμού των προηγούμενων περιπτώσεων</p>  <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p>	<p>$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} \cdot (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$</p> <p>Μόνο λόγω της εγκάρσιας φόρτισης</p> <p>$M_Q = \max M$</p> <p>Για ομόσημο διάγραμμα ροπών</p> <p>$\Delta M = \max M$</p> <p>Για διάγραμμα ροπών με αλλαγή προσήμου</p> <p>$\Delta M = \max M + \min M$</p>

Πίνακας 3.12: Συντελεστής ομοιόμορφης ισοδύναμης ροπής β_M .

Μέλη με διατομές κατηγορίας 3 που υπόκεινται σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής θλίψης πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\frac{N_{sd}}{x_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{w_{el,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{w_{el,z} \cdot f_y} \leq 1.0 \quad (3.78)$$

$\gamma_{M1} \quad \gamma_{M1} \quad \gamma_{M1}$

όπου:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{x_y \cdot A \cdot f_y}, \text{ αλλά πρέπει πάντα } k_y \leq 1.50 \quad (3.79)$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2 \cdot \beta_{My} - 4), \text{ αλλά πρέπει πάντα } \mu_y \leq 0.90 \quad (3.80)$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot f_y}, \text{ αλλά πρέπει πάντα } k_z \leq 1.50 \quad (3.81)$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4), \text{ αλλά πρέπει πάντα } \mu_z \leq 0.90 \quad (3.82)$$

Μέλη με διατομές κατηγορίας 3 για τα οποία ο πλευρικός λυγισμός είναι πιθανή μορφή αστοχίας πρέπει επίσης να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\frac{N_{sd}}{x_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{x_{LT} \cdot w_{el,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{w_{el,z} \cdot f_y} \leq 1.0 \quad (3.83)$$

$\gamma_{M1} \quad \gamma_{M1} \quad \gamma_{M1}$

Μέλη με διατομές κατηγορίας 4 που υπόκεινται σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής θλίψης πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\frac{N_{sd}}{x_{\min} \cdot A_{\text{eff}} \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd} + N_{sd} \cdot e_{N,y}}{w_{\text{eff},y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd} + N_{sd} \cdot e_{N,z}}{w_{\text{eff},z} \cdot f_y} \leq 1.0 \quad (3.84)$$

$\gamma_{M1} \quad \gamma_{M1} \quad \gamma_{M1}$

είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής όταν υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη

είναι η ενεργός ροπή αντιστάσεως της διατομής όταν υπόκειται σε κάμψη περί τον αντίστοιχο άξονα

είναι η μετατόπιση του σχετικού κεντροβαρικού άξονα όταν η διατομή υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη

Μέλη με διατομές κατηγορίας 4 για τα οποία ο πλευρικός λυγισμός είναι πιθανή μορφή αστοχίας πρέπει επίσης να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{M1} \cdot x_z \cdot A_{eff} \cdot f_y} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd} + N_{sd} \cdot e_{N,y}}{\gamma_{M1} \cdot x_{LT} \cdot w_{eff,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd} + N_{sd} \cdot e_{N,z}}{\gamma_{M1} \cdot w_{eff,z} \cdot f_y} \leq 1.0 \quad (3.85)$$

3.22 Κρίσιμη ελαστική ροπή μέλους M_{cr}

Η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού μίας δοκού σταθερής διατομής με ίσα πέλματα και συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, στην οποία τα φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της και υπόκειται σε ομοιόμορφη (καθαρή) κάμψη, δίνεται από τη σχέση (12.84).

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \quad (3.86)$$

όπου:

- E μέτρο ελαστικότητας
- I_z είναι η σταθερά στρέψης
- I_w είναι η σταθερά στρέβλωσης
- I_t είναι η ροπή αδράνειας κατά τον ασθενή άξονα της διατομής
- L είναι το μήκος της δοκού μεταξύ των σημείων πλευρικής εξασφάλισης
- ν είναι ο λόγος Poisson για το υλικό
- $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ είναι μέτρο στρέψης

Οι συνηθισμένες στρεπτικές συνθήκες στήριξης σε κάθε άκρο είναι:

- εξασφάλιση έναντι πλευρικής μετακίνησης
- εξασφάλιση έναντι στροφής περί το διαμήκη άξονα της δοκού
- ελευθερία στροφής μέσα στο οριζόντιο επίπεδο

Στην περίπτωση μίας δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενης περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από τη εξίσωση (η οποία εκφράζει τη γενική περίπτωση):

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right] \quad (3.87)$$

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

k και k_w είναι συντελεστές ενεργού μήκους πλευρικού λυγισμού

$z_g = z_a - z_s$ η απόσταση μεταξύ του κέντρου βάρους και του κέντρου διάτμησης

z_a τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου και

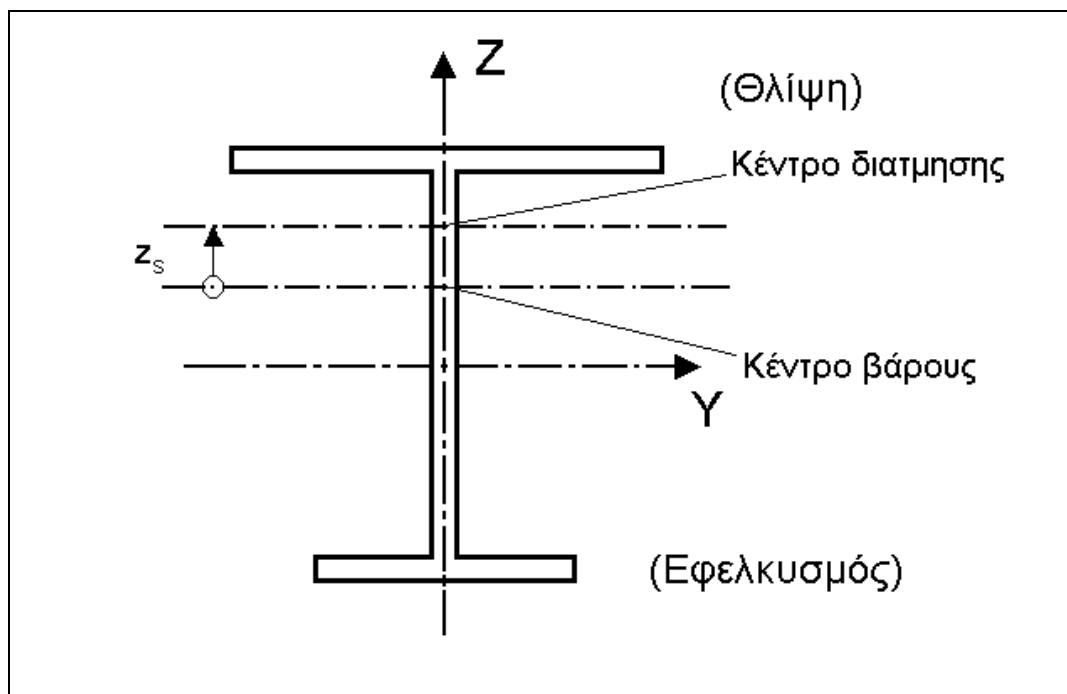
z_s τεταγμένη του κέντρου διάτμησης

- Η σύμβαση σημάνσεως για το z_j , (βλέπε σχήμα 3.15), είναι η ακόλουθη:
- είναι θετικό για το θλιβόμενο πέλμα και
- είναι θετικό όταν το πέλμα με τη μεγαλύτερη τιμή της I_z καταπονείται σε θλίψη στη θέση της μέγιστης ροπής.

- Η σύμβαση σημάνσεως για το z_g είναι η ακόλουθη:

- για τα φορτία βαρύτητας, το z_g είναι θετικό όταν τα φορτία αυτά εφαρμόζονται ψηλότερα από το κέντρο διάτμησης με κατεύθυνση προς αυτό, ενώ

- στη γενική περίπτωση το z_g είναι θετικό όταν τα φορτία δρουν προς το κέντρο διάτμησης με αφετηρία το σημείο εφαρμογής τους

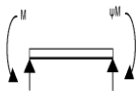
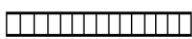


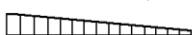







Σχήμα 3.15: Σύμβαση σημάνσεως για τον προσδιορισμό του z_j και z_g

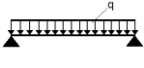

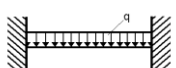



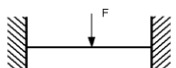
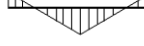
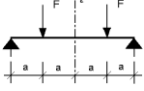

Οι συντελεστές ενεργού μήκους k και k_w μεταβάλλονται ως εξής:

- για πλήρη πάκτωση λαμβάνουν τιμή 0.5
- για απλές στηρίξεις λαμβάνουν τιμή 1.0
- ενώ για περιπτώσεις που έχουμε το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο λαμβάνουν τιμή 0.7

Ο συντελεστής k αφορά τη στρόφη του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο και είναι ανάλογος του λόγου ℓ/L ενός θλιβόμενου στοιχείου. Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου. Το k_w θα λαμβάνεται ίσο προς 1.0 εκτός και εάν έχουμε λάβει ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης. Οι τιμές των συντελεστών C_1, C_2 και C_3 δίνονται στους πίνακες (3.13) και (3.14) για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης, όπως δείχνει και η μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων και για τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή k .

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του	Συντελεστές		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi=+1$ 	1.0	1.000	-	1.000
		0.7	1.000	-	1.113
		0.5	1.000	-	1.114
	$\psi=+3/4$ 	1.0	1.141	-	0.998
		0.7	1.270	-	1.565
		0.5	1.305	-	2.283
	$\psi=+1/2$ 	1.0	1.323	-	0.992
		0.7	1.473	-	1.556
		0.5	1.514	-	2.271
	$\psi=+1/4$ 	1.0	1.563	-	0.977
		0.7	1.739	-	1.531
		0.5	1.788	-	2.235
	$\psi=+0$ 	1.0	1.879	-	0.931
		0.7	2.092	-	1.473
		0.5	2.150	-	2.150
	$\psi=-1/4$ 	1.0	2.281	-	0.855
		0.7	2.538	-	1.340
		0.5	2.609	-	1.975
	$\psi=-1/2$ 	1.0	2.704	-	0.676
		0.7	3.009	-	1.059
		0.5	3.093	-	1.546
	$\psi=-3/4$ 	1.0	2.927	-	0.366
		0.7	3.258	-	0.575
		0.5	3.348	-	0.837
$\psi=-1.0$ 	1.0	2.752	-	0.000	
	0.7	3.063	-	0.000	
	0.5	3.149	-	0.000	

Πίνακας 3..13 :Συντελεστές C_1 , C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k σε περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές (και για $k_w = 1.0$).

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C ₁	C ₂	C ₃
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
		0.5	1.070	0.432	3.050
		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
		0.5	1.010	0.410	1.890

Πίνακας 3.14 : Συντελεστές C₁, C₂ και C₃ για διάφορες τιμές του k σε περίπτωση φόρτισης μόνο με εγκάρσια φορτία (και για k_w = 1.0).

Για περιπτώσεις που το k=1.0 η τιμή του C₁ συναρτήσει του λόγου των ακραίων ροπών, όπως αυτός που φαίνεται στον πίνακα (3.14), δίνεται προσεγγιστικά από την εξίσωση (3.88).

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi - 0.52 \cdot \psi^2, \text{ αλλά πρέπει πάντα } C_1 \leq 2.70 \quad (3.88)$$

Για δοκούς σταθερής διατομής και διπλής συμμετρίας ισχύουν:

- επειδή για διατομές διπλής συμμετρίας ισχύει πως $z_j = 0$, από την εξίσωση (3.87) προκύπτει:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right] \quad (3.89)$$

• στην περίπτωση φορτίσεως μόνο με ακραίες ροπές ισχύει πως $C_2 = 0$ και στην περίπτωση φόρτισης με εγκάρσια φορτία που εφαρμόζονται στο κέντρο διάτμησης ισχύει πως $z_g = 0$. Σ' αυτές τις δύο περιπτώσεις από την εξίσωση (12.89) προκύπτει:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \quad (3.90)$$

• όταν $k = k_w = 1.0$ (όχι πάκτωση στα άκρα) τότε από την εξίσωση (3.89) προκύπτει:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \quad (3.91)$$

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή z_j μπορούμε να ακολουθήσουμε τις ακόλουθες προσεγγίσεις:

$$\bullet \quad \text{αν } \beta_f > 0.5 \text{ τότε } z_j = 0.8 \cdot \frac{(2 \cdot \beta_f - 1) \cdot h_s}{2} \quad (3.92)$$

$$\bullet \quad \text{αν } \beta_f < 0.5 \text{ τότε } z_j = 1.0 \cdot \frac{(2 \cdot \beta_f - 1) \cdot h_s}{2} \quad (3.93)$$

Για διατομή διπλού ταυ με άνισα πέλματα ισχύει:

$$I_w = \beta_f \cdot (1 - \beta_f) \cdot I_z \cdot h_s^2 \quad (3.94)$$

που: $\beta_f = \frac{I_{fo}}{I_{ft}}$

I_{fo} είναι η ροπή αδρανείας του θλιβόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα αδράνειας της διατομής

I_{ft} είναι η ροπή αδρανείας του εφελκόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα αδράνειας της διατομής

h_s η απόσταση μεταξύ των κέντρων διάτμησης των πελμάτων

Για τις διατομές εκείνες που το θλιβόμενο πέλμα τους έχει εγκάρσια γυρίσματα στα άκρα του ισχύει:

$$z_j = 0.8 \cdot \frac{(2 \cdot \beta_f - 1) \cdot (1 + \frac{h_L}{h}) \cdot h_s}{2}, \text{ εάν } \beta_f > 0.5 \quad (3.95)$$

$$z_j = 1.0 \cdot \frac{(2 \cdot \beta_f - 1) \cdot (1 + \frac{h_L}{h}) \cdot h_s}{2}, \text{ εάν } \beta_f < 0.5 \quad (3.96)$$

όπου h_L είναι το ύψος των εγκάρσιων γυρισμάτων.

3.23 Ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$ (για τον έλεγχο πλευρικού λυγισμού)

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$ για τον πλευρικό λυγισμό δίνεται από την εξίσωση:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w} \quad (3.97)$$

που: είναι γεωμετρική λυγηρότητα για τον πλευρικό λυγισμό, η οποία δίνεται για όλες τις κατηγορίες διατομών από την εξίσωση (3.98). Στις σχέσεις (3.101) έως και (3.120) δίνονται εναλλακτικοί τρόποι υπολογισμού της γεωμετρικής λυγηρότητας, για διάφορες περιπτώσεις διατομών, στις οποίες δεν απαιτείται ο υπολογισμός της ελαστικής κρίσιμης ροπής (M_{cr}).

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{E \cdot \pi^2 \cdot w_{pl,y}}{M_{cr}}} \quad (3.98)$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad (3.99)$$

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ με $f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$ και
- $\beta_w = 1.0$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $\beta_w = \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ για διατομές κατηγορίας 3
- $\beta_w = \frac{W_{eff,y}}{W_{pl,y}}$ για διατομές κατηγορίας 4

Η σχέση (3.97), βάσει των σχέσεων (3.98) και (3.99) παίρνει τη μορφή:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\sqrt{\frac{E \cdot \pi^2 \cdot W_{pl,y}}{M_{cr}}}}{\sqrt{\frac{E}{f_y}}} \cdot \sqrt{\beta_w} = \sqrt{\frac{W_{pl}}{M_{cr}}} \cdot f_y \cdot \sqrt{\beta_w} = \sqrt{\beta_w \cdot \frac{W_{pl}}{M_{cr}}} \cdot f_y \quad (3.100)$$

3.24: Έλεγχοι διατομών

Με βάση τα παραπάνω γίνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με όσα ειπώθηκαν στη παράγραφο 3.1 για το συγκεκριμένο κτίριο.

TRUSS 1

ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ

Έλεγχος Κύριας Δοκού HEB360

$h = 360 \text{ mm}$	$I_y = 43190 \text{ cm}^4$	$I_t = 293 \text{ cm}^4$
$b = 300 \text{ mm}$	$I_z = 10140 \text{ cm}^4$	$I_w = 2883000 \text{ cm}^6$
$t_w = 12,5 \text{ mm}$	$W_{el,y} = 2400 \text{ cm}^3$	$W_{pl,y} = 2683 \text{ cm}^3$
$t_f = 22,5 \text{ mm}$	$W_{el,z} = 676 \text{ cm}^3$	$W_{pl,z} = 1014 \text{ cm}^3$
$h-2c = 261 \text{ mm}$	$i_y = 15,5 \text{ cm}$	
$A = 181 \text{ cm}^2$	$i_z = 7,49 \text{ cm}$	

$$A_y = 135 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 46,8 \text{ cm}^2$$

Κατάταξη Διατομής

κορμός

$$\frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{22,5} = 6,67 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y-y' \Rightarrow \text{καμπύλη}$$

λυγισμού “b”

⇒

$$t_f = 22,5 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z-z' \Rightarrow \text{καμπύλη}$$

λυγισμού “c”

Ράβδος 1750, x = 0,000 (Φόρτιση 53)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Y,sd} = 1,68 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{135 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1665,13 \text{ kN} > V_{Y,sd} = 1,68 \text{ kN}$$

Ράβδος 1840, x = 0,000 (Φόρτιση 55)**A) Έλεγχος σε τέμνουσα**

$$V_{z,sd} = 736,81 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{46,8 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 577,25 \text{ kN} > V_{z,sd} = 736,81 \text{ kN}$$

B) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -46,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -558,50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = -0,57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,91 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$, θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 2235,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,99 \leq 1,00$$

Ράβδος 1238 x = 0,000 (Φόρτιση 52)**A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη**

$$N_{sd} = -177,9 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = -43,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Sd} = -0,83 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,14 \leq 1,00$$

Ράβδος 1747 x = 0,000 (Φόρτιση 54)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{Sd} = -2,5 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = -130,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Sd} = -4,28 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,23 \leq 1,00$$

Ράβδος 1840, x = 0,000 (Φόρτιση 52)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{Sd} = -46,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = -558,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Sd} = -0,57 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,97 \leq 1,00$$

B) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$, θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 2134,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,99 \leq 1,00$$

ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ

Έλεγχος Δευτερεύουσας Δοκού ΗΕΒ240

$h = 240 \text{ mm}$	$I_y = 11260 \text{ cm}^4$	$I_t = 103 \text{ cm}^4$
$b = 240 \text{ mm}$	$I_z = 3920 \text{ cm}^4$	$I_w = 486900 \text{ cm}^6$
$t_w = 10,0 \text{ mm}$	$W_{el,y} = 938 \text{ cm}^3$	$W_{pl,y} = 1053 \text{ cm}^3$
$t_f = 17,0 \text{ mm}$	$W_{el,z} = 327 \text{ cm}^3$	$W_{pl,z} = 490,5 \text{ cm}^3$
$h-2c = 164 \text{ mm}$	$i_y = 10,3 \text{ cm}$	
$A = 106 \text{ cm}^2$	$i_z = 6,08 \text{ cm}$	
$A_y = 81,6 \text{ cm}^2$		
$A_z = 24,96 \text{ cm}^2$		

Κατάταξη Διατομής

κορμός

$$\frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{164}{10} = 26,40 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{120}{17} = 7,06 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{240} = 1 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y-y' \Rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

⇒

$$t_f = 17\text{mm} \leq 40\text{mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z-z' \Rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

Ράβδος 1209, x = 0,000 (Φόρτιση 53)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Y,sd} = 1,80\text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,Y,Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{81,6 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1006,8\text{ kN} > V_{z,sd} = 1,8\text{ kN}$$

Ράβδος 1510, x = 0,000 (Φόρτιση 55)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Z,sd} = 97,36\text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,Z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{24,96 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 409,9\text{ kN} > V_{z,sd} = 97,36\text{ kN}$$

Ράβδος 1510, x = 0,000 (Φόρτιση 54)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -16,6\text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -145,14\text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = -2,00\text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,64 \leq 1,00$$

Ράβδος 1718, x = 5,000 (Φόρτιση 62)

Α) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -12 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -84,89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = -3,85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,39 \leq 1,00$$

Ράβδος 1727, x = 0,000 (Φόρτιση 52)

Α) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -131,6 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -120,80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = -2,23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,65 \leq 1,00$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ**Έλεγχος Υποστυλώματος ΗΕΒ300**

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$I_y = 25170 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 186 \text{ cm}^4$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$I_z = 8560 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 1688000 \text{ cm}^6$$

$$t_w = 11,0 \text{ mm}$$

$$W_{el,y} = 1680 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 1869 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 19,0 \text{ mm}$$

$$W_{el,z} = 571 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 856,5 \text{ cm}^3$$

$$h-2c = 208 \text{ mm}$$

$$i_y = 13,0 \text{ cm}$$

$$A = 149 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 7,58 \text{ cm}$$

$$A_y = 114 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 34,32 \text{ cm}^2$$

Κατάταξη Διατομής

κορμός

$$\frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{208}{11} = 18,91 \leq 33\varepsilon = 33$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

πέλμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7,89 \leq 10\varepsilon = 10$$

Καμπύλες λυγισμού

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

\Rightarrow

$$t_f = 19 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z-z' \Rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

Εύρεση Ακαμψίας Υποστυλώματος 1765

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

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

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$L_2 = 400 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 500 \text{ cm} = L_{21}$$

$$L_{12} = 300 \text{ cm} = L_{22}$$

$$I_c = I_1 = I_2 = 25170 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = I_{21} = I_{12} = I_{22} = 43190 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{300}\right) \cdot 0,75} = 0,5$$

$$n_2 = \frac{K_2 + K_c}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{400}\right) \cdot 0,75} = 0,51$$

Η τιμή του k_y χρησιμοποιώντας την προσεγγιστική σχέση του Παραρτήματος Ε του EC3 είναι:

$$\begin{aligned} k_y &= 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2 \\ &= 0,5 + 0,14(0,53 + 0,51) + 0,055(0,53 + 0,51)^2 \Rightarrow k_y = 0,71 \end{aligned}$$

$k_z = 1,00$ (θεωρούμε ότι το υποστύλωμα είναι αμφιαρθρωτό κατά τον ασθενή άξονα)

Ράβδος 1765, x = 0,000 (Φόρτιση 53)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{y, sd} = 120,5 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl, Y, Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{114 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1401,29 \text{ kN} > V_{z, sd} = 120,5 \text{ kN}$$

B) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -568,1 \text{ kN}$$

$$M_{y, sd} = -10,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z, sd} = 128,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,25 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 0,50$, θεωρούμε πακτωμένα και τα δυο άκρα του υποστυλώματος

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1229,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,24 \leq 1,00$$

Ράβδος 1765, x = 0,000 (Φόρτιση 56)

Α) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,sd} = 120,5 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{34,32 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 421,86 \text{ kN} > V_{z,sd} = 120,5 \text{ kN}$$

Β) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -48,7 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -136,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Sd} = -35,37 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,36 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 0,50$, θεωρούμε πακτωμένα και τα δυο άκρα του υποστυλώματος

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1329,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,38 \leq 1,00$$

Εύρεση Ακαμψίας Υποστυλώματος 1166

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

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

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$L_2 = 400 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 500 \text{ cm} = L_{21}$$

$$L_{12} = 300 \text{ cm} = L_{22}$$

$$I_c = I_1 = I_2 = 25170 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = I_{21} = I_{12} = I_{22} = 43190 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{300}\right) \cdot 0,75} = 0,53$$

Β) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{Sd} = -3397,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = -38,71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Sd} = -40,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,71 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 0,50$, θεωρούμε πακτωμένα και τα δυο άκρα του υποστυλώματος

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1765,56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} =$$

$$n_z = \frac{K_2 + K_c}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{400}\right) \cdot 0,75} = 0,51$$

Η τιμή του k_y χρησιμοποιώντας την προσεγγιστική σχέση του Παραρτήματος Ε του EC3 είναι:

$$\begin{aligned} k_y &= 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2 \\ &= 0,5 + 0,14(0,53 + 0,51) + 0,055(0,53 + 0,51)^2 \Rightarrow k_y = 0,71 \end{aligned}$$

$k_z = 1,00$ (θεωρούμε ότι το υποστύλωμα είναι αμφιαρθρωτό κατά τον ασθενή άξονα)

Έλεγχος Διαγώνιων Στοιχείων Κατακόρυφων Συνδέσμων Ακαμψίας

SH 180 180 6,3

$$D = 180 \text{ mm}$$

$$I_z = I_y = 2186 \text{ cm}^4$$

$$t = 6,3 \text{ mm}$$

$$i = 7,08 \text{ cm}$$

$$A = 43,6 \text{ cm}^2$$

$$l = 6,57 \text{ m}$$

Κατάταξη Διατομής

κορμός

$$d = h - 3t = 180 - 3 \cdot 6,3 = 161,1$$

$$\frac{d}{t} = \frac{161,1}{6,3} = 25,57 \leq 33\varepsilon$$

Κατηγορία 1

πέλμα

$$\frac{(b - 3t)}{t} = \frac{(180 - 3 \cdot 6,3)}{6,3} = 25,57 \leq 42\varepsilon = 42$$

Κατηγορία 1

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Ράβδος 2149 (Φόρτιση 64)

A) Έλεγχος σε λυγισμό

$$N_{sd} = -1167,5 \text{ kN}$$

$k_y = 1,00$ (ράβδος αμφιαρθρωτή)

$$\bar{\lambda}_y = 1,05$$

Καμπύλη “α” (για κοίλες διατομές “εν θερμώ”) : $\chi = 0,6800$

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{0,68 \cdot 43,6 \cdot 23,5}{1,1} = 634,07 \text{ kN} < N_{Sd} = 1167 \text{ kN} \quad \text{άρα ο}$$

έλεγχος δεν ικανοποιείται

Ράβδος 2149 (Φόρτιση 63)

A) Έλεγχος σε εφελκυσμό

$$N_{Sd} = 1026 \text{ kN}$$

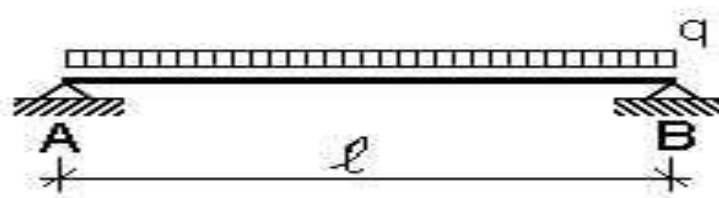
$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{43,6 \cdot 23,5}{1,1} = 931,45 \text{ kN} < N_{Sd} = 1026 \text{ kN} \quad \text{άρα ο έλεγχος δεν}$$

ικανοποιείται

Έτσι δοκιμάζουμε μια διατομή μεγαλύτερη και με δοκιμές καταλήγουμε στην HEB260. Έτσι έχουμε για τη ράβδο 2149 (Φόρτιση 64) $N_{Sd} = -1167,5 < 1279 \text{ kN}$ και για τη ράβδο 2149 (Φόρτιση 63) $N_{Sd} = 1026 < 2106,82 \text{ kN}$

Έλεγχος Διαδοκίδας IPE240

Ελέγχουμε τις διαδοκίδες του Εμπορικού Κέντρου ως δυσμενέστερες όσον αφορά το μήκος για την ίδια φόρτιση.



$$h = 240 \text{ mm}$$

$$I_y = 3890 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 12,9 \text{ cm}^4$$

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$I_z = 284 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 37390 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 6,2 \text{ mm}$$

$$W_{el,y} = 324 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 367 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 9,8 \text{ mm}$$

$$W_{el,z} = 47,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 70,95 \text{ cm}^3$$

$$h-2c = 190 \text{ mm}$$

$$i_y = 9,97 \text{ cm}$$

$$A = 39,1 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 2,69 \text{ cm}$$

Κατάταξη Διατομής

κορμός

$$\frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{208}{11} = 18,91 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7,89 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Φορτίσεις

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$g_{\varepsilon\pi} = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

$$h_{\pi\lambda} = 0,18 \text{ m}$$

$$g_{\beta\delta\sigma\kappa} = 0,307 \text{ kN/m}$$

$$g_{o\lambda} = g_{\beta\pi\lambda} + g_{\varepsilon\pi} + g_{\beta\delta\sigma\kappa} = 25 \cdot 1,2 \cdot 0,18 + 3 \cdot 1,2 + 0,307 = 9,307 \text{ kN/m}$$

Α) Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

$$q_{sd} = 1,35 \cdot g_{o\lambda} + 1,50 \cdot q = 1,35 \cdot 9,307 + 1,50 \cdot 6,0 = 21,57 \text{ kN/m}$$

Στατική Επίλυση Ράβδου

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l}{2} = \frac{21,57 \cdot 5}{2} = 53,91 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{21,57 \cdot 5^2}{8} = 67,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Y,sd} = 53,91 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{Y,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{15,48 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 190,88 \text{ kN} > V_{Y,sd} = 53,91 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w = 1,04 \cdot 24 \cdot 0,62 = 15,48 \text{ cm}^2$$

B) Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{1,1} = \frac{367 \cdot 23,5}{1,1 \cdot 100} = 78,4 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{sd} = 67,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

B) Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Φορτίο λειτουργίας

$$q_{ser} = 1,00 \cdot g_{ολ} + 0,9 \cdot q = 1,00 \cdot 9,307 + 0,9 \cdot 5,0 = 13,807 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{13,807 \cdot 5^4}{21000 \cdot 3890 \cdot 100} = 1,40 \text{ cm} < \frac{l}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,9 \cdot 5 \cdot 5^4}{21000 \cdot 3890 \cdot 100} = 0,47 \text{ cm} < \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 1,66 \text{ cm}$$

TRUSS 2

ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ

Ράβδος 1741, x = 0,000 (Φόρτιση 53)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,sd} = 2,10 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{135 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1665,13 \text{ kN} > V_{z,sd} = 2,10 \text{ kN}$$

Ράβδος 1840, x = 0,000 (Φόρτιση 55)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,sd} = 732,65 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{46,8 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 751,93 \text{ kN} > V_{z,sd} = 732,65 \text{ kN}$$

B) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -61,9 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -540,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = -0,06 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,988 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$$k_w = 1,00, \text{ όπως προτείνεται από EC3}$$

$k = 1,00$, θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 2235,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,99 \leq 1,00$$

Ράβδος 1741 x = 5,000 (Φόρτιση 54)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{Sd} = -0,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = -29,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Sd} = -5,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,18 \leq 1,00$$

Ράβδος 1840, x = 0,000 (Φόρτιση 55)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{Sd} = -61,9 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = -540,81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Sd} = 0,06 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,97 \leq 1,00$$

B) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$, θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 2235,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,98 \leq 1,00$$

ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ

Ράβδος 1719, x = 0,000 (Φόρτιση 53)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{y,sd} = 2,20 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{81,6 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1006,8 \text{ kN} > V_{z,sd} = 2,20 \text{ kN}$$

Ράβδος 1510, x = 0,000 (Φόρτιση 53)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,sd} = 71,78 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{24,96 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 409,9 \text{ kN} > V_{z,sd} = 71,78 \text{ kN}$$

Ράβδος 1627, x = 0,000 (Φόρτιση 54)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -10,8 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -141,75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = -1,82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,37 \leq 1,00$$

Ράβδος 1510, x = 0,000 (Φόρτιση 53)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -18,0 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = 95,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = 3,41 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,41 \leq 1,00$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ

Εύρεση Ακαμψίας Υποστυλώματος 1162

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

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

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$L_2 = 400 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 500 \text{ cm} = L_{21}$$

$$L_{12} = 300 \text{ cm} = L_{22}$$

$$I_c = I_1 = I_2 = 25170 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = I_{21} = I_{12} = I_{22} = 43190 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{300} \right) \cdot 0,75} = 0,53$$

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Y,sd} = 2,72 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,Y,Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{114 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1401,29 \text{ kN} > V_{Y,sd} = 2,72 \text{ kN}$$

B) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -3257,3 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -19,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = 6,84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,41 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$$k_w = 1,00, \text{ όπως προτείνεται από EC3}$$

$$k = 0,50, \text{ θεωρούμε πακτωμένα και τα δυο άκρα του υποστυλώματος}$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1229,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,27 \leq 1,00$$

Εύρεση Ακαμψίας Υποστυλώματος 1765

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

$$L_c = 400 \text{ cm} \quad L_1 = 400 \text{ cm} \quad L_2 = 400 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 500 \text{ cm} = L_{21} \quad L_{12} = 300 \text{ cm} = L_{22}$$

$$I_c = I_1 = I_2 = 25170 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = I_{21} = I_{12} = I_{22} = 43190 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{300}\right) \cdot 0,75} = 0,53$$

$$n_2 = \frac{K_2 + K_c}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{400}\right) \cdot 0,75} = 0,51$$

Η τιμή του k_y χρησιμοποιώντας την προσεγγιστική σχέση του Παραρτήματος Ε του EC3 είναι:

$$\begin{aligned} k_y &= 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2 \\ &= 0,5 + 0,14(0,53 + 0,51) + 0,055(0,53 + 0,51)^2 \Rightarrow k_y = 0,71 \end{aligned}$$

$k_z = 1,00$ (θεωρούμε ότι το υποστύλωμα είναι αμφιαρθρωτό κατά τον ασθενή άξονα)

Ράβδος 1765, x = 0,000 (Φόρτιση 53)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{y, sd} = 120,55 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl, Y, Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{114 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1401,29 \text{ kN} > V_{y, sd} = 120,55 \text{ kN}$$

B) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{Sd} = -504,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = 7,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Sd} = 129,69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,32 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 0,50$, θεωρούμε πακτωμένα και τα δυο άκρα του υποστυλώματος

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1229,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,27 \leq 1,00$$

Εύρεση Ακαμψίας Υποστυλώματος 1766

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

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

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$L_2 = 400 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 500 \text{ cm} = L_{21}$$

$$L_{12} = 300 \text{ cm} = L_{22}$$

$$I_c = I_1 = I_2 = 25170 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = I_{21} = I_{12} = I_{22} = 43190 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{300}\right) \cdot 0,75} = 0,53$$

$$n_2 = \frac{K_2 + K_c}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{400}\right) \cdot 0,75} = 0,51$$

Η τιμή του k_y χρησιμοποιώντας την προσεγγιστική σχέση του Παραρτήματος Ε του EC3 είναι:

$$\begin{aligned} k_y &= 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2 \\ &= 0,5 + 0,14(0,53 + 0,51) + 0,055(0,53 + 0,51)^2 \Rightarrow k_y = 0,71 \end{aligned}$$

$k_z = 1,00$ (θεωρούμε ότι το υποστύλωμα είναι αμφιαρθρωτό κατά τον ασθενή άξονα)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{y, sd} = 14,27 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl, Y, Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{114 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1401,29 \text{ kN} > V_{z, sd} = 14,27 \text{ kN}$$

B) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -106,9 \text{ kN}$$

$$M_{y, sd} = -98,25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z, sd} = -25,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,52 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 0,50$, θεωρούμε πακτωμένα και τα δυο άκρα του υποστυλώματος

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1229,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,31 \leq 1,00$$

Έλεγχος Διαγώνιων Στοιχείων Κατακόρυφων Συνδέσμων Ακαμψίας

SH 180 180 6,3

Ράβδος 2161 (Φόρτιση 64)

Α) Έλεγχος σε λυγισμό

$$N_{Sd} = -771,9 \text{ kN}$$

$k_y = 1,00$ (ράβδος αμφιαρθρωτή)

$$\bar{\lambda}_y = 1,05$$

Καμπύλη “α” (για κοίλες διατομές “ εν θερμώ”) : $\chi = 0,6800$

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{0,68 \cdot 43,6 \cdot 23,5}{1,1} = 634,07 \text{ kN} < N_{Sd} = 771,9 \text{ kN} \quad \text{άρα ο}$$

έλεγχος δεν ικανοποιείται

Έτσι δοκιμάζουμε μια διατομή μεγαλύτερη και με δοκιμές καταλήγουμε στην HEB240. Έτσι έχουμε $N_{Sd} = -771,9 < N_{Rd} = 1114 \text{ kN}$

Ράβδος 2141 (Φόρτιση 63)Α) Έλεγχος σε εφελκυσμό

$$N_{sd} = 494 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{43,6 \cdot 23,5}{1,1} = 931,45 \text{ kN} > N_{sd} = 494,8 \text{ kN} \quad \text{άρα ο έλεγχος}$$

ικανοποιείται

NO TRUSS**ΚΥΡΙΕΣ ΔΟΚΟΙ****Ράβδος 1338, x = 0,000 (Φόρτιση 53)**Α) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Y,sd} = 0,51 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{135 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1665,13 \text{ kN} > V_{Y,sd} = 0,51 \text{ kN}$$

Ράβδος 1837, x = 5,000 (Φόρτιση 56)Α) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Z,sd} = 697,15 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{46,8 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 751,93 \text{ kN} > V_{z,sd} = 697,15 \text{ kN}$$

Β) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -87,0 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -503,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = -0,28 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,91 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$, θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 2235,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,98 \leq 1,00$$

Ράβδος 1837 x = 5.000 (Φόρτιση 56)

Α) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{Sd} = -87 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = -503,71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Sd} = -0,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,58 \leq 1,00$$

Β) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$, θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 2235,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,99 \leq 1,00$$

Ράβδος 1338, x = 5,000 (Φόρτιση 54)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -20,6 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -95,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = 1,13 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,56 \leq 1,00$$

ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΕΣ ΔΟΚΟΙ

Ράβδος 1509, x = 0,000 (Φόρτιση 53)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{y,sd} = 0,92 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{81,6 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1006,8 \text{ kN} > V_{z,sd} = 0,92 \text{ kN}$$

Ράβδος 1210, x = 0,000 (Φόρτιση 55)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,sd} = 161,15 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{24,96 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 409,9 \text{ kN} > V_{z,sd} = 161,15 \text{ kN}$$

Ράβδος 1212, x = 5,000 (Φόρτιση 56)

Α) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -18,9 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -256,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = -0,22 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,53 \leq 1,00$$

Ράβδος 1509, x = 0,000 (Φόρτιση 53)

Α) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -22,8 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = 53,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = 1,35 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,32 \leq 1,00$$

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΑ**Εύρεση Ακαμψίας Υποστυλώματος 1162**

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

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

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$L_2 = 400 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 500 \text{ cm} = L_{21}$$

$$L_{12} = 300 \text{ cm} = L_{22}$$

$$I_c = I_1 = I_2 = 25170 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = I_{21} = I_{12} = I_{22} = 43190 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{300}\right) \cdot 0,75} = 0,53$$

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Y,sd} = 31,37 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,Y,Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{114 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1401,29 \text{ kN} > V_{z,sd} = 31,37 \text{ kN}$$

B) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -3238,4 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = 126,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = 84,97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,62 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 0,50$, θεωρούμε πακτωμένα και τα δυο άκρα του υποστυλώματος

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1229,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,27 \leq 1,00$$

Εύρεση Ακαμψίας Υποστυλώματος 1156

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

$$L_c = 400 \text{ cm} \quad L_1 = 400 \text{ cm} \quad L_2 = 400 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 500 \text{ cm} = L_{21} \quad L_{12} = 500 \text{ cm} = L_{22}$$

$$I_c = I_1 = I_2 = 25170 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = I_{21} = I_{12} = I_{22} = 43190 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{300} \right) \cdot 0,75} = 0,58$$

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{y, sd} = 23,83 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl, y, Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{114 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1401,29 \text{ kN} > V_{y, sd} = 23,83 \text{ kN}$$

B) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -460 \text{ kN}$$

$$M_{y, sd} = 369,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z, sd} = 70,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{W_{pl, y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl, z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,62 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 0,50$, θεωρούμε πακτωμένα και τα δυο άκρα του υποστυλώματος

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1229,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,27 \leq 1,00$$

Εύρεση Ακαμψίας Υποστυλώματος 1170

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

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

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$L_2 = 400 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 300 \text{ cm} = L_{21}$$

$$L_{12} = 300 \text{ cm} = L_{22}$$

$$I_c = I_1 = I_2 = 25170 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = I_{21} = I_{12} = I_{22} = 43190 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{25170}{400} + 0,75 \cdot \frac{25170}{400}}{\frac{25170}{400} + \left(\frac{25170}{400} + \frac{43190}{500} + \frac{43190}{300}\right) \cdot 0,75} = 0,55$$

Α) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{Y,sd} = 101,44 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,y,Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{114 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1401,29 \text{ kN} > V_{y,sd} = 101,44 \text{ kN}$$

B) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -76,1 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = 98,26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = 271,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,62 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 0,50$, θεωρούμε πακτωμένα και τα δυο άκρα του υποστυλώματος

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1229,20 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,26 \leq 1,00$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

4.1 Εισαγωγή

Προκειμένου να εκμεταλλευτούμε στο έπακρο την αντοχή και πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μία συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών.

Τα εμπορικά και βιομηχανικά κτίρια (μονώροφα ή διώροφα) που κατασκευάζονται αποκλειστικά από ένα υλικό (στην παρούσα μελέτη κύριο δομικό υλικό ο χάλυβας) ή από συμβιβαστά υλικά, είναι γενικά πιο ανθεκτικά στους σεισμούς από τα κτίρια που κατασκευάζονται από μία ποικιλία υλικών, τα οποία λόγω της ετερογένειάς τους έχουν αποδειχτεί ιδιαίτερα ευάλωτα στις συνδέσεις μεταξύ διαφορετικών υλικών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται επίσης κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει δε να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσων υψηλής ειδίκευσης. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν επίσης τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια κατασκευής.

Οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα ή σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολύ μεγάλες και δαπανηρές, και έτσι οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

4.2 Έλεγχοι συνδέσεων

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές

πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά στο πέλαμα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Τα παραπάνω αποτελούν μόνο παραδείγματα συνδέσεων, δεδομένου ότι υπάρχει μια μεγάλη ποικιλία διαμόρφωσης κόμβων για τις διάφορες περιπτώσεις.

Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, δυσκαμψία και στροφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως **πλήρους ή μερικής αντοχής**, αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Έξάλλου οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως **αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι**. Αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, άκαμπτοι ως πακτώσεις, ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

4.3 Εκτέλεση των κοχλιώσεων

Η εκτέλεση των κοχλιώσεων γίνεται σε τρία βήματα:

- Διάνοιξη οπών με τρυπάνι. Η διάνοιξη γίνεται με ελάσματα ξεχωριστά. Στους εφαρμοσμένους κοχλίες συνηθίζεται να ανοίγονται κατ' αρχήν μικρότερες οπές και κατά τη συναρμολόγηση όπου τα δύο ελάσματα βρίσκονται σε επαφή, να διανοίγεται η τελική οπή ταυτόχρονα και στα δύο.

- Τοποθέτηση του κοχλία, των δακτυλίων και του περικόχλιου.
- Σφίξιμο του κοχλία μέχρι επαφής των ελασμάτων (για κοχλιώσεις επαφής) ή με έλεγχο της προέντασης (για κοχλιώσεις τριβής)

Η απαιτούμενη δύναμη προέντασης (πίνακας 4.1) προσδιορίζεται από τον κανονισμό και είναι ίση με:

$$F_{p,cd} = k_p \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Η τιμή του k_p λαμβάνεται ως ακολούθως:

- Κατηγορία 1 $k_p = 0,7$
 - Για σύσφιξη με στροφή του περικόχλιου ή συνδιασμένη μέθοδο.
 - Για σύσφιξη με δυναμοκλειδί με προσδιορισμό της ροπής σύσφιξης για κάθε ομάδα κοχλιών χωριστά.

- Κατηγορία 2 $k_p=0,63$ κοχλίες

- $k_p=0,56$ κοχλίες 8.8

➤ Για σύσφιξη με δυναμοκλείδι, με προσδιορισμό της ροπής σύσφιξης ως συνάρτηση της διαμέτρου του κοχλίου.

Όπως φαίνεται από την ανωτέρω σχέση, η προένταση είναι αρκετά υψηλή, διότι με μεγαλύτερη προένταση αυξάνει η αντίσταση σε τριβή. Φυσικά, κατά την προένταση δεν επιτρέπεται να διαρρέει ο κοχλίας και επομένως πρέπει να είναι υψηλής αντοχής, ώστε το όριο διαρροής να βρίσκεται κοντά στην εφελκυστική αντοχή.

Η εκτέλεση της προέντασης γίνεται με 3 μεθόδους:

- Σύσφιξη με δυναμοκλείδι
- Σύσφιξη με στροφή του περικόχλιου (πίνακας 4.2)
- Συνδιασμένη μέθοδος (συνιστώμενη) (πίνακας 4.3)

Η σωστή εφαρμογή της προέντασης είναι απαραίτητη προϋπόθεση για τη σωστή λειτουργία των προεντεταμένων κοχλίων (πίνακας 4.1). Για το λόγο αυτό η δύναμη αυτή πρέπει να ελέγχεται στο 5% των κοχλίων επί τόπου του έργου.

	ΚΟΧΛΙΕΣ 8.8		ΚΟΧΛΙΕΣ 10.9		
	Δύναμη προέντασης σε {kN}	M_t (Nm) Επιφάνειες γαλβανισμένες	Δύναμη προέντασης σε {kN}	M_t (Nm) Επιφάνειες γαλβανισμένες και	M_t (Nm) Επιφάνειες ελαφρώς
M 12	35	90	50	100	120
M 16	70	170	100	250	350
M 20	110	300	160	450	600
M 22	130	450	190	650	900
M 24	150	600	220	800	1100
M 27	200	900	290	1200	1630
M 30	245	1200	350	1650	2200
M 36	355	2100	510	2800	3800

Πίνακας 4.1: Δύναμη προέντασης και ροπή σύσφιξης προεντεταμένων κοχλίων κατηγορίας 2

Συνολικό πάχος t συνδεδεμένων τμημάτων (συμπεριλαμβανομένων δακτυλίων κλπ)	Γωνία στροφής περικόχλιου
$t < 2d$	120 ⁰
$2d \leq t < 4d$	150 ⁰
$4d \leq t < 6d$	180 ⁰
$6d \leq t < 8d$	210 ⁰
$8d \leq t < 10d$	240 ⁰
$10d \leq t$	προσδιορισμός από πειράματα
Οι ανωτέρω τιμές ισχύουν για κοχλίες 8.8. Για κοχλίες 10.9 η γωνία προσδιορίζεται με τη βοήθεια δοκιμών	

Πίνακας 4.2: Γωνία στροφής περικόχλιου για εφαρμογή δύναμη προέντασης

Συνολικό πάχος t συνδεόμενων (συμπεριλαμβανομένων κλπ)	πάρχος τμημάτων δακτυλίων	Πρόσθετη γωνία στροφής περικόχλιου
$t < 2d$		60°
$2d \leq t < 6d$		90°
$6d \leq t < 10d$		120°
$10d \leq t$		προσδιορισμός από πειράματα

Πίνακας 4.3: Πρόσθετη γωνία στροφής περικόχλιου για εφαρμογή δύναμη προέντασης στη συνδιασμένη μέθοδο

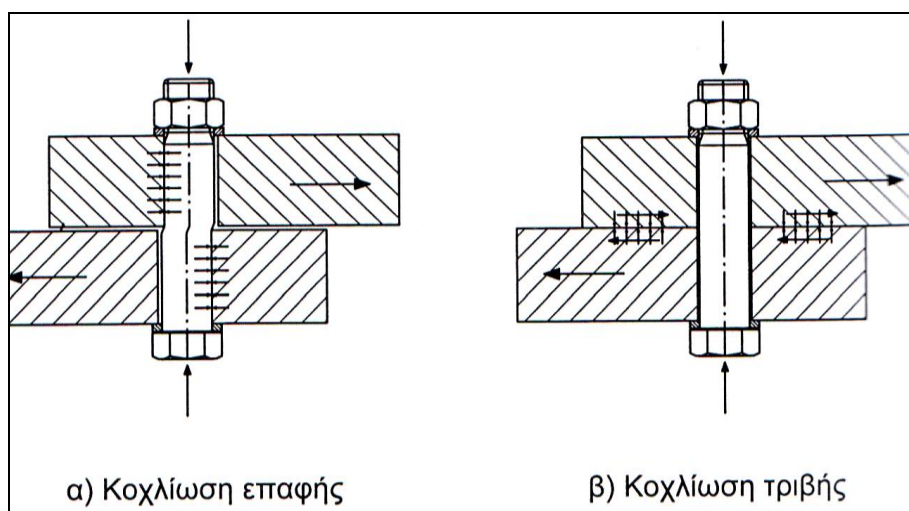
4.4 Αντοχή κοχλιών

- Διατμητικές δυνάμεις

Ο μηχανισμός μεταφοράς διατμητικών δυνάμεων, κάθετων στον άξονα των κοχλιών είναι τελείως διαφορετικός σε κοχλιώσεις χωρίς και με προένταση. Όπως φαίνεται στο σχήμα 4.1 στις κοινές κοχλιώσεις (χωρίς προένταση) η μεταφορά των δυνάμεων γίνεται μέσω επαφής της άντυγας του ελάσματος με τον κορμό του κοχλία και μπορεί να είναι μονοδιάτμητες και πολυδιάτμητες ανάλογα με τον αριθμό των επιπέδων διάτμησης (σχήμα 4.2). Οι κοχλιώσεις αυτές ονομάζονται κοχλιώσεις άντυγας ή κατηγορίας A σύμφωνα με την ορολογία του Ευρωκώδικα 3.

Αντιθέτως στις προεντεταμένες κοχλιώσεις η μεταφορά δυνάμεων διατμητικών γίνεται μέσω της αναπτυσσόμενης τριβής των συνδεόμενων ελασμάτων η οποία οφείλεται στη δύναμη προέντασης. Για το λόγο αυτό οι κοχλιώσεις αυτού του τύπου ονομάζονται κοχλιώσεις τριβής. Από ένα σημείο και μετά, η τριβή υπερνικάται και λαμβάνει χώρα ολίσθηση μεταξύ των ελασμάτων. Από εκείνη τη στιγμή η κοχλίωση συμπεριφέρεται σαν κοχλίωση άντυγας τύπου A. Στις κοχλιώσεις τριβής γίνεται

διάκριση μεταξύ εκείνων στις οποίες η ολίσθηση συμβαίνει στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και εκείνων στις οποίες η ολίσθηση συμβαίνει στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Σύμφωνα με την ορολογία του Ευρωκώδικα 3, οι πρώτες ονομάζονται κοχλιώσεις τριβής κατηγορίας B και οι δευτερεύουσες κοχλιώσεις τριβής κατηγορίας C.



Σχήμα 4.1: Μεταφορά διατμητικών δυνάμεων στις κοχλιώσεις άντυνας και τριβής

Οι μορφές αστοχίας κοχλιώσεων άντυνας κατηγορίας A, όπου τα ελάσματα εφελκύνονται είναι:

- Εφελκυστική αστοχία της καθαρής διατομής των ελασμάτων
- Διαρροή της πλήρους διατομής των ελασμάτων
- Διάτμηση του κοχλία
- Σύνθλιψη άντυνας της οπής

Οι αντοχές έναντι των δύο τελευταίων μορφών αστοχίας, όπως προσδιορίστηκαν στη βάση των πειραμάτων και αναλυτικών διερευνήσεων, στηριζομένων στα αποτελέσματα των πειραμάτων δίνονται στον πίνακα 4.4. Σημειώνεται ότι οι κοχλιώσεις αυτού του τύπου παραλαμβάνουν δυνάμεις μόνο για κανονικές οπές ή για βραχείες σχισμές, με τον άξονα της σχισμής κάθετο στη δύναμη.

Αντοχή σε διάτμηση του κοχλία

Η επιφάνεια διάτμησης διατέμνει τον κορμό:

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

Η επιφάνεια διάτμησης διατέμνει το σπειρώμα:

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad \text{κοχλίες ποιότητας 4.6, 5.6, 8.8}$$

$$F_{v,Rd} = n \cdot \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad \text{κοχλίες ποιότητας 4.8, 5.8, 10.9}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Σύμβολα

A = εμβαδόν κορμού του κοχλία

A_s = εμβαδόν σπειρώματος του κοχλία

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

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_3}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

e, p = αποστάσεις κοχλιών από τα άκρα και μεταξύ τους παράλληλα (δείκτης 1) ή κάθετα (δείκτης 2) στη δύναμη

d, d₀ = διάμετρος κοχλία, διάμετρος οπής

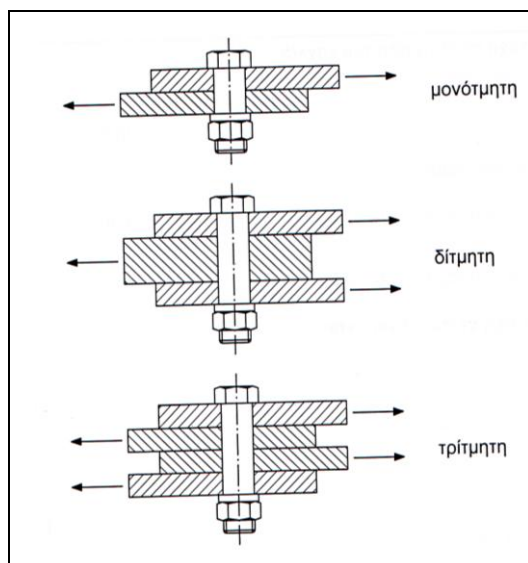
f_u, f_{ub} = εφελκυστική αντοχή ελάσματος και κοχλία

t = ελάχιστο πάχος (ή άθροισμα παχών) συνδεομένων ελασμάτων σε κάθε διεύθυνση της δύναμης. Για κοχλίες βυθισμένης κεφαλής αφαιρείται το μισό πάχος της κεφαλής

n = αριθμός επιφανειών διάτμησης (Σχ. 8.4)

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Πίνακας 4.4: Διατμητικές αντοχές κοχλιών επαφής κατηγορίας A



Σχήμα 4.2: Μονοδιάτμητες και πολυδιάτμητες συνδέσεις

Οι μορφές αστοχίας κοχλιώσεων τριβής κατηγορίας C είναι:

- Διαρροή της καθαρής διατομής των ελασμάτων
- Υπερνίκηση της τριβής και της ολίσθησης του κοχλία
- Σύνθλιψη άντυγας της οπής

Οι μορφές αστοχίας κοχλιώσεων τριβής κατηγορίας B είναι:

- Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η υπερνίκηση της τριβής
- Για την οριακή κατάσταση αστοχίας οι ίδιες όπως στην κατηγορία A,

όπου η κοχλίωση συμπεριφέρεται ως κοχλίωση άντυγας

Οι αντοχές των κοχλιώσεων τριβής δίνονται στον πίνακα 4.4 και 4.5. Παρατηρούμε ότι η οριακή αντοχή των κοχλιώσεων τριβής δεν αντιπροσωπεύει πραγματική αστοχία του κοχλία. Η <<αστοχία>> ορίζεται εδώ ως η εκκίνηση της ολίσθησης. Φυσικά οι κοχλίες έχουν τη δυνατότητα παραλαβής και μεγαλύτερων δυνάμεων, μετά την υπερνίκηση της τριβής. Για το λόγο αυτό η αντοχή μιας προεντεταμένης κοχλιώσης είναι συνήθως μικρότερη της αντίστοιχης μη προεντεταμένης. Και στη προεντεταμένη κοχλίωση τριβής η αστοχία οφείλεται σε διάτμηση ή σύνθλιψη άντυγας. Μόνο για υψηλές στάθμες προέντασης κατηγορίας C, αποφεύγεται η αστοχία έναντι διάτμησης του κοχλία, λόγω του ότι ένα μέρος της δύναμης μεταφέρεται μέσω τριβής στο έλασμα και έτσι ο κορμός του κοχλία δεν παραλαμβάνει ολόκληρη τη δύναμη.

Αντίσταση σε ολίσθηση	
$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot \eta \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,Cd}$	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας	
Βλ. Πίνακα 8.6	
Σύμβολα	
$F_{p,cd}$	δύναμη προέντασης κοχλιών
η	αριθμός επιφανειών τριβής
$k_s = 1,0$	κανονικές σπές
0,85	υπερμεγέθεις σπές ή βραχείες σχισμές με τον άξονα της σχισμής κάθετο στη δύναμη
0,7	επιμήκειες σχισμές με τον άξονα της σχισμής κάθετο στη δύναμη
0,76	υπερμεγέθεις σπές ή βραχείες σχισμές με τον άξονα της σχισμής παράλληλο στη δύναμη
0,63	επιμήκειες σχισμές με τον άξονα της σχισμής παράλληλο στη δύναμη
$\mu = 0,5$	κατηγορία επιφανειών τριβής A (αμμοβολισμένες μεταλλικές επιφάνειες)
0,4	κατηγορία επιφανειών τριβής B (γαλβανισμένες επιφάνειες σε πάχος 50-80 μm)
0,3	κατηγορία επιφανειών τριβής C (καθαρισμένες επιφάνειες με συρματόβουρτσα ή φλογοβολή)
0,2	κατηγορία επιφανειών τριβής D (μη επεξεργασμένες επιφάνειες)
$\gamma_{M3} = 1,25$	Κοχλιώσεις τριβής κατηγορίας C
$\gamma_{M3} = 1,10$	Κοχλιώσεις τριβής κατηγορίας B

Πίνακας 4.5: Διατμητικές αντοχές κοχλιών τριβής κατηγορίας B και C

- Εφελκυστικές δυνάμεις

Η δύναμη μεταφέρεται δια μέσου του κοχλία, οπότε η αστοχία συμβαίνει στην δυσμενέστερη διατομή του σπειρώματος. Υπάρχει όμως και ο κίνδυνος διάτρησης του ελάσματος, αν είναι πολύ λεπτό και δεν έχουν τοποθετηθεί δακτύλιοι οι οποίοι διευρύνουν την επιφάνεια διάτρησης. Οι αντοχές δίνονται στον πίνακα 4.6.

- Συνδυασμός διατμητικών και εφελκυστικών δυνάμεων

Για συνδυασμό διατμητικών και εφελκυστικών δυνάμεων πρέπει να ελεγχθεί η αλληλεπίδρασή τους. Διακρίνονται δύο κατηγορίες κοχλιώσεις, οι κατηγορίες D και E με

κοινούς και προεντεταμένους κοχλίες. Οι σχετικές εξισώσεις αλληλεπίδρασης δίνονται στο πίνακα 4.7.

Αντοχή σε εφελκυσμό του κοχλία	
$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$	
Αντοχή του ελάσματος σε διάτρηση	
$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot f_u \cdot d_m \cdot t_p}{\gamma_{M2}}$	
Σύμβολα	
$k_2 = 0,9$	γενικώς
$0,63$	κοχλίες βυθισμένης κεφαλής
f_u	εφελκυστική αντοχή ελάσματος
d_m	ελάχιστη διάμετρος κεφαλής ή περικοχλίου
t_p	πάχος δακτυλίου
$\gamma_{M2} = 1,25$	

Πίνακας 4.6: Αντοχές κοχλιών σε εφελκυστικές δυνάμεις

Κατηγορία D	
$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1$	
Κατηγορία E	
$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot \eta \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Sd,ser})$ για κατηγορία B	
$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot \eta \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot (F_{p,Cd} - 0,8 \cdot F_{t,Sd})$ για κατηγορία C	
Σύμβολα	
$F_{v,Sd}$	= δρώσα διατμητική δύναμη
$F_{t,Sd}$	= δρώσα εφελκυστική δύναμη
$F_{t,Sd,ser}$	= δρώσα εφελκυστική δύναμη λειτουργίας
$\gamma_{M3} = 1,25$	Κοχλιώσεις τριβής κατηγορίας C
$\gamma_{M3} = 1,10$	Κοχλιώσεις τριβής κατηγορίας B
υπόλοιπα σύμβολα βλ. Πίνακες 8.6 έως 8.8.	

Πίνακας 4.7: Αντοχές κοχλιών σε συνδιασμό διατμητικών και εφελκυστικών δυνάμεων

Στον πίνακα 4.8 συνοψίζονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι κοχλιώσεων.

Κατηγορία	Απαιτούμενοι έλεγχοι	Ποιότητες κοχλιών
Διατμητικές δυνάμεις		
A Κοχλιώσεις άντυνας	$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ διάτμηση $F_{b,Sd} \leq F_{b,Rd}$ σύνθλιψη άντυνας	Όλες οι ποιότητες
B Κοχλιώσεις τριβής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	Φορτία λειτουργίας $F_{v,Sd,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ ολίσθηση Φορτία αστοχίας $F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$ διάτμηση $F_{b,Sd} \leq F_{b,Rd}$ σύνθλιψη άντυνας	Κοχλίες 8.8 και 10.9
C Κοχλιώσεις τριβής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	$F_{v,Sd} \leq F_{s,Rd}$ τριβή $F_{b,Sd} \leq F_{b,Rd}$ σύνθλιψη άντυνας	Κοχλίες 8.8 και 10.9
Εφελκυστικές δυνάμεις		
D Κοχλιώσεις άντυνας	$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$ εφελκυσμός $F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$ διάτρηση	Όλες οι ποιότητες
E Κοχλιώσεις τριβής	$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$ ολίσθηση με εφελκυσμό $F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$ διάτρηση	Κοχλίες 8.8 και 10.9

Πίνακας 4.8: Απαιτούμενοι έλεγχοι για τις διάφορες κατηγορίες κοχλιώσεων

Υπάρχουν κοχλιώσεις κατά τις οποίες προς εξασφάλιση της ισορροπίας οι κορμοί των κοχλιών δεν μεταφέρουν μόνο διατμητικές αλλά και καμπτικές ροπές. Παραδείγματα εφαρμογής αποτελούν στερεώσεις προσώψεων, κοχλιώσεις μέσω υποθεμάτων κλπ. σχήμα 4.3. Στην περίπτωση αυτή ο έλεγχος του κορμού μπορεί να γίνει για συνδυασμένη διάτμηση και ροπή, κατά αναλογία του ελέγχου διατομών υπό τέμνουσα και ροπή.

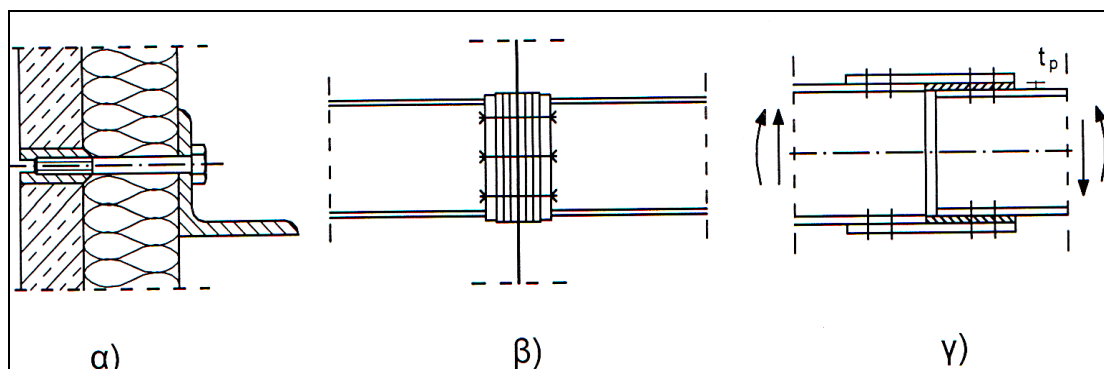
Για περιπτώσεις κοχλιώσεων μέσω υποθεμάτων, προτείνεται από τον Ευρωκώδικα 3 η εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή στην αντοχή σε διάτμηση, ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_p} \leq 1$$

όπου:

d=διάμετρος του κοχλία

t_p =συνολικό πάχος αποθεμάτων



Σχήμα 4.3: Κοχλιώσεις με ροπές στον κορμό των κοχλιών

4.5 Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών με χρήση του προγράμματος INSTANT 2000

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών των υπό μελέτη κτιρίων πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Έλεγχος Συνδέσεων INSTANT 2000. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει την δυνατότητα της διαστασιολόγησης ενός συνόλου διαφορετικών κόμβων σε μια ενιαία εργασία. Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των συνδέσεων οι οποίες θα ελεγχθούν, καθώς και για ποιές περιπτώσεις φορτίσεων και συνδυασμών. Στο πρόγραμμα υπάρχει μια σύνδεση πάντοτε επιλεγμένη και οι ενέργειες ορισμού μελών και δυνάμεων καθώς και λεπτομερειών αφορούν την συγκεκριμένη σύνδεση. Ανάλογα με τον τύπο της ενεργής σύνδεσης ενεργοποιούνται και τα σχετικά παράθυρα διαλόγου. Οι λεπτομέρειες κάθε σύνδεσης εμφανίζονται στην περιοχή σχεδίου σε διαφορετικές όψεις και σε κλίμακα, έτσι ώστε να υπάρχει και γραφική απεικόνιση των δεδομένων. Κάθε αλλαγή σε διατομές, κοχλίες, αποστάσεις επηρεάζει το σχέδιο και απεικονίζεται σε αυτό.

Για κάθε κόμβο αρχικά ορίστηκε ο τύπος του (πχ. δοκός σε υποστύλωμα ή δικτύωμα, ή έδραση κτλ). Στην συνέχεια καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη των μελών στην θέση του κόμβου. Το επόμενο βήμα ήταν ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης, δηλαδή πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις κτλ. Όταν ολοκληρώθηκε η εισαγωγή των δεδομένων της σύνδεσης έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον κανονισμό και παράχθηκε η αναφορά (αναλυτική ή περιληπτική). Επειδή η επίλυση του κτιρίου δεν έγινε με το INSTANT, η πληροφορία των διατομών των συνδεόμενων μελών όπως και τα εντατικά μεγέθη (για τις

περιπτώσεις φορτίσεων όπως και συνδυασμών) στην θέση των κόμβων έπρεπε να οριστούν στο αντίστοιχο παράθυρο εισαγωγής δεδομένων.

Οι κατηγορίες συνδέσεων που καλύπτονται από το πρόγραμμα φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

A. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστυλώμα	
A.1 Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέλμα του υποστυλώματος.
A.2 Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος.
B. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστυλώμα & δοκού σε δοκό	
B.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
B.2 Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέλμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
Γ. Συνέχεια μελών	
Γ.1 Ημιάκαμπτη/μετωπική	Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους.
Γ.2 Αρθρωτή/Αρμολαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού.
Γ.3 Ροπή/Αρμολαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων.
Δ. Κόμβος δικτύματος	
Δ.1 Συγκολλητός/Γωνιακών	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβοέλασμα.
Δ.2 Κοχλιωτός/Γωνιακών	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβοέλασμα.
Δ.3 Συγκολλητός/Κοιλοδοκών	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.
Ε. Έδραση υποστυλώματος	
E.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυρίων.
E.2 Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.3 Άρθρωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.4 Άρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου I ή H μέσω γωνιακών.

Πίνακας 4.9: Κατηγορίες συνδέσεων

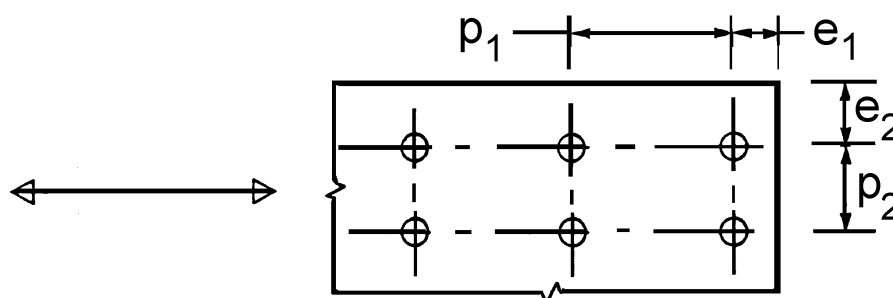
Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τους κανονισμούς που αφορούν στον έλεγχο των συνδέσεων των μεταλλικών κατασκευών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 – Τμήμα

1.1,1.8. Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες με βάση τους οποίους έγιναν οι έλεγχοι στο INSTANT.

Αποστάσεις και κενά	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες
e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
p_1	$2,2d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$
p_2	$2,4d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$

Πίνακας 4.10: Ελάχιστα και μέγιστα αποστάσεων μέσων συνδέσεως

Συμβολισμοί για τις αποστάσεις των μέσων συνδέσεως



Ποιότητα κοχλίας	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Πίνακας 4.11: Ποιότητες κοχλίων και μηχανικά χαρακτηριστικά

Διάμετροι οπών

M12-M14 $d_0 = d + 1\text{mm}$

M16-M24 $d_0 = d + 2\text{mm}$

M27-M36 $d_0 = d + 3\text{mm}$

Είδος Αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή κοχλία σε διάτμηση	$A) F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης τέμνει το σπείρωμα:</p> <ul style="list-style-type: none"> - για ποιότητες 4.6, 5.6 and 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - για ποιότητες 4.8, 5.8, 6.8 and 10.9: $\alpha_v = 0,5$ $B) F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης δεν τέμνει το σπείρωμα: $\alpha_v = 0,6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> - όπου $a_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right)$ - για ακραίους κοχλίες: $k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)$ - για μεσαίους κοχλίες: $k_1 = \min \left(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)$ 	
Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>όπου $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή κοχλία σε ταυτόχρονο εφελκυσμό και διάτμηση	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{M2} = 1,25$.

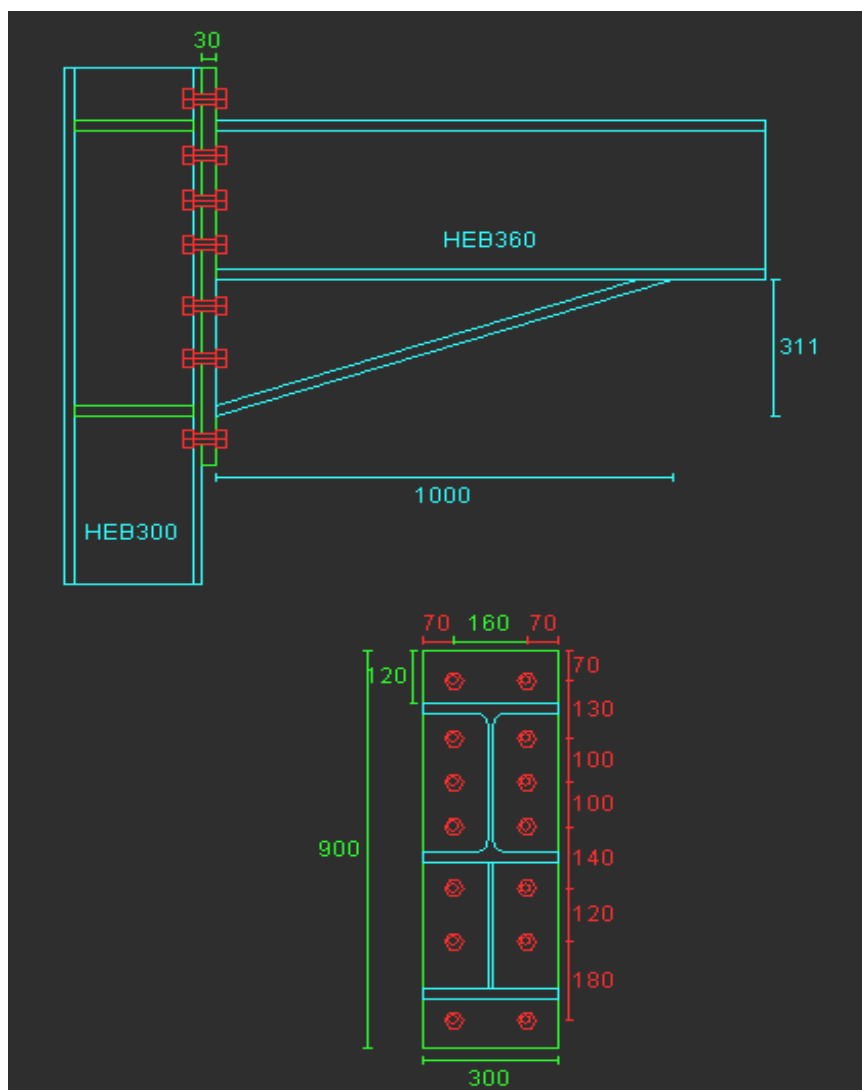
Πίνακας 4.12: Έλεγχοι Αντοχής Κοχλιών

4.6 Αποτελέσματα

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των ελέγχων που προέκυψαν από την επίλυση στο INSTANT. Οι έλεγχοι έγιναν το κτίριο για τις εξής περιπτώσεις συνδέσεων

1. κύρια δοκός σε υποστύλωμα
2. διαδοκίδα σε κύρια δοκό
3. έδραση υποστυλώματος

1. Κύρια δοκός σε υποστύλωμα



=====

INSTANT - ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Έλεγχοι σύνδεσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 - Παράρτημα J
(Περιληπτική αναφορά)

=====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====

Αρχείο.....:k.dokos- ypostyloma
 Ημερομηνία.....:
 Μηχανικός.....:TSANTILA
 Εργασία.....:metalliko ktirio

ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....:[mm]
 Δύναμη.....:[kN]
 Γωνία.....:[deg]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....:ENV(1993-1-1)
 γ Mo.....: 1.10
 γ Mb (διάτμηση).....: 1.25
 γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25
 γ Mw.....: 1.25
 γ M2.....: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤ.ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΧΛΙΩΤΗ)

Όνομα.....:k.dokos-ypostyloma

Περιγραφή.....:

=====

ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

=====

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
- $N_{sd} < 0.1 * N_{plRd}$, όπου
 N_{sd} : αξονική δύναμη στη δοκό

Np1Rd : αντοχή σε αξονική διατομή της δοκού

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....:	HEB360
Τάξη διατομής.....:	1
Ύψος (h).....:	360.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	22.50mm
Πάχος κορμού (tw).....:	12.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Γωνία.....:	0.00deg
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h')	360.00mm
Μήκος (l).....:	0.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	18060.00mm ²
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....:	431900000.00mm ⁴
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:	2400000.00mm ³
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:	2683000.00mm ³
Ποιότητα χάλυβα.....:	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας πέλματος.....:	0.360kN/mm ²
Όριο διαρροής κορμού.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας κορμού.....:	0.360kN/mm ²

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

=====

Ύψος (hp).....:	963.00mm
Πλάτος (bp).....:	300.00mm
Πάχος (tp).....:	30.00mm
Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού:	120.00mm
Τύπος.....:	Προεξέχουσα

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

=====

Ύψος (h).....:	310.50mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	22.50mm
Πάχος κορμού (tw).....:	12.50mm
Μήκος (l).....:	1000.00mm
Γωνία.....:	17.25deg

ΚΟΧΛΙΕΣ

=====

Τύπος.....:	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....:	22.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....:	24.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A).....:	380.00mm ²
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....:	303.00mm ²
Πάχος κεφαλής κοχλίας.....:	14.00mm
Πάχος παξιμαδιού.....:	18.00mm
Ποιότητα.....:	10.9
Όριο διαρροής.....:	0.900kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....:	1.000kN/mm ²
Το επίπεδο διάτμησης δεν διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας	

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

=====

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1).....:	70.00mm
Οριζόντια απόσταση κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2).....:	70.00mm
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών.....:	160.00mm
Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών :	
1 και 2.....:	130.00mm
2 και 3.....:	100.00mm
3 και 4.....:	100.00mm
4 και 5.....:	140.00mm
5 και 6.....:	120.00mm
6 και 7.....:	120.00mm

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....:	HEB300
Ύψος (h).....:	300.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	19.00mm
Πάχος κορμού (tw).....:	11.00mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	24.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	14910.00mm ²
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....:	251700000.00mm ⁴
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα..:	1680000.00mm ³
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα..:	1869000.00mm ³
Ποιότητα χάλυβα.....:	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας πέλματος.....:	0.360kN/mm ²
Όριο διαρροής κορμού.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας κορμού.....:	0.360kN/mm ²

ΝΕΥΡΩΣΕΙΣ

=====

Πάχος (ast).....:	25.00mm
Πάχος συγκολλήσεων (afst).....:	15.00mm

Νευρώσεις :

* Πλήρης Νεύρωση στην εφελκυσόμενη περιοχή που τοποθετείται : Στη μισή απόσταση μεταξύ της 1ης και 2ης σειράς κοχλιών

* Νεύρωση στην θλιβόμενη περιοχή

A Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ ** [65] **

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)

	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Δεξιά δοκός	0.00kN	-723.15kN	558499.99kNmm
Υποσύλωμα	0.00kN	0.00kN	0.00kNmm

 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ
 =====

* Σειρά κοχλιών Νο.....:1
 Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[1].....: 334.56kN

* Σειρά κοχλιών Νο.....:2
 Τρόπος αστοχίας : Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[2].....: 215.22kN

* Σειρά κοχλιών Νο.....:3
 Τρόπος αστοχίας : Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[3].....: 0.00kN

* Σειρά κοχλιών Νο.....:4
 Τρόπος αστοχίας : Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[4].....: 0.00kN

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ
 =====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή {J.3.6} MRd.....:661957.19kNmm

Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd.....: 0.84
 Η αντοχή σε ροπή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
 =====

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd.....: 2032.46kN
 Λόγος τέμνουσας VSd / αντοχή σε τέμνουσα VRd.....: 0.36
 Η αντοχή σε διάτμηση είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ
 ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ ΟΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ Η ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ
 =====

Η αντοχή του κορμού της δοκού είναι επαρκής

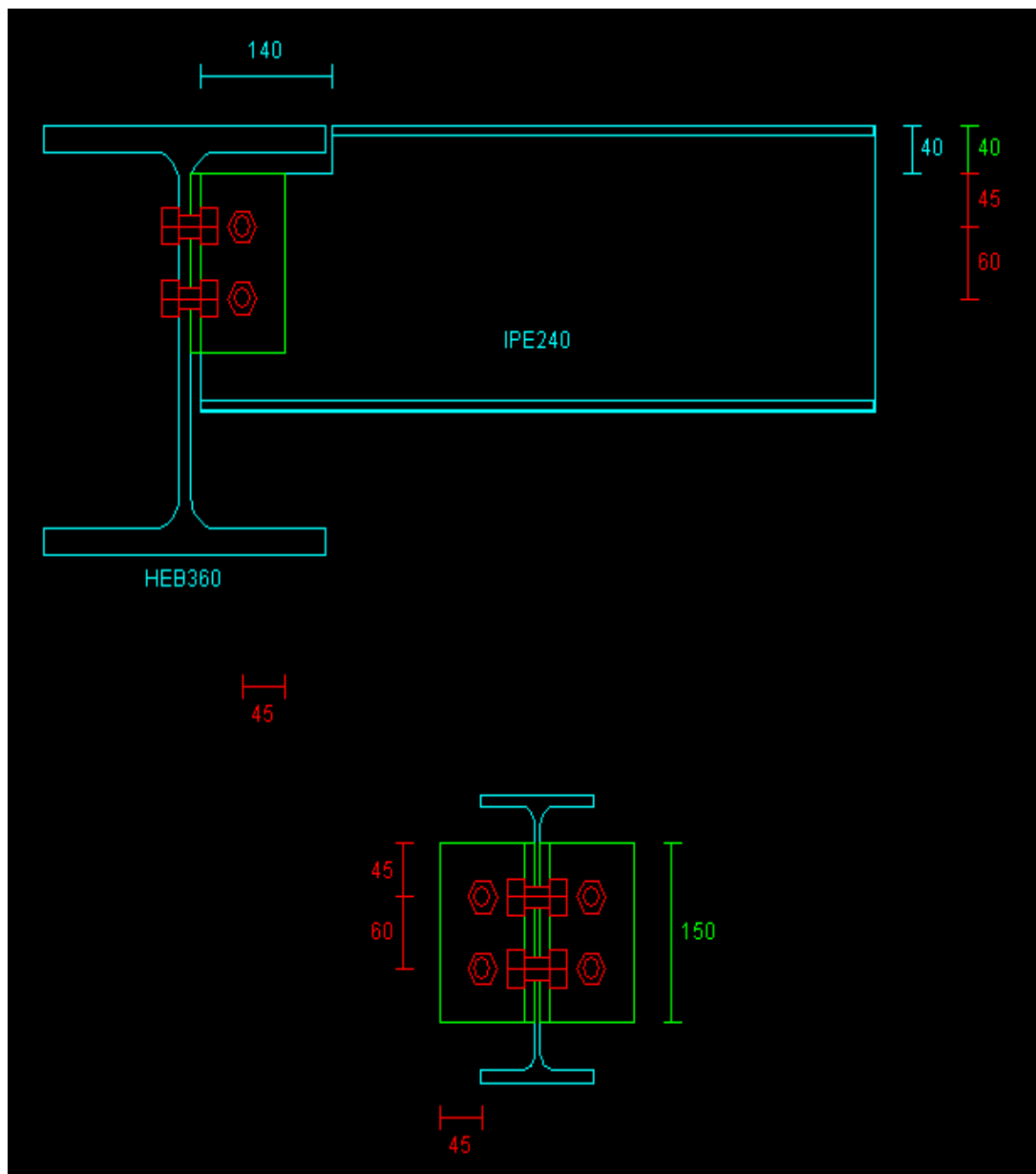
ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}
 =====

* Στροφική ακαμψία
 Sj.ini.....:2814811.75kNmm/deg
 * Στροφική ακαμψία Sj.sec.....:938270.63kNmm/deg
 * Ιδεατή ακαμψία
 Sj.....:1407405.88kNmm/deg

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}

=====

* Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3
για πλαστική ανάλυση

2. Διαδοκίδα σε κύρια δοκό

=====

INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα
(Περιληπτική αναφορά)

=====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====

Αρχείο.....:diadokida
 Ημερομηνία.....:
 Μηχανικός.....:TSANTILA
 Εργασία.....:metaliko ktirio

ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....:[mm]
 Δύναμη.....:[kN]
 Γωνία.....:[deg]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....:ENV(1993-1-1)
 γ Mo.....: 1.10
 γ Mb (διάτμηση).....: 1.25
 γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25
 γ Mw.....: 1.25
 γ M2.....: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΑΡΘΡΩΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ (ΓΩΝΙΑΚΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ)

Όνομα.....:ΙΡΕ240 ΕΠΙ ΗΕΒ360

Περιγραφή.....:ΓΥΜΝΑΣΤΗΡΙΟ

=====

ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....:	HEB360
Ύψος (h).....:	360.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	22.50mm

Πάχος κορμού (tw).....	12.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....	18060.00mm ²
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής.....	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....	0.360kN/mm ²

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....	IPE240
Ύψος (h).....	240.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....	120.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	9.80mm
Πάχος κορμού (tw).....	6.20mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....	15.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....	3910.00mm ²
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής.....	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....	0.360kN/mm ²

ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ

=====

Διατομή.....	L100x10
Εμβαδόν διατομής (A).....	1920.00mm ²
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστ/α..	100.000mm
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό.....	100.000mm
Πάχος.....	10.000mm
Μήκος γωνιακού.....	150.000mm
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής.....	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....	0.360kN/mm ²
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού (qc1b).....	40.00mm

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....	16.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....	18.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A).....	201.00mm ²
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....	157.00mm ²
Ποιότητα.....	10.9
Όριο διαρροής.....	0.900kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....	1.000kN/mm ²
Το επίπεδο διάτμησης δεν διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας	
Απόσταση από άκρο (e1).....	45.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....	45.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....	60.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....	54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....	2
Αριθμός κολονών κοχλιών.....	1

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
------------	-----------

Διάμετρος (d).....	16.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....	18.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A).....	201.00mm ²
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....	157.00mm ²
Ποιότητα.....	10.9
Όριο διαρροής.....	0.900kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....	1.000kN/mm ²
Το επίπεδο διάτμησης δεν διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας	
Απόσταση από άκρο (e1).....	45.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....	45.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....	60.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....	54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....	2
Αριθμός κολονών κοχλιών.....	1

ΑΠΟΤΜΗΣΕΙΣ

=====

Μήκος πάνω απότμησης.....	140.00mm
Πλάτος πάνω απότμησης.....	40.00mm
Μήκος κάτω απότμησης.....	0.00mm
Πλάτος κάτω απότμησης.....	0.00mm

ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ

=====

Πάνω πέγμα δοκού & πέγμα κύριας δοκού (qbf _c f) ..	0.00mm
Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qbc).....	10.00mm

 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ **[I.B. ΚΑΙ ΚΙΝΗΤΑ]**

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

Τέμνουσα στην δεξιά δοκό.....	53.910kN
-------------------------------	----------

 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

=====

* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών.....	192.96kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλίας.....	56.29kN
Λόγος.....	0.29

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd.....:	96.00kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....:	28.15kN
Λόγος.....:	0.29
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}	
=====	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd.....:	59.52kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....:	56.29kN
Λόγος.....:	0.95
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.2.2}	
=====	
Αντοχή σε διάτμηση.....:	185.01kN
Διατμητική Δύναμη.....:	26.95kN
Λόγος.....:	0.15
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού {6.5.2.2}	
=====	
Αντοχή σε διάτμηση.....:	122.47kN
Διατμητική Δύναμη.....:	53.91kN
Λόγος.....:	0.44
* Αντοχή σε διάτμηση δοκού {5.4.6}	
=====	
Αντοχή σε διάτμηση.....:	235.93kN
Διατμητική Δύναμη.....:	53.91kN
Λόγος.....:	0.23
* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό {6.5.5}	
=====	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών.....:	96.48kN
Διατμητική Δύναμη.....:	13.48kN
Λόγος.....:	0.14
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.5}	
=====	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας.....:	96.00kN
Διατμητική Δύναμη.....:	13.48kN
Λόγος.....:	0.14
* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού {6.5.5}	
=====	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας.....:	124.00kN
Διατμητική Δύναμη.....:	13.48kN
Λόγος.....:	0.11
* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.2.2}	
=====	
Αντοχή σε διάτμηση.....:	185.01kN
Διατμητική Δύναμη.....:	26.95kN
Λόγος.....:	0.15
* Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού {5.4.6}	
=====	
Αντοχή σε διάτμηση.....:	462.54kN
Διατμητική Δύναμη.....:	53.91kN
Λόγος.....:	0.12

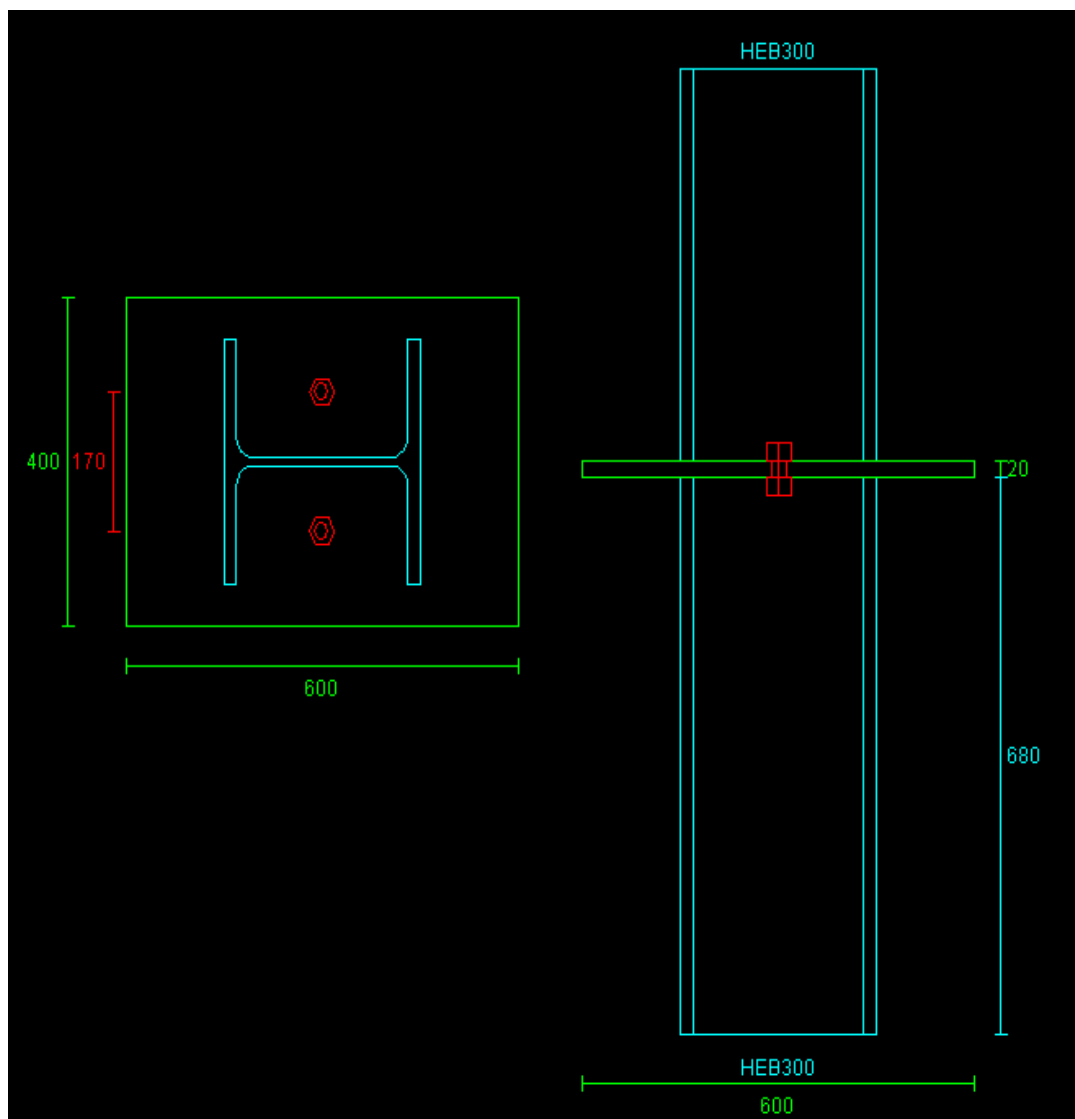
Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}

Λόγος.....: $0.95 < 1.00$

Η αντοχή είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ

3. Έδραση υποστυλώματος



=====

INSTANT - ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Έλεγχοι σύνδεσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 - Παράρτημα J
(Περιληπτική αναφορά)

=====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====

Αρχείο.....:edراسي ypostylvmatos

Ημερομηνία.....:

Μηχανικός.....:TSANTILA

Εργασία.....:Metaliko ktirio

ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....:[mm]

Δύναμη.....:[kN]

Γωνία.....:[deg]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....:ENV (1993-1-1)

γ Mo.....: 1.10

γ Mb (διάτμηση).....: 1.25

γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25

γ Mw.....: 1.25

γ M2.....: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΟΡΦΗΣ Η (ΑΡΘΡΩΣΗ)

Όνομα.....:EDRASH ΥPOSTYLVMATO

Περιγραφή.....:

=====

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....:	HEB300
Ύψος (h).....:	300.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	19.00mm

Πάχος κορμού (tw).....: 11.00mm
 Ποιότητα χάλυβα.....: S235
 Όριο διαρροής.....: 0.235kN/mm2

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Πλευρά (hp).....: 800.00mm
 Πλευρά (bp).....: 600.00mm
 Πάχος (tp).....: 90.00mm
 Ποιότητα χάλυβα.....: S235
 Όριο διαρροής.....: 0.215kN/mm2

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

=====

Ποιότητα.....: C30
 Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.02000kN/mm2
 Διατμητική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.00135kN/mm2
 Μέτρο Ελαστικότητας.....: 32.00kN/mm2
 Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γc.....: 1.5

ΑΓΚΥΡΙΑ (ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ)

=====

Διάμετρος (d).....: 20.00mm
 Ποιότητα.....: 10.9
 Όριο διαρροής.....: 0.900kN/mm2
 Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης.....: 30.00mm
 Διάμετρος αγκίστρου (D).....: 50.00mm
 Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου (l2).....: 100.00mm
 Μήκος αγκυρίου (H).....: 500.00mm

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

=====

Αριθμός αγκυρίων.....: 2
 Απόσταση s των αγκυρίων μεταξύ τους.....: 170.00mm

ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

=====

Διατομή.....: HEB300
 Ύψος.....: 650.00mm

 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ ** [] **

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Υποστύλωμα	3397.20kN	17.21kN	-----

ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

=====

Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση.....: 0.01700kN/mm2
 Πρέπει να ισχύει $hp * bp \geq$: 266447.06mm2
 ΕΠΑΡΚΕΙΑ $hp * bp =$ 480000.0mm2

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (t_p minimum).....: 89.00mm
Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ ($t_p \geq t_p$ minimum)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

=====

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας.....: 11.00mm
Η συγκόλληση είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας.....: 19.00mm
Η συγκόλληση είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

=====

Συνισταμένη θλιπτικής δράσης (F_c).....: 3397.20kN

Δεν απαιτείται στοιχείο διάτμησης (ισχύει $V < 0.3 \cdot F_c$)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 : ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

5.1 Εισαγωγή

Σύνδεσμοι ή **Αντιανέμιοι**, όπως έχει επικρατήσει, ονομάζονται οι φορείς που έχουν προορισμό αφενός να παραλαμβάνουν και να μεταφέρουν στο έδαφος με ασφάλεια κάθε είδους οριζόντια φορτία μιας κατασκευής, όπως ανεμοπίεση, σεισμός, κρουστικά φορτία, δευτερογενείς δυνάμεις προερχόμενες από την επιρροή των παραμορφώσεων στην ένταση, κι αφετέρου να εξασφαλίζουν στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής, τη γενική ευστάθειά του στο χώρο. Οι φορείς αυτοί διατάσσονται σε κατάλληλα επιλεγμένες θέσεις ανάλογα με τη μορφή του φέροντος οργανισμού και διακρίνονται σε **οριζόντιους (ή κεκλιμένους)** και **κατακόρυφους**.

Οι **οριζόντιοι σύνδεσμοι** τοποθετούνται είτε στα πατώματα, όταν αυτά είναι εξ' ολοκλήρου μεταλλικά, είτε στις οριζόντιες στέγες, καθιστώντας άκαμπτο το δίσκο τους, διευκολύνοντας τη συναρμολόγηση, παρεμποδίζοντας εγκάρσιες παρεκκλίσεις του θλιβόμενου πέλματος και τέλος μεταφέροντας τις οριζόντιες δυνάμεις στους κατακόρυφους συνδέσμους. Συνήθως είναι δικτυώματα, τα οποία έχουν διαγώνιους χιαστί ράβδους που καταπονούνται μόνο σε εφελκυσμό. Επειδή η καταπόνησή τους είναι συνήθως μικρή οι απαιτούμενες διατομές είναι κι αυτές μικρές και κατασκευάζονται συνήθως από απλά γωνιακά. Ο ελάχιστος αριθμός των οριζόντιων συνδέσμων για κάθε διεύθυνση είναι δυο. Οι διαγώνιοι ράβδοι κοχλιώνονται ή συγκολλώνται απευθείας ή μέσω κομβοελάσματος, στο άνω πέγμα των κύριων φορέων.

Οι **κατακόρυφοι σύνδεσμοι** παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία της κατασκευής και τα μεταφέρουν στο έδαφος. Διακρίνονται σε ολόσωμους (μεμονωμένα πακτωμένα υποστυλώματα, πλαίσια κ.λ.π.) και δικτυωτούς, ή και σε συνδυασμό αυτών. Υπάρχουν δύο τύποι δικτυωτών κατακορύφων συνδέσμων: οι **δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα (X, Λ, Κ)** και οι **δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα**. Η λύση των δικτυωτών συνδέσμων είναι συνήθως οικονομικότερη και συνηθέστερη και πρέπει να προτιμάται, εκτός αν λειτουργικοί λόγοι το απαγορεύουν (π.χ. σε περίπτωση που τα φατνώματα των συνδέσμων πρέπει να είναι τελείως ανοιχτά), οπότε καταφεύγουμε σε ολόσωμους. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι διατάσσονται σε επίπεδα κάθετα μεταξύ τους και κατά προτίμηση στα ακραία εξωτερικά κατακόρυφα επίπεδα, για αύξηση της αστρεψιάς του όλου φορέα. Επιδιώκεται η τοποθέτησή τους στα ίδια με τους οριζόντιους συνδέσμους φατνώματα, έτσι ώστε να αποφεύγεται η μέσω διαμήκους κεφαλοδοκού

έμμεση μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων (αντιδράσεων των οριζόντιων συνδέσμων) σ' αυτούς.

5.2. Σεισμική συμπεριφορά αντιανέμιων συνδέσμων

5.2.1 Οριζόντιοι σύνδεσμοι

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, τα διαφράγματα ή οι οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι πρέπει να εξασφαλίζουν την μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων στους κατακόρυφους φορείς (κατακόρυφους συνδέσμους ή/και πλαίσια) με επαρκή υπεραντοχή ώστε αφενός μεν να επιτυγχάνεται ο περιορισμός των πλαστικών αρθρώσεων στις προβλεπόμενες θέσεις, αφετέρου δε να υπάρχει δυνατότητα ανακατανομής των δυνάμεων που είναι απαραίτητη, επειδή οι κατακόρυφοι φορείς δεν εισέρχονται σύγχρονα στο μετελαστικό στάδιο. Κατά κανόνα η προηγούμενη απαίτηση καλύπτεται αν τα μέλη των οριζοντίων συνδέσμων ελεγχθούν με τις δράσεις που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς πολλαπλασιασμένες επί συντελεστή μεγεθύνσεως $\alpha = 1.50$. Είναι πολύ σημαντικό να σημειωθεί ότι η παραπάνω απαίτηση του ΕΑΚ2000 αποτελεί μέρος των ελέγχων που επιβάλλει ο ΕΑΚ2000 για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού. Με βάση όμως την §4.1.4, που αναφέρεται στους γενικούς κανόνες του ικανοτικού σχεδιασμού, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει την μικρότερη από τις τιμές 1.5 ή $q/2$ πάντως όχι μικρότερη του 1, όπου q οι τιμές που δίνονται στον πίνακα 2.6 του ΕΑΚ2000. Στο Γυμναστήριο χρησιμοποιήθηκαν γωνιακά **L90.9** στα πατώματα των ορόφων στις θέσεις που φαίνονται στο σχήμα της κατασκευής. Ο σεισμικός έλεγχος του κτιρίου μας έχει πραγματοποιηθεί για $q=1,5$, οπότε **δεν απαιτείται** ο παραπάνω έλεγχος των οριζοντίων συνδέσμων με τον σεισμικό συντελεστή $\alpha=1.50$.

5.2.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, σε δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα η ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη. Πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο οι εφελκόμενες διαγώνιοι. Δικτυωτοί σύνδεσμοι κατάλληλοι για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων ανήκουν στους ακόλουθους 2 τύπους:

- Διαγώνιοι σύνδεσμοι. Στον τύπο αυτό οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται συνήθως μόνο από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγώνιους, ενώ

αγνοείται η συμμετοχή των θλιβομένων διαγωνίων (που δεν ελέγχονται σε θλίψη). Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα (σύνδεσμοι τύπου X) ή σε διαφορετικό φάτνωμα. Η λυγηρότητα των διαγωνίων συνδέσμων πρέπει εν γένει να είναι περιορισμένη. Οι κύριες δυνάμεις αξονικού εφελκυσμού και αξονικής θλίψης που αναλαμβάνουν οι διαγώνιοι, έχουν σαν αποτέλεσμα την πολύ περιορισμένη δυνατότητά τους σε αναστρεφόμενες ανελαστικές παραμορφώσεις. Δοκιμές έδειξαν ότι αφού υποστεί λυγισμό, μία αξονικά φορτιζόμενη διαγώνιος χάνει γρήγορα την αντοχή της κάτω από επαναλαμβανόμενες ανελαστικές αντιστροφές του φορτίου, και δεν ξαναγυρίζει στην αρχική ευθύγραμμη θέση της. Για τους προαναφερθέντες λόγους **είναι πολύ σημαντικό να περιορίζεται η λυγηρότητα των διαγωνίων των δικτυωτών συνδέσμων.**

• Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ. Στον τύπο αυτό η συμμετοχή της θλιβομένης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων. Οι διαγώνιοι μπορούν να έχουν μορφή V ή Λ και το κοινό σημείο τους βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει την στατική του συνέχεια. Στο κτίριο χρησιμοποιήθηκαν διαγώνιοι σύνδεσμοι **SH 180 180 6.3** (στις θέσεις που φαίνονται στο σχήμα της κατασκευής).

5.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων επίλυσης κατασκευών με ή χωρίς αντιανέμιους

Τα μεγέθη που χρησιμοποιήθηκαν για τη σύγκριση των επιλύσεων (με ή χωρίς αντιανέμιους συνδέσμους) είναι οι μέγιστες μετακινήσεις ($\Delta x, \Delta y$) σε δεδομένο κόμβο και τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη (N, V_z, M_y) κυρίων δοκών και υποστυλωμάτων του κτιρίου.

5.3.1 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

Από την περιβάλλουσα στατικών και σεισμικών φορτίων επιλέχθηκε η δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης για την αξονική N , την τέμνουσα V_z και τη ροπή M_y για επίλυση με ή χωρίς αντιανέμιους συνδέσμους στο κτίριο. Επιλέχθηκε ενδεικτικά ένα πλαίσιο στο οποίο μελετήθηκαν οι διαφοροποιήσεις στα παραπάνω εντατικά μεγέθη. Ακολουθούν οι πίνακες των συγκρίσεων και τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών. Πρέπει να τονιστεί ότι τα συμπεράσματα βγαίνουν με τη σύγκριση της περίπτωσης όπου το κτίριο δεν έχει κανέναν κατακόρυφο αντιανέμιο **No-Truss** σε σχέση με την περίπτωση που έχει λίγους **Truss 1** και με την περίπτωση που έχει περισσότερους **Truss 2**.

		N(KN)				Vz(KN)			
Δ	Αποστάσεις (m)	Truss 1 (LC51)	Truss 2 (LC51)	No-Truss (LC51)	Αύξηση %	Truss1 (LC55)	Truss2 (LC55)	No-Truss (LC55)	Αύξηση %
1433	0	59,7	63,1	53,7	11,1 17,5	215,18	211,32	246,05	-12,54 -14,11
	5	59,7	63,1	53,7	11,1 17,5	215,51	215,57	264,66	-23,3 -23,2
1434	0	55,9	62,5	42,2	32,46 48,1	206,02	203,59	229,04	-10 -11,1
	5	55,9	62,5	42,2	32,46 48,1	215,77	213,40	252,67	-24,2 -24,1
1435	0	42,1	48,4	29,5	42,7 64	215,84	231,47	234	-7,7 -1,1
	5	42,1	48,4	29,5	42,7 64	206,08	203,66	253,41	-28,8 -28,3
1436	0	16,6	21,2	14,6	13,6 45,2	215,44	211,51	222,31	-3,1 -4,9
	5	16,6	21,2	14,6	13,6 45,2	215,11	211,25	61,03	252 254,1
		My(KN.m)							
Δ	Αποστάσεις (m)	Truss 1 (LC60)	Truss 2 (LC60)	No-Truss (LC60)	Αύξηση %				
1433	0	159,37	147,84	349,76	-54,4 -57,7				
	5	156,26	147,14	286,18	-45,3 -38,58				
1434	0	167,37	160,73	297,54	-43,7 -45,9				
	5	188,94	183,57	300,82	-37,1 -38,9				
1435	0	189,11	183,73	300,82	-37,1 -38,9				
	5	167,54	160,90	297,54	-43,6 -45,9				
1436	0	156,05	146,93	286,18	-45,4 -48,6				
	5	159,37	147,73	349,76	-54,4 -57,7				

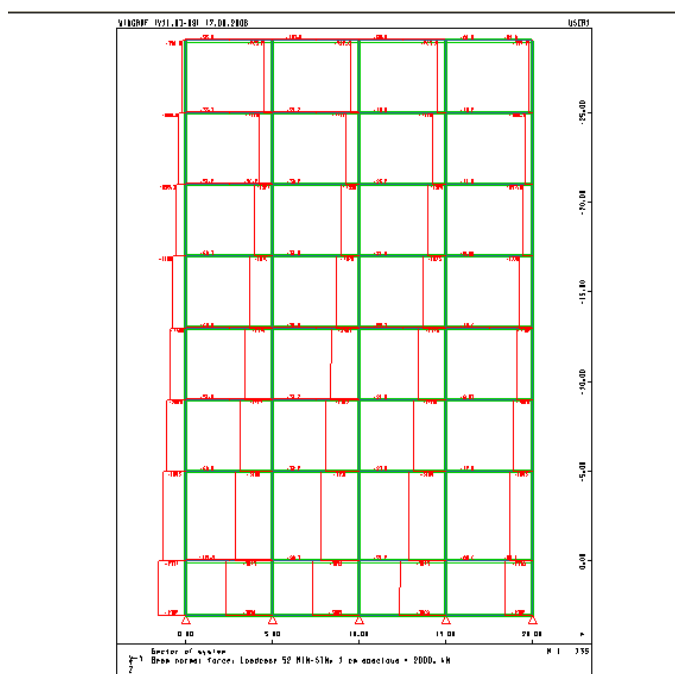
Πίνακας 5.1: Σύγκριση εντατικών μεγεθών των κύριων δοκών

		N(KN)				Vz(KN)			
Y	Αποστάσεις (m)	Truss2 (LC51)	Truss1 (LC51)	No-Truss (LC51)	Αύξηση %	Truss1 (LC55)	Truss2 (LC55)	No-Truss (LC55)	Αύξηση %
1163	0	236,2	224,7	126,1	86,91 71,51	35,57	38,12	137,66	-76,9 -73,8
	5	228,3	216,8	168,2	35,7 29,2	35,57	38,12	137,66	-76,9 -73,8
1263	0	797,1	786,1	734,8	23,2 19,87	37,64	36,69	137,58	-77,65 -76,75
	5	790,8	779,8	728,4	8,31 7,91	37,64	36,69	137,58	-77,65 -76,75
1363	0	373,9	364,2	319,1	17,62 15,52	42,94	41,26	46,52	-54,9 -67,5
	5	373,9	357,9	312,7	17,62 1,92	42,94	41,26	96,52	-54,9 -67,5
1463	0	959,5	951,5	919,4	4,3 3,73	45,58	30,68	84,14	-45,5 -59,1
	5	953,2	945,2	913,1	2,83 2,73	45,58	30,68	84,14	-45,5 -59,1
1563	0	552,9	546,7	525,9	10,84 9,33	45,41	40,01	68,74	-33,9 -50,7
	5	546,6	540,4	519,6	11,8 10,91	45,41	40,01	68,74	33,9 50,7
1663	0	151,5	147,2	133,9	1,352 12,17	43,31	25,84	49,59	-12,6 -65,8
	5	145,2	140,9	127,6	1,456 12,17	43,31	25,84	49,59	-12,6 -65,8
1763	0	59,3	57,1	49,4	11,32 10,02	41,13	17,58	28,18	51,9 -3,2
	5	53	50,8	43,1	14,03 11,13	41,13	17,58	28,18	51,9 -3,2
My(KN.m)									
Y		Truss 1 (LC60)	Truss 2 (LC60)	No-Truss (LC60)	Αύξηση				
1163	0	111,25	86,97	340,28	-67 -74,6				
	5	66,41	52,98	197,43	-66 -73,2				
1263	0	78,94	55,69	212,99	-62,9 -73				
	5	71,35	50,54	216,71	-67,2 -76,9				
1363	0	89,09	65,45	183,11	-51,6 -64				
	5	82,16	58,72	202,31	-58,9				

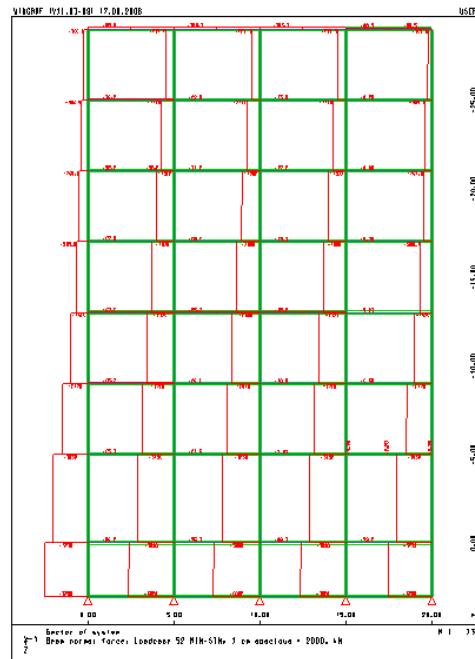
					-71
1463	0	92,34	68,71	155,54	-41 55,3
	5	89,19	64,90	180,14	-55,1 -63,8
1563	0	89,87	67,68	121,68	-26,1 -44
	5	90,86	67,06	152,06	-40,7 -60,9
1663	0	82,74	62,96	181,22	-58 -63,4
	5	89,41	67,04	115,85	-22,4 -42,5
1763	0	67,00	51,59	38,93	41,79 29,26
	5	95,93	72,56	71,50	34,2 0,4

Πίνακας 5.2: Σύγκριση εντατικών μεγεθών των υποστυλωμάτων

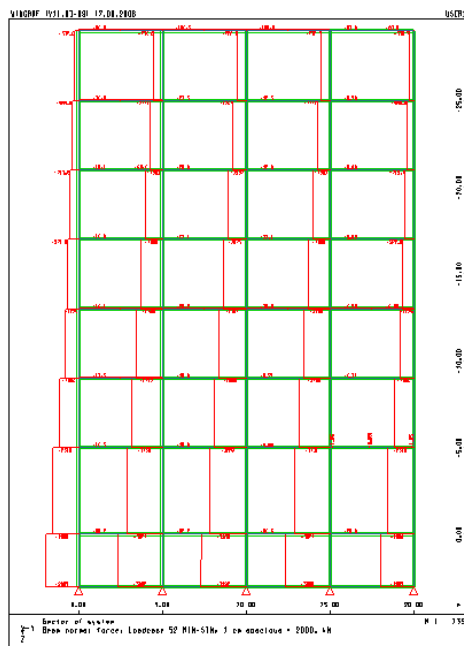
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΞΟΝΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ Ν ΓΙΑ LC(51)



Σχήμα 1: No-Truss για αξονικές



Σχήμα 4: Truss 1 για αξονικές

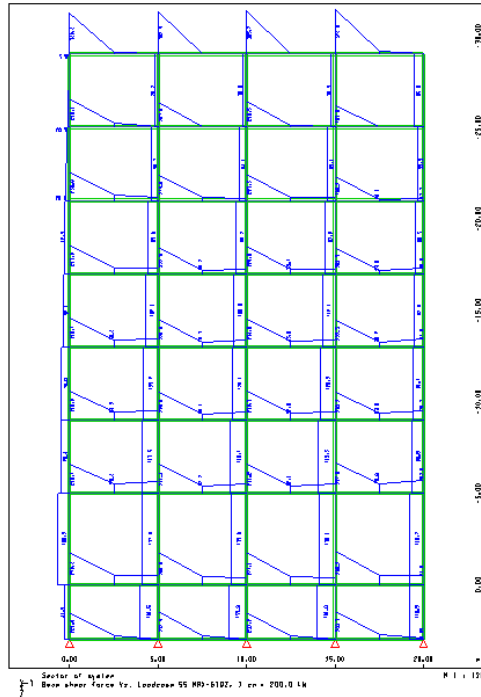


Σχήμα 5: Truss 2 για αξονικές

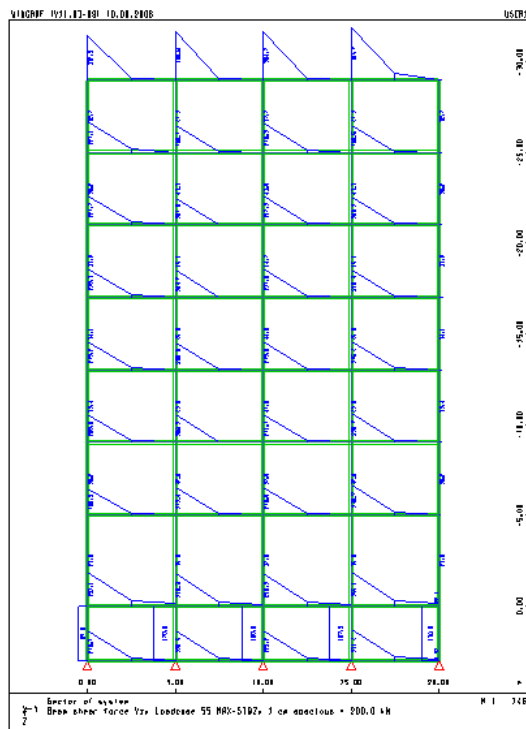
Από τις συγκρίσεις που προηγήθηκαν συμπεραίνουμε ότι όσο πιο πολλούς κατακόρυφους συνδέσμους έχει το κτίριο τόσο πιο μεγάλη γίνεται η τιμή της αξονική δύναμης. Πιο συγκεκριμένα διαπιστώνεται ότι αν συγκρίνουμε την επίλυση με τους

περισσότερους συνδέσμους με αυτή όπου δεν υπάρχουν καθόλου σύνδεσμοι η αξονική N είναι έως και δύο φορές μεγαλύτερη στην πρώτη περίπτωση.

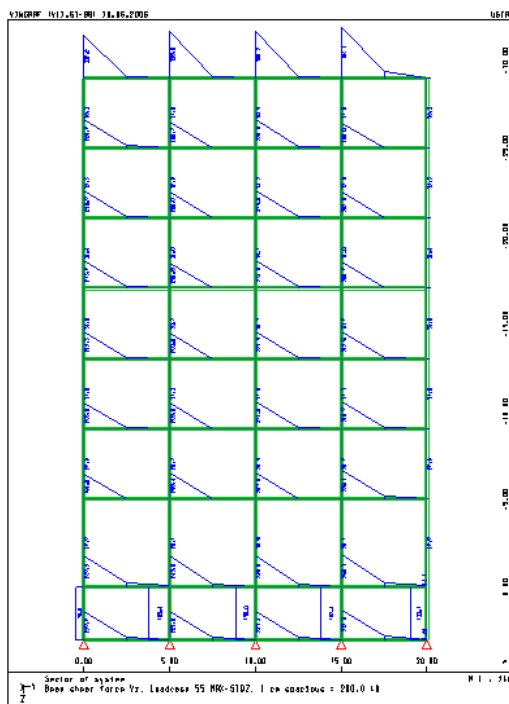
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ Vz ΓΙΑ LC(55)



Σχήμα 6: No-Truss για τέμνουσες



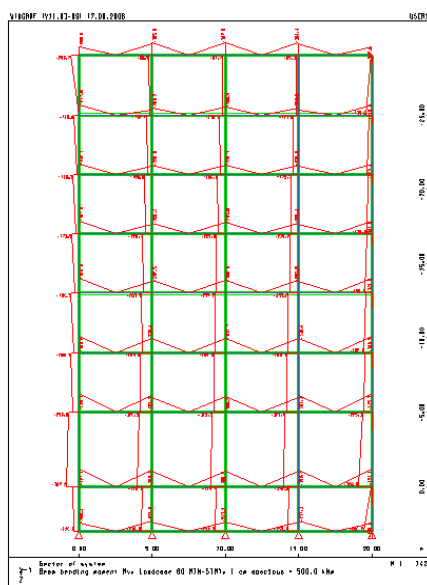
Σχήμα 7: Truss 1 για τέμνουσες



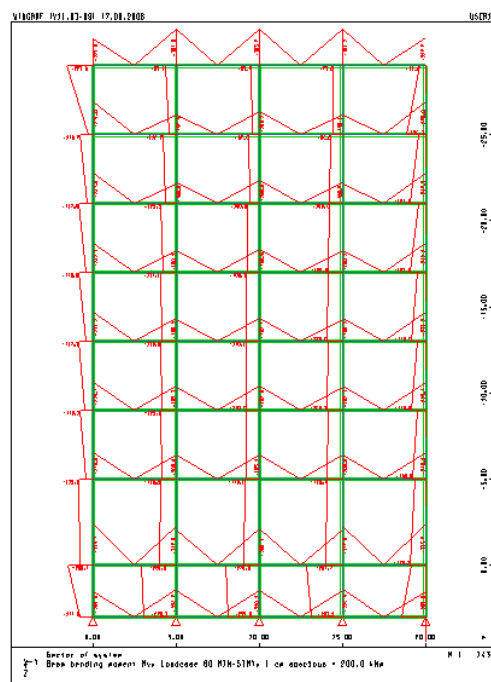
Σχήμα 8: Truss 2 για τέμνουσες

Από τις συγκρίσεις που προηγήθηκαν συμπεραίνουμε ότι όσο πιο πολλούς κατακόρυφους συνδέσμους έχει το κτίριο τόσο πιο μικρή γίνεται σε γενικές γραμμές η τιμή της τέμνουσας δύναμης τόσο για τις κύριες δοκούς όσο και για τα υποστυλώματα.

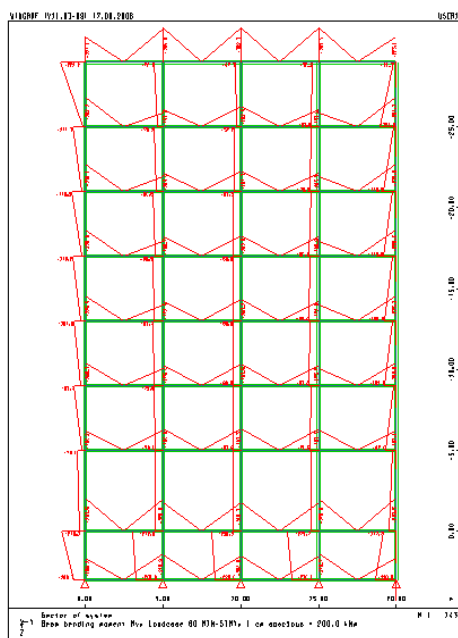
ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΡΟΠΩΝ M_y ΓΙΑ LC(60)



Σχήμα 9: No-Truss για ροπές



Σχήμα 10: Truss 1 για ροπές



Σχήμα 11: Truss 2 για ροπές

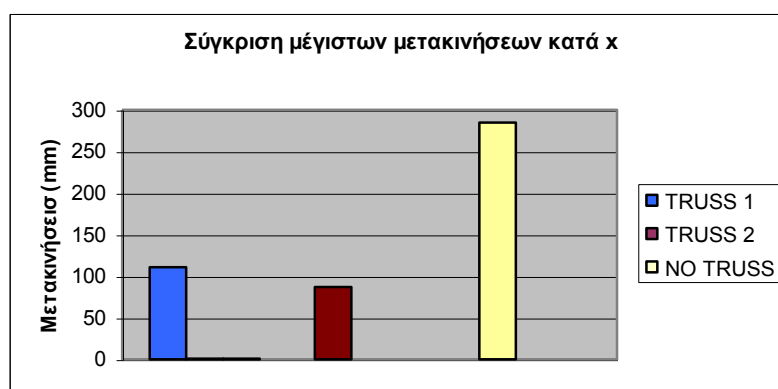
Από τις συγκρίσεις που προηγήθηκαν συμπεραίνουμε ότι όσο πιο πολλούς κατακόρυφους συνδέσμους έχει το κτίριο τόσο πιο μικρή γίνεται σε γενικές γραμμές η τιμή της ροπής.

5.3.2 Σύγκριση μέγιστων μετατοπίσεων κόμβων

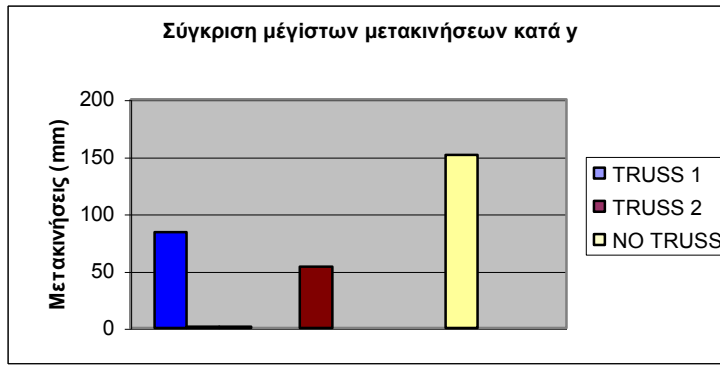
Για τον υπολογισμό της μέγιστης μετακίνησης κατά x και y του Γυμναστηρίου για επίλυση με ή χωρίς αντιανέμιους συνδέσμους θεωρήσαμε ότι ασκούνται μόνο τα οριζόντια φορτία (άνεμος κατά x και y, σεισμός) και προέκυψαν τα εξής αποτελέσματα: μέγιστη μετακίνηση κατά x ,για LC453 στον κόμβο 832 και μέγιστη μετακίνηση κατά y, για LC463 στον κόμβο 817.

	LC453 κόμβος 832 x μετακίνηση	LC463 κόμβος 817 y μετακίνηση
1 Truss	110,478	83,968
2 Truss	86,549	53,501
No- Truss	284,697	151,652
Μείω ση%	62-69	45-64

Πίνακας 5.3: Σύγκριση μέγιστων μετατοπίσεων κόμβων



Πίνακας 5.4: Σύγκριση μέγιστων μετατοπίσεων κατά x



Πίνακας 5.5: Σύγκριση μέγιστων μετατοπίσεων κατά y

Τα αποτελέσματα της σύγκρισης των μετακινήσεων βρίσκονται στους πίνακες και τα ραβδογράμματα που ακολουθούν.

Από τα παραπάνω φαίνεται ότι στην επίλυση χωρίς αντιανέμιους εμφανίζονται μεγαλύτερες μετακινήσεις έως και τέσσερις φορές απ' ότι με αντιανέμιους, γεγονός αναμενόμενο λαμβάνοντας υπόψη την ικανότητά τους να εξασφαλίζουν τη γενική ευστάθεια της κατασκευής στο χώρο.

5.3.3 Γωνιακή παραμόρφωση

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 ο περιορισμός γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου είναι $\gamma < \gamma_{op}$ όπου :

$$\gamma = \frac{q \cdot \Delta_{ελ}}{2,5 \cdot h} \geq \frac{\Delta_{ελ}}{h} \quad (\text{δηλ. για } q < 2,5 \text{ ισχύει } \gamma = \frac{\Delta_{ελ}}{h})$$

όπου $q = 1,50$ ο συντελεστής συμπεριφοράς

h το ύψος του ορόφου με $h = 4\text{m}$ για το ισόγειο και $h = 5\text{m}$ για τους υπόλοιπους ορόφους

Δ η σχετική μετακίνηση όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση

γ_{op} είναι 0,005 για τοιχοπληρώσεις και 0,007 για λιγότερο ευαίσθητα χωρίσματα, όπως στην περίπτωσή μας.

Truss 1

KO MBOI	ma x x	KO MBOI	max Δx	γ
134	3,2 64	134	13, 249	0,0 0264
227	16, 513	227	14, 926	0,0 0373
303	31, 439	303	16, 241	0,0 0406
422	47, 680	422	17, 121	0,0 0428
532	64, 801	532	17, 097	0,0 0427
622	81, 898	622	16, 032	0,0 0411
727	97, 930	727	12, 548	0,0 03137
832	110 ,478			
KO MBOI	ma x ψ	KO MBOI	max Δψ	γ
123	5,9 47	123	14, 169	0,0 0283
233	20, 166	233	11, 891	0,0 0297
334	32, 007	334	12, 321	0,0 0308
434	44, 323	434	12, 255	0,0 0306
534	56, 582	534	11, 531	0,0 0288
634	68, 113	634	10, 108	0,0 02527
734	78, 221	734	7,0 76	0,0 01769
833	85, 297			

Πίνακας 5.4: Σύγκριση γωνιακής παραμόρφωσης για το Truss 1

Truss 2

KO MBOI	ma x x	KO MBOI	max Δx	γ
134	3,5 34	134 -222	10, 102	0,0 0202
222	13, 635	222 -332	11, 346	0,0 0283
332	24, 981	332 -422	12, 339	0,0 0308
422	37, 371	422 -533	13, 226	0,0 0330
532	50, 546	532 -632	13, 408	0,0 0352
632	63, 954	632 -722	12, 769	0,0 0319
722	76, 723	722 -832	9,8 26	0,0 0245
832	86, 825			
KO MBOI	ma x ψ	KO MBOI	max $\Delta \psi$	γ
122	3,9	122 -218	7,9 76	0,0 0159
218	11, 888	218 -318	6,9 02	0,0 0172
318	18, 790	318 -418	7,5 67	0,0 0189
418	26, 357	418 -529	7,6 82	0,0 0192
529	34, 039	529 -610	7,4 29	0,0 0185
610	41,	610	6,7	0,0

	468	-729	92	0169
729	48,	729	5,5	0,0
	260	-827	17	0137
827	53,			
	777			

Πίνακας 5.5: Σύγκριση γωνιακής παραμόρφωσης για το το Truss 2

No Truss

KO MBOI	ma x x	KO MBOI	max Δx	γ
132	2,6	132	73,	0,0
	84	-218	731	184
218	76,	218	54,	0,0
	409	-332	995	137
332	131	332	48,	0,0
	,402	-432	014	121
432	179	432	40,	0,0
	,409	-532	548	101
532	219	532	31,	0,0
	,957	-632	899	0794
632	251	632	21,	0,0
	,779	-727	846	0546
727	273	727	11,	0,0
	,625	-832	121	0278
832	284			
	,697			
KO MBOI	ma x ψ	KO MBOI	max Δψ	γ
116	3,8	116	38,	0,0
	09	-227	882	076
227	42,	227	27,	0,0
	778	-329	985	0699

329	70, 763	329	24, 795	0,0 0619
432	95, 561	432	8,5 63	0,0 0214
528	116 ,723	528	16, 797	0,0 0413
627	133 ,517	627	11, 653	0,0 0219
727	145 ,255	727	6,3 97	0,0 0158
818	151 ,652			

Πίνακας 5.6: Σύγκριση γωνιακής παραμόρφωσης για No Truss

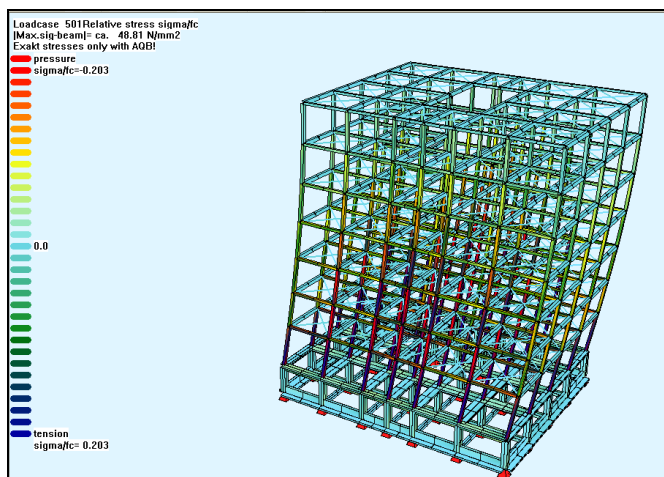
Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι ο έλεγχος γωνιακής παραμόρφωσης δεν ικανοποιείται μόνο στην περίπτωση που δεν έχουμε χιαστί το οποίο ήταν αναμενόμενο. Αυτό σημαίνει ότι ενώ ο έλεγχος αστοχίας ικανοποιείται, δηλαδή οι διατομές θα αντέξουν, ο έλεγχος λειτουργικότητας δεν ικανοποιείται και η τοιχοποιία θα σπάσει.

5.3.4 Σύγκριση ιδιομορφών

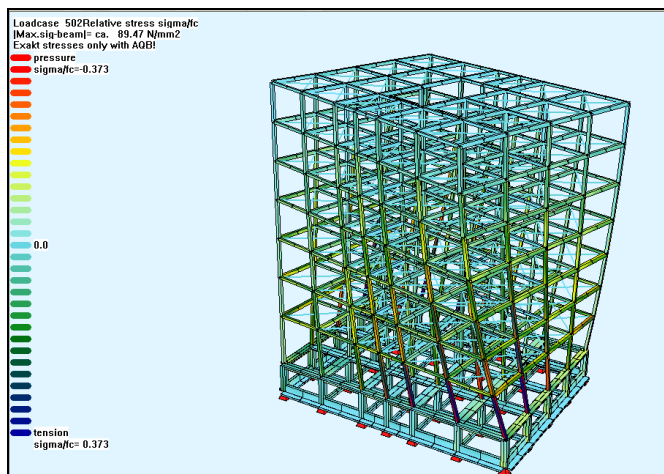
	TRUSS 1	TRUSS 2	NO TRUSS
ΙΔΙΟΜΟ ΡΦΗ 1	0,938	1,133	0,422
ΙΔΙΟΜΟ ΡΦΗ 2	0,995	1,481	0,637
ΙΔΙΟΜΟ ΡΦΗ 3	1,123	1,710	0,683

Πίνακας 5.7: Ιδιοσυχνότητες ιδιομορφών (ω (Hz))

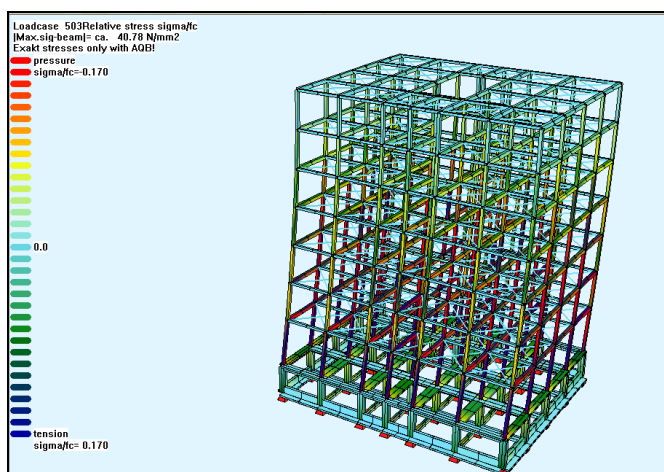
NO TRUSS



Σχήμα 12: 1^η ιδιομορφή

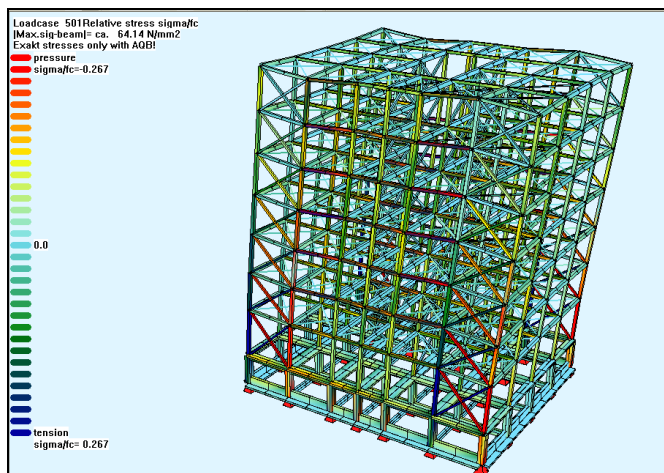


Σχήμα 13: 2^η ιδιομορφή

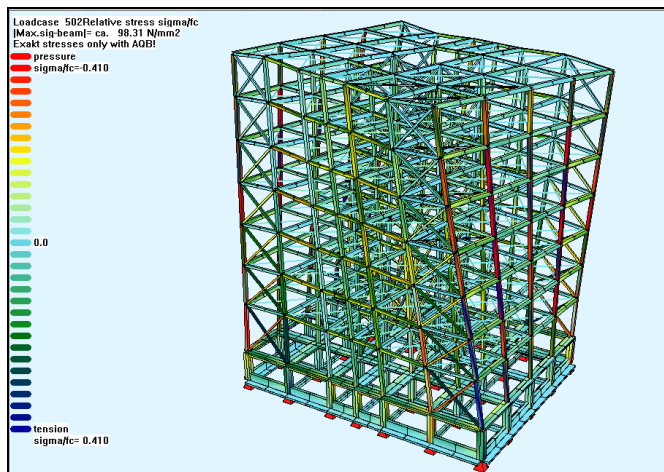


Σχήμα 14: 3^η ιδιομορφή

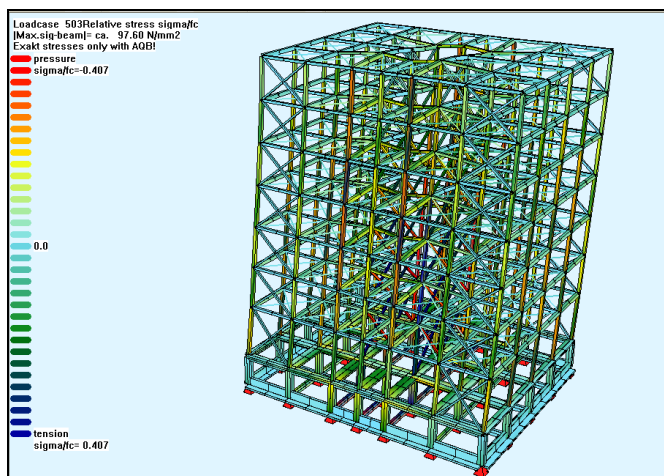
TRUSS 1



Σχήμα 15: 1^η ιδιομορφή

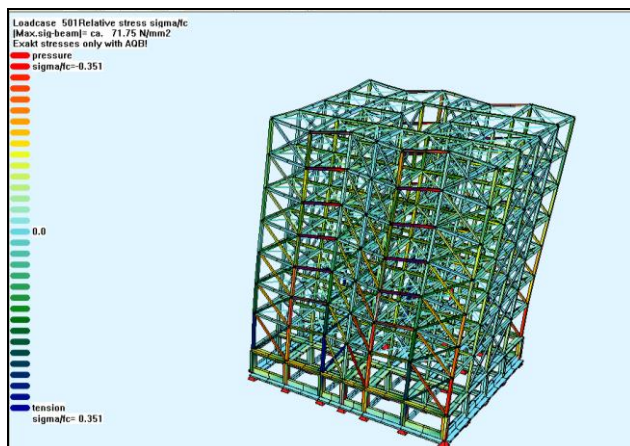


Σχήμα 16: 2^η ιδιομορφή

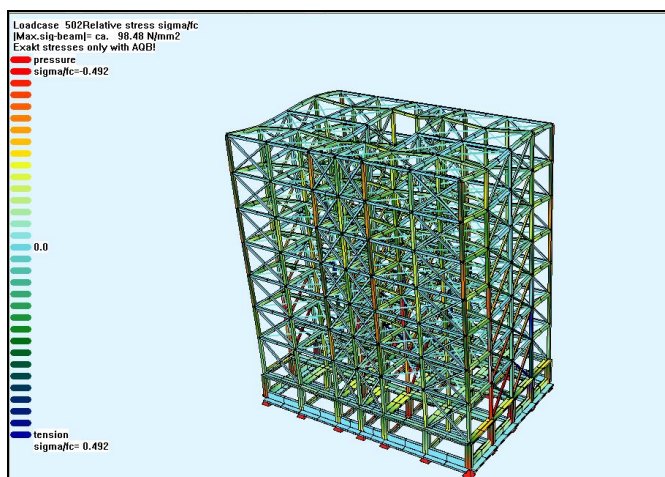


Σχήμα 17: 3^η ιδιομορφή

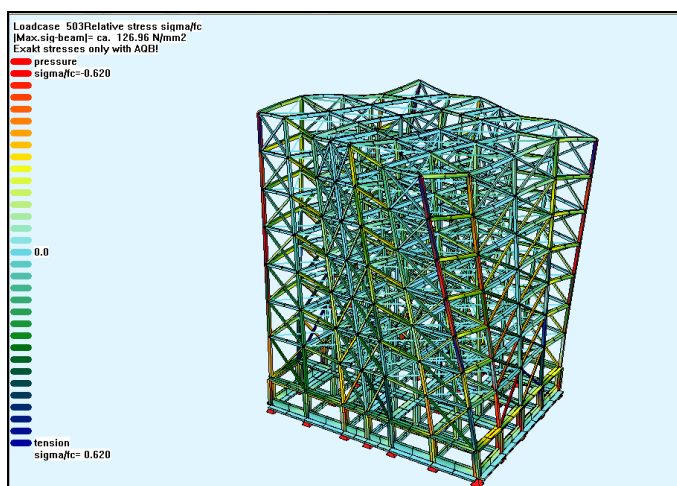
TRUSS 2



Σχήμα 18: 1^η ιδιομορφή



Σχήμα 19: 2^η ιδιομορφή



Σχήμα 20: 3^η ιδιομορφή

Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι όσο πιο πολλούς αντιανέμιους έχουμε η ιδιοσυχνότητα αυξάνεται ενώ η ιδιοπερίοδος μειώνεται σύμφωνα με τον τύπο $T = \frac{2\pi}{f}$.

Επιπλέον από τα παραπάνω σχήματα διαπιστώνουμε ότι για την περίπτωση που δεν έχουμε καθόλου αντιανέμιους ή έχουμε λίγους τότε η πρώτη ιδιομορφή είναι μεταφορική κατά μικρή διεύθυνση, η δεύτερη στροφική και η τρίτη πάλι μεταφορική μεγάλη διεύθυνση. Στην τελευταία περίπτωση που έχουμε τους περισσότερους χιαστί η πρώτη και η δεύτερη ιδιομορφή είναι μεταφορική και η τρίτη στροφική όπως είναι αναμενόμενο.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

1. ΠΙΝΑΚΕΣ ΠΡΟΤΥΠΩΝ ΕΛΑΣΜΑΤΩΝ

ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΟΥΜΕΝΑ ΣΥΝΒΟΛΑ (II.1 έως II.16)

x-x	Ο 'ισχυρός' κύριος άξονας αδρανείας της διατομής (στον EC3 συμβολίζεται y-y).
y-y	Ο 'ασθενής' κύριος άξονας αδρανείας της πρότυπης διατομής (στον EC3 συμβολίζεται z-z).
h	Συνολικό ύψος της πρότυπης διατομής, σε mm
b	Πλάτος πέλματος της πρότυπης διατομής, σε mm
s	Πάχος κορμού της πρότυπης διατομής, σε mm
t	Πάχος πέλματος της πρότυπης διατομής, σε mm
r ή r ₁ ή r ₂	Ακτίνα συναρμογής, σε mm
h - 2c	Ευθύγραμμο τμήμα (ύψος) κορμού, σε mm
d	Διάμετρος κυκλικής διατομής, σε mm
F	Επιφάνεια της διατομής, σε cm ²
G	Βάρος της διατομής, σε kg * / m
I	Ροπή αδράνειας της διατομής, σε cm ⁴
W	Ροπή αντίστασης της διατομής, σε cm ³
i	Ακτίνα αδράνειας της διατομής, σε cm
d ή d ₁ ή d ₂	Μέγιστη διάμετρος οπής ηλώσεως ή κοχλιώσεως, σε mm
w ₁ ή w ₂ ή w ₃	Απόσταση γραμμών ηλώσεως ή κοχλιώσεως, σε mm
e _x	Απόσταση κεντροβαρικού άξονα x-x, σε cm
e _y	Απόσταση κεντροβαρικού άξονα y-y, σε cm
w	Απόσταση άξονα ξ-ξ (ισοσκελή γωνιακά), σε cm
v ₁	Απόσταση άξονα η-η (ισοσκελή γωνιακά), σε cm
α	Γωνία άξονα η-η ως προς τον άξονα y-y
x _M	Απόσταση κέντρου διατμήσεως (δοκός []), σε cm
α ₁	Απόσταση δύο διατομών (για J _y = 2 · J _x), σε mm
S	Στατική ροπή της ημιδιατομής, σε cm ³ [s _x = I _x / S _x]

Πίνακας Π.1: Υψίκορμοι δοκοί Ι

ΣΥΝΗΘΗ ΜΗΚΗ
 ΔΙΑ ΥΨΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΤΩ ΑΠΟ 300 mm ΑΠΟ 8 ΩΣ 16 m
 ΔΙΑ ΥΨΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΠΑΝΩ ΑΠΟ 300 mm ΑΠΟ 8 ΩΣ 18 m

t_1 = ΠΑΧΟΣ ΠΛΑΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΑΚΡΟ, ΠΡΙΝ ΑΡΧΙΣΕΙ Η ΣΤΡΟΓΓΥΛΕΥΣΗ

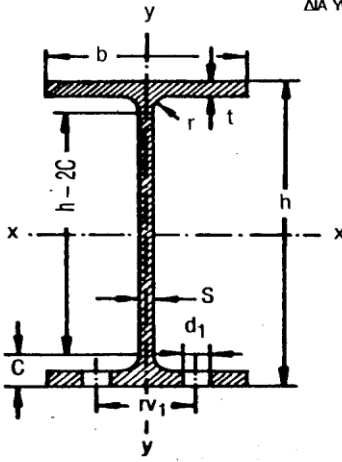
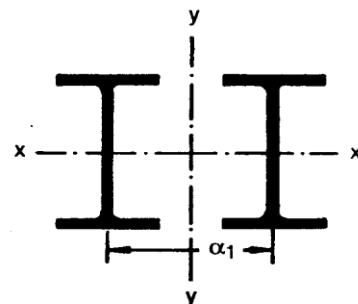
ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1080
 ΤΕΥΧΟΣ 1 (ΕΚΔ. ΙΟΥΝ. 1976)
 ΤΕΥΧΟΣ 4 (ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1980)

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΙΣ ΧΙΛΙΟΣΤΑ								F cm ²	G kg/m	ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ ΚΑΜΨΕΩΣ						s _x cm	ΟΡΙΕΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 997 ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970*	
											x-x			y-y				d ₁ mm	w ₁ mm
	h	b	s r ₁	t	r ₂	c	h-2c	t ₁			J _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm		d ₁ mm	w ₁ mm
I																			
80	80	42	3,9	5,9	2,3	10,5	59	4,4	7,57	5,94	77,8	19,5	3,20	629	3,00	0,91	6,84	6,4	22
100	100	50	4,5	6,8	2,7	12,5	75	5,0	10,6	8,34	171	34,2	4,01	122	4,88	1,07	8,57	6,4	28
120	120	58	5,1	7,7	3,1	14	92	5,7	14,2	11,1	328	54,7	4,81	21,5	7,41	1,23	10,3	8,4	32
140	140	66	5,7	8,6	3,4	15,5	109	6,3	18,2	14,3	573	81,9	5,61	35,2	10,7	1,40	12,0	11	34
160	160	74	6,3	9,5	3,8	17,5	125	6,9	22,8	17,9	935	117	6,40	54,7	14,8	1,55	13,7	11	40
180	180	82	6,9	10,4	4,1	19	142	7,5	27,9	21,9	1450	161	7,20	81,3	19,8	1,71	15,5	13**	44
200	200	90	7,5	11,3	4,5	20,5	159	8,2	33,4	26,2	2140	214	8,00	117	26,0	1,87	17,2	13	48
220	220	98	8,1	12,2	4,9	22	176	8,8	39,5	31,1	3060	278	8,80	162	33,1	2,02	18,9	13	52
240	240	106	8,7	13,1	5,2	24	192	9,4	46,1	36,2	4250	354	9,59	221	41,7	2,20	20,6	17	56
260	260	113	9,4	14,1	5,6	26	208	10,2	53,3	41,9	5740	442	10,4	288	51,0	2,32	22,3	17	60
300	300	125	10,8	16,2	6,5	29,5	241	11,8	69,0	54,2	9800	653	11,9	451	72,2	2,56	25,7	21	64
320	320	131	11,5	17,3	6,9	31	258	12,7	77,7	61,0	12510	782	12,7	555	84,7	2,67	27,4	21	70
340	340	137	12,2	18,3	7,3	33	274	13,5	86,7	68,0	15700	923	13,5	674	98,4	2,80	29,1	21	74
360	360	143	13,0	19,5	7,8	35	290	14,5	97,0	76,1	19610	1090	14,2	818	114	2,90	30,7	23	76
380	380	149	13,7	20,5	8,2	37	306	15,3	107	84,0	24010	1260	15,0	975	131	3,02	32,4	23	82
400	400	155	14,4	21,6	8,6	38,5	323	16,2	118	92,4	29210	1460	15,7	1160	149	3,13	34,1	23	86
425	425	163	15,3	23,0	9,2	41	343	-	132	104	36970	1740	16,7	1440	176	3,30	36,2	25	88
450	450	170	16,2	24,3	9,7	43,5	363	18,4	147	115	45850	2040	17,7	1730	203	3,43	38,4	25	94
475	475	178	17,1	25,6	10,3	45,5	384	-	163	128	56480	2380	18,6	2090	235	3,60	40,4	28	96
500	500	185	18,0	27,0	10,8	48	404	20,5	179	141	68740	2750	19,6	2480	268	3,72	42,4	28	100
550	550	200	19,0	30,0	11,9	52,5	445	-	212	166	99180	3610	21,6	3490	349	4,02	46,8	28	110
600	600	215	21,6	32,4	13,0	57,5	485	-	254	199	139000	4630	23,4	4670	434	4,30	50,9	28	120

ΟΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ Ι 380, 425, 475, 550 ΚΑΙ 600 ΔΕΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΖΟΝΤΑΙ ΠΛΕΟΝ. ΟΙ ΤΙΜΕΣ ΕΙΣ ΤΟΥΣ ΠΙΝΑΚΕΣ ΧΡΗΣΙΜΕΥΟΥΝ ΓΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥΣ ΕΛΕΓΧΟΥ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΠΟΥ ΗΔΗ ΥΠΑΡΧΟΥΝ.
 (*) ΑΝ ΔΙΑΘΕΤΑΙ ΠΕΡΥΣΣΟΤΕΡΕΣ ΤΙΜΕΣ ΓΙΑ ΤΑ d₁, w₁, Η ΜΙΚΡΟΤΕΡΗ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΓΙΑ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΚΟΧΛΩΝ.
 (**) ΔΕΝ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΟΥΝΤΑΙ ΕΔΩ ΟΙ ΚΟΧΛΕΣ ΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΔΙΑ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕ ΚΟΧΛΕΣ ΥΨΗΛΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

Πίνακας Π.2: Υψίκορμοι δοκοί μέσου πλάτους

ΣΥΝΗΘΗ ΜΗΚΗ
ΔΙΑ ΥΨΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΤΩ ΑΠΟ 300 mm ΑΓΙΩ 8 ΟΣ 16 m.
ΔΙΑ ΥΨΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΠΑΝΩ ΑΠΟ 300 mm ΑΓΙΩ 8 ΟΣ 18 m.

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1080
ΤΕΥΧΟΣ 1 (ΕΚΔ. ΙΟΥΝ. 1976)
ΤΕΥΧΟΣ 4 (ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1980)

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΙΣ ΧΙΛΙΣΤΑ								F	G	ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ ΚΑΜΜΕΩΣ								ΟΠΕΣ ΠΕΛΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 997 ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970*	
											x-x				y-y					
	h	b	s	t	r	c	h-2c	k			W _x	I _x	I _y	W _y	I _y	s _x	d ₁	w ₁		
	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm			cm	cm	cm	cm	cm	cm	mm	mm		
ΙΡΕ	ΥΨΙΚΟΡΜΕΣ ΔΟΚΟΙ Ι ΜΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΑ ΠΕΛΜΑΤΑ ΣΕΡΑ Ι ΡΕ (ΕΛΑΣΗ ΕΝ ΘΕΡΜΩ), ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1025 ΜΕΡΟΣ 5, ΕΚΔΟΣΗ ΜΑΡΤΙΟΣ 1965. Η ΣΕΡΑ Ι ΡΕ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΙ ΕΙΣ ΤΟΥΣ ΕΥΡΩΠΑΙΚΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΕΥΡΟΝΟΡΜ 19-57																			
80	80	46	3,8	5,2	5	10,2	59	7,84	6,00	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	6,9	6,4	26		
100	100	55	4,1	5,7	7	12,7	74	10,3	8,10	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	8,6	8,4	30		
120	120	64	4,4	6,3	7	13,3	93	13,2	10,4	318	53,0	4,90	27,7	8,65	1,45	10,5	8,4	36		
140	140	73	4,7	6,9	7	13,9	112	16,4	12,9	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,65	12,3	11	40		
160	160	82	5,0	7,4	9	16,4	127	20,1	15,8	869	109	6,58	68,3	16,7	1,84	14,0	13**	44		
180	180	91	5,3	8,0	9	17,0	146	23,9	18,8	1320	146	7,42	101	22,2	2,05	15,8	13	50		
200	200	100	5,6	8,5	12	20,5	159	28,5	22,4	1940	194	8,26	142	28,5	2,24	17,6	13	56		
220	220	110	5,9	9,2	12	21,2	177	33,4	26,2	2770	252	9,11	205	37,3	2,48	19,4	17	60		
240	240	120	6,2	9,8	15	24,8	190	39,1	30,7	3890	324	9,97	284	47,3	2,69	21,2	17	68		
270	270	135	6,6	10,2	15	25,2	219	45,9	36,1	5790	429	11,2	420	62,2	3,02	23,9	21 17	72		
300	300	150	7,1	10,7	15	25,7	248	53,8	42,2	8360	557	12,5	604	80,5	3,35	26,6	23	80		
330	330	160	7,5	11,5	18	28,5	271	62,6	49,1	11770	713	13,7	788	98,5	3,55	29,3	25 23	86		
360	360	170	8,0	12,7	18	30,7	298	72,7	57,1	16270	904	15,0	1040	123	3,79	31,9	25	90		
400	400	180	8,6	13,5	21	34,5	331	84,5	66,3	23130	1160	16,5	1320	146	3,95	35,4	28 25	96		
450	450	190	9,4	14,6	21	35,6	378	98,8	77,6	33740	1500	18,5	1680	176	4,12	39,7	28	106		
500	500	200	10,2	16,0	21	37,0	426	116	90,7	48200	1930	20,4	2140	214	4,31	43,9	28	110		
550	550	210	11,1	17,2	24	41,2	467	134	106	67120	2440	22,3	2670	254	4,45	48,2	28	120		
600	600	220	12,0	19,0	24	43,0	514	156	122	92080	3070	24,3	3390	308	4,66	52,4	28	120		
ΙΡΕο ΙΡΕv	ΥΨΙΚΟΡΜΕΣ ΔΟΚΟΙ ΕΚΤΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ																			
180 ο	182	92	6,0	9,0	9	18,0	146	27,1	21,3	1510	165	7,45	117	25,5	2,08	15,9	13	50		
200 ο	202	102	6,2	9,5	12	21,5	159	32,0	25,1	2210	219	8,32	169	33,1	2,30	17,7	13	56		
220 ο	222	112	6,6	10,2	12	22,2	177	37,4	29,4	3130	282	9,16	240	42,8	2,53	19,5	17	62		
240 ο	242	122	7,0	10,8	15	25,8	190	43,7	34,3	4370	361	10,0	329	53,9	2,74	21,3	17	68		
270 ο	274	136	7,5	12,2	15	27,2	219	53,8	42,3	6950	507	11,4	514	75,5	3,09	24,2	21 17	72		
300 ο	304	152	8,0	12,7	15	27,7	248	62,8	49,3	9990	658	12,6	746	98,1	3,45	26,9	23	80		
330 ο	334	162	8,5	13,5	18	31,5	271	72,6	57,0	13910	833	13,8	960	119	3,64	29,5	25 23	86		
360 ο	364	172	9,2	14,7	18	32,7	298	84,1	66,0	19050	1050	15,1	1250	146	3,86	32,1	25	90		
400 ο	404	182	9,7	15,5	21	36,5	331	96,7	75,7	26750	1320	16,7	1560	172	4,03	35,6	28 25	98		
400 v	308	182	10,6	17,5	21	38,5	331	107	84,0	30140	1480	16,8	1770	194	4,06	35,8	28 25	98		
450 ο	456	192	11,0	17,6	21	38,6	378	118	92,4	40920	1790	18,7	2090	217	4,21	40,0	28	106		
450 v	460	194	12,4	19,6	21	40,6	378	132	104	46200	2010	18,7	2400	247	4,26	39,8	28	106		
500 ο	506	202	12,0	19,0	21	40,0	426	137	107	57780	2280	20,6	2620	260	4,38	44,2	28	110		
500 v	514	204	14,2	23,0	21	44,0	426	164	129	70720	2750	20,8	3270	321	4,46	44,7	28	110		
550 ο	556	212	12,7	20,2	24	44,2	467	156	123	79160	2850	22,5	3220	304	4,55	46,5	28	120		
550 v	566	216	17,1	25,2	24	49,2	467	202	159	102300	3620	22,5	4260	395	4,59	48,7	28	120		
600 ο	610	224	15,0	24,0	24	48,0	514	197	154	118300	3680	24,5	4520	404	4,79	52,9	28	120		
600 v	618	228	18,0	28,0	24	52,0	514	234	184	141600	4580	24,6	5570	489	4,88	53,2	28	120		
ΙΡΕS	ΕΙΔΙΚΑ ΠΡΟΦΙΛ ΥΨΙΚΟΡΜΩΝ Ι ΕΚΤΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ																			
750	750	230	15	24	27	52,0	646	222	174	196200	5230	29,7	4900	425	4,70	64,6	28	120		

ΙΡΕ 500, 550, 600 ΚΑΙ ΙΡΕS 750 ΜΕ ΛΙΓΟ ΜΕΓΑΛΥΤΕΡΑ ΥΨΗ, ΙΡΕS 750 ΕΠΙΣΗΣ ΜΕ ΜΙΚΡΟΤΕΡΑ ΥΨΗ ΠΑΡΑΔΟΣΤΕΑ.

(*) ΑΝ ΔΙΔΩΝΤΑΙ ΠΕΡΙΣΣΟΤΕΡΕΣ ΤΙΜΕΣ ΔΙΑ ΤΗΝ d₁, Η ΜΙΚΡΟΤΕΡΗ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΓΙΑ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΠΡΟΕΤΙΜΕΝΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ.
(**) ΔΕΝ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΟΥΝΤΑΙ ΕΔΩ ΟΙ ΚΟΧΛΙΕΣ ΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΔΙΑ ΣΥΛΛΕΞΕΙΣ ΗV.

Πίνακας Π.3: Πλατύπελμοι δοκοί IPB (HEB)

$b = h$ ΓΙΑ ΥΨΗ ΔΟΚΩΝ ΜΕΧΡΙ ΚΑΙ 300 mm
 $b = 300$ mm ΓΙΑ ΥΨΗ ΔΟΚΩΝ ΠΑΝΩ ΑΠΟ 300 mm

ΣΥΝΗΘΗ ΜΗΚΗ
 ΔΙΑ ΥΨΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΤΩ ΑΠΟ 300 mm. ΑΠΟ 8 ΩΣ 16 m.
 ΔΙΑ ΥΨΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΠΑΝΩ ΑΠΟ 300 mm. ΑΠΟ 8 ΩΣ 18 m.

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑ DIN 1080
 ΤΕΥΧΟΣ 1 (ΕΚΔ. ΙΟΥΝ. 1976)
 ΤΕΥΧΟΣ 4 (ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1980)

ΣΥΜΒΟΛ.	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΣ ΧΛΙΟΣΤΑ							F cm ²	G kg/m	ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ-ΚΑΜΨΕΩΣ						S _x cm	ΟΡΙΕΣ ΠΕΓΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ DIN 997 ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970*			
	h	b	s	t	r	c	h-2c			x-x			y-y				d ₁ mm	w ₁ mm	w ₂ mm	w ₃ mm
										J _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm					
IPB HE-B	ΠΛΑΤΥΠΕΛΜΕΣ ΔΟΚΟΙ Ι ΜΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΑ ΠΕΓΜΑΤΑ. ΣΕΡΑ IPB, ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΤΗΣ, ΚΑΤΑ DIN 1025, ΜΕΡΟΣ 2. ΕΚΔΟΣΗ ΟΚΤΩΒΡ. 1963. Η ΣΕΡΑ Ι ΡΒ ΑΚΟΛΟΥΘΕΙ ΤΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΕΥΡΟΝΟΡΜ 53-62 (HE-B)																			
100	100	100	6	10	12	22	56	26,0	20,4	450	89,9	4,16	167	33,5	2,53	8,63	13	56	-	
120	120	120	6,5	11	12	23	74	34,0	26,7	664	144	5,04	318	52,9	3,06	10,5	17	66	-	
140	140	140	7	12	12	24	92	43,0	33,7	1510	216	5,93	550	78,5	3,58	12,3	21	76	-	
160	160	160	8	13	15	26	104	54,3	42,6	2490	311	6,78	889	111	4,05	14,1	23	86	-	
180	180	180	8,5	14	15	29	122	65,3	51,2	3830	426	7,66	1360	151	4,57	15,9	25	100	-	
200	200	200	9	15	18	33	134	78,1	61,3	5700	570	8,54	2000	200	5,07	17,7	25	110	-	
220	220	220	9,5	16	18	34	152	91,0	71,5	8090	736	9,43	2840	258	5,59	19,6	25	120	-	
240	240	240	10	17	21	38	164	106	83,2	11260	938	10,3	3920	327	6,08	21,4	25	96	35	
260	260	260	10	17,5	24	41,5	177	118	93,0	14920	1150	11,2	5130	395	6,58	23,3	25	106	40	
280	280	280	10,5	18	24	42	196	131	103	19270	1380	12,1	6590	471	7,09	25,1	25	110	45	
300	300	300	11	19	27	46	208	149	117	25170	1680	13,0	8560	571	7,58	26,9	28	120	45	
320	320	300	11,5	27	47,5	225	161	127	30820	1930	13,8	9240	616	7,57	28,7	28	120	45		
340	340	300	12	21,5	27	48,5	243	171	134	36660	2160	14,6	9690	646	7,53	30,4	28	120	45	
360	360	300	12,5	22,5	27	49,5	261	181	142	43190	2400	15,5	10140	676	7,49	32,2	28	120	45	
400	400	300	13,5	24	27	51	298	198	155	57680	2880	17,1	10820	721	7,40	35,7	28	120	45	
450	450	300	14	26	27	53	344	218	171	79890	3550	19,1	11720	781	7,33	40,1	28	120	45	
500	500	300	14,5	28	27	55	390	239	187	107200	4290	21,2	12620	842	7,27	44,5	28	120	45	
550	550	300	15	29	27	56	438	254	199	136700	4970	23,2	13080	872	7,17	48,9	28	120	45	
600	600	300	15,5	30	27	57	486	270	212	171000	5700	25,2	13530	902	7,08	52,2	28	120	45	
650	650	300	16	31	27	58	534	286	225	210600	6480	27,1	13980	932	6,99	57,5	28	120	45	
700	700	300	17	32	27	59	582	306	241	256900	7340	29,0	14440	963	6,87	61,7	28	126	45	
800	800	300	17,5	33	30	63	674	334	262	359100	8980	32,8	14900	994	6,68	70,2	28	130	40	
900	900	300	18,5	35	30	65	770	371	291	494100	10980	36,5	15820	1050	6,53	78,5	28	130	40	
1000	1000	300	19	36	30	66	868	400	314	644700	12890	40,1	16280	1090	6,38	86,8	28	130	40	

Πίνακας Π.4: Πλατύπελμοι ελαφρές δοκοί IPB ℓ (HEA)

ΣΥΝΗΘΗ ΜΗΚΗ
ΔΙΑ ΎΨΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΤΩ ΑΠΟ 300 mm. ΑΠΟ 8 ΩΣ 16 m.
ΔΙΑ ΎΨΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΠΑΝΩ ΑΠΟ 300 mm. ΑΠΟ 8 ΩΣ 18 m.

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1080
ΤΕΥΧΟΣ 1 (ΕΚΔ. ΙΟΥΝ. 1976)
ΤΕΥΧΟΣ 4 (ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1980)

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜ.	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΙΣ ΧΛΙΟΣΤΑ							F cm ²	G kg/m	ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ ΚΑΜΨΕΩΣ						S _x cm	ΟΓΕΣ ΠΕΛΑΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 997 ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970*			
	h	b	s	t	r	c	h-2c			x-x			y-y				d ₁ mm	w ₁ w ₂ mm	w ₃ mm	
										J _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm					
IPB HE-A	ΠΛΑΤΥΠΕΛΜΕΣ ΔΟΚΟΙ Ι ΜΕ ΕΛΑΦΡΕΣ ΠΑΡΑΛΛΗΛΑ ΠΕΛΑΜΑΤΑ. ΣΕΡΑ Ι Ρ Β1, ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΗΣ, ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1025, ΜΕΡΟΣ 3. ΕΚΔΟΣΗ ΟΚΤΩΒΡ. 1963 x Η ΣΕΡΑ Ι Ρ Β1 ΑΚΟΛΟΥΘΕΙ ΤΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ ΕΥΡΩΝΟΡΜ 53-62 (HE-A)																			
100	96	100	5	8	12	20	56	21,2	16,7	349	72,8	4,06	134	26,8	2,51	8,41	13	56	-	
120	114	120	5	8	12	20	74	25,3	19,9	606	106	4,89	231	38,5	3,02	10,1	17	66	-	
140	133	140	5,5	8,5	12	20,5	92	31,4	24,7	1030	155	5,73	389	55,6	3,52	11,9	21	76	-	
160	152	160	6	9	15	24	104	38,8	30,4	1670	220	6,57	616	76,9	3,98	13,6	23	86	-	
180	171	180	6	9,5	15	24,5	122	45,3	35,5	2510	294	7,45	925	103	4,52	15,5	25	100	-	
200	190	200	6,5	10	18	28	134	53,8	42,3	3690	389	8,28	1340	134	4,98	17,2	25	110	-	
220	210	220	7	11	18	29	152	64,3	50,5	5410	515	9,17	1950	178	5,51	19,0	25	120	-	
240	230	240	7,5	12	21	33	164	76,8	60,3	7760	675	10,1	2770	231	6,00	20,9	25	94	36	
260	250	260	7,5	12,5	24	36,5	177	86,8	68,2	10450	836	11,0	3670	282	6,50	22,7	25	100	40	
280	270	280	8	13	24	37	196	97,3	76,4	13670	1010	11,9	4760	340	7,00	24,6	25	110	45	
300	290	300	8,5	14	27	41	208	113	88,3	18260	1260	12,7	6310	421	7,49	26,4	28	120	45	
320	310	300	9	15,5	27	42,5	225	124	97,6	22930	1480	13,6	6990	466	7,49	28,2	28	120	45	
340	330	300	9,5	16,5	27	43,5	243	133	105	27690	1680	14,4	7440	496	7,46	29,9	28	120	45	
360	350	300	10	17,5	27	44,5	261	143	112	33090	1890	15,2	7890	526	7,43	31,7	28	120	45	
400	390	300	11	19	27	46	298	159	125	45070	2310	16,8	8560	571	7,34	35,2	28	120	45	
450	440	300	11,5	21	27	48	344	178	140	63720	2900	18,9	9470	631	7,29	39,6	28	120	45	
500	490	300	12	23	27	50	390	198	155	86970	3550	21,0	10370	691	7,24	44,1	28	120	45	
550	540	300	12,5	24	27	51	438	212	166	111900	4150	23,0	10820	721	7,15	48,4	28	120	45	
600	590	300	13	25	27	52	486	226	178	141200	4790	25,0	11270	751	7,05	52,8	28	120	45	
650	640	300	13,5	26	27	53	534	242	190	175200	5470	26,9	11720	782	6,97	57,1	28	120	45	
700	690	300	14,5	27	27	54	582	260	204	215300	6240	28,8	12180	812	6,94	61,2	28	120	45	
800	790	300	15	28	30	58	674	286	224	303400	7680	32,6	12640	843	6,65	69,8	28	130	45	
900	890	300	16	30	30	60	770	321	252	422100	9480	36,3	13550	903	6,50	78,1	28	130	40	
1000	990	300	16,5	31	30	61	868	347	272	553800	11190	40,0	14000	934	6,35	86,4	28	130	40	

Πίνακας Π.5: Πλατύπελμοι δοκοί IPBv βαρέως τύπου

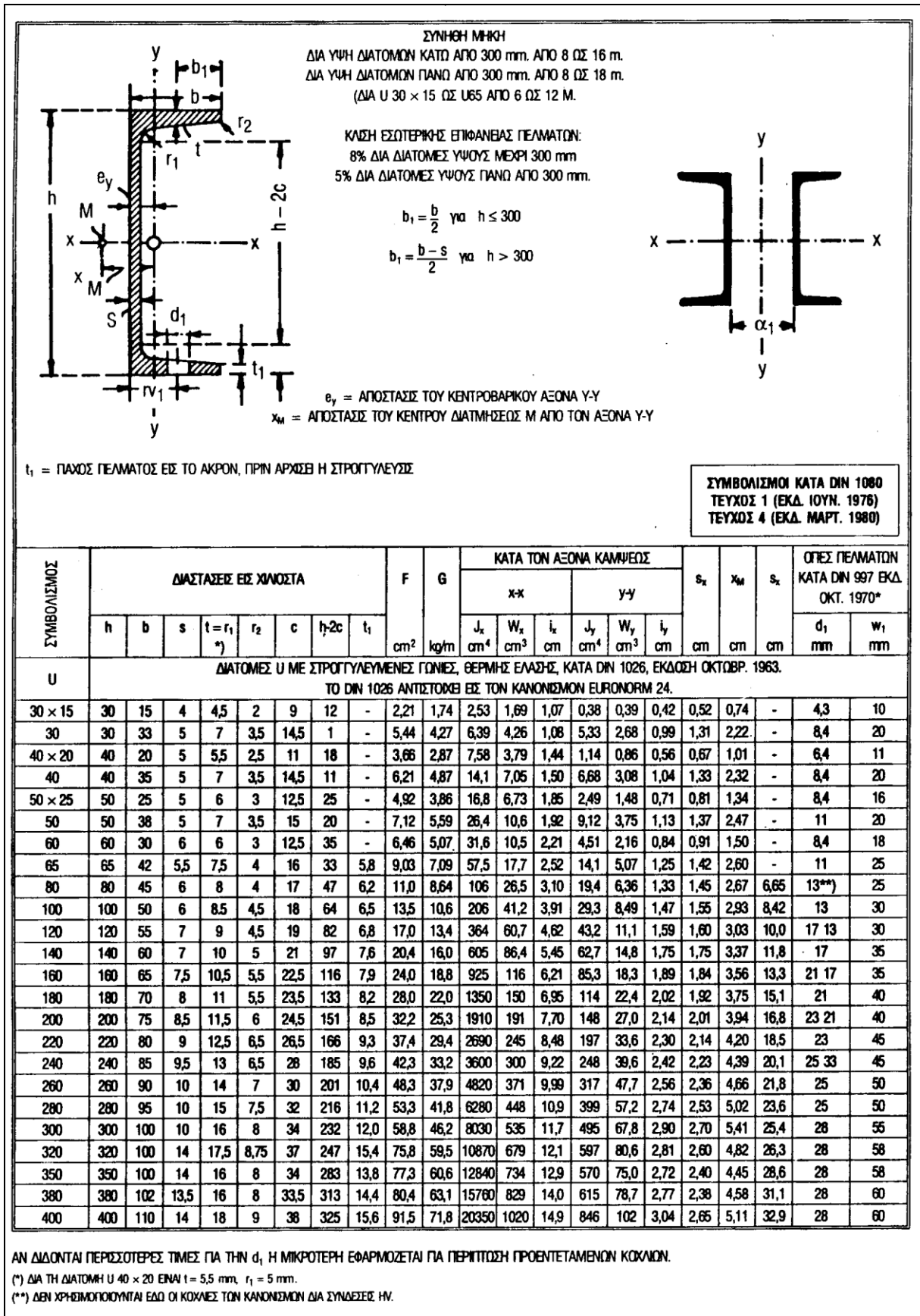
ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑ DIN 1080 ΤΕΥΧΟΣ 1 (ΕΚΔ. ΙΟΥΝ. 1976) ΤΕΥΧΟΣ 4 (ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1980)																					
ΣΥΜΒΟΛΙΣΜ.	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΣ ΧΛΩΣΤΑ								F cm ²	G kg/m	ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ ΚΑΜΨΕΩΣ						s _x cm	ΟΓΙΣ ΠΕΛΑΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ DIN 997 ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970*			
	h	b	s	t	r	c	h-2c	x-x			y-y			d ₁ mm	w ₁ mm	w ₂ mm		w ₃ mm			
								J _x cm ⁴			W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴						W _y cm ³	i _y cm	
Ι ΡΒV ΠΛΑΤΥΠΕΛΜΕΣ ΔΟΚΟΙ ΒΑΡΕΩΣ ΤΥΠΟΥ Ι ΜΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΑ ΠΕΛΑΜΑΤΑ ΣΕΡΑ Ι ΡΒV, ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΤΩΣ. ΚΑΤΑ DIN 1025. ΜΕΡΟΣ 4, ΕΚΔΟΣΗ ΟΚΤΩΒΡ. 1963.																					
Η ΣΕΡΑ Ι ΡΒV ΑΚΟΛΟΥΘΕΙ ΤΟΥΣ ΕΥΡΩΠΟΙΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ 53-62 (ΠΕ-Μ).																					
100	120	106	12	20	12	32	56	53,2	41,8	1140	190	4,63	399	75,3	2,74	9,69	13	60	-		
120	140	126	12,5	21	12	33	74	66,4	52,1	2020	288	5,51	703	112	3,25	11,5	17	68	-		
140	160	146	13	22	12	34	92	80,6	63,2	3290	411	6,39	1140	157	3,77	13,3	21	76	-		
160	180	166	14	23	15	38	104	97,1	76,2	5100	586	7,25	1760	212	4,26	15,1	23	86	-		
180	200	186	14,5	24	15	39	122	113	88,9	7480	746	8,13	2580	277	4,77	16,9	25	100	-		
200	220	206	15	25	18	43	134	131	103	10640	967	9,00	3650	364	5,27	18,7	25	110	-		
220	240	226	15,5	26	18	44	152	149	117	14600	1220	9,89	5010	444	5,79	20,6	25	120	-		
240	270	248	18	32	21	53	164	200	157	24290	1800	11,0	8150	657	6,39	22,9	25	28	100	35	
260	290	268	18	32,5	24	56,5	177	220	172	31310	2160	11,9	10450	780	6,90	24,8	25	110	40		
280	310	288	18,5	33	24	57	196	240	189	39550	2550	12,8	13160	914	7,40	26,7	25	116	45		
300	34	310	21	39	27	66	208	303	238	59200	3480	14,0	19400	1250	8,00	29,0	25	120	50		
300	320	305	16	29	27	56	208	225	177	40950	2560	13,5	13740	901	7,81	28,0	28	120	50		
320	359	309	21	40	27	67	225	312	245	68130	3800	14,8	19710	1280	7,95	30,7	28	126	47		
340	377	309	21	40	27	67	243	316	248	76370	4050	15,6	19710	1280	7,90	32,4	28	126	47		
360	395	308	21	40	27	67	261	319	250	84870	4300	16,3	19520	1270	7,83	34,0	28	126	47		
400	432	307	21	40	27	67	298	326	256	104100	4820	17,9	19340	1260	7,70	37,4	28	126	47		
450	478	307	21	40	27	67	344	335	263	131500	5500	19,8	19340	1260	7,59	41,5	28	126	47		
500	524	306	21	40	27	67	390	344	270	161900	6180	21,7	19150	1250	7,46	45,7	28	130	45		
550	572	306	21	40	27	67	438	354	278	198000	6920	23,6	19160	1250	7,35	49,9	28	130	45		
600	620	305	21	40	27	67	486	364	285	237400	7650	25,6	18980	1240	7,22	54,1	28	130	45		
650	668	305	21	40	27	67	534	374	293	281700	8430	27,5	18980	1240	7,13	58,3	28	130	45		
700	716	304	21	40	27	67	582	383	301	329300	9200	29,3	18800	1240	7,01	62,5	28	130	42		
800	814	303	21	40	30	70	674	404	317	442600	10870	33,1	18630	1230	6,79	70,9	28	132	42		
900	910	302	21	40	30	70	770	424	333	570400	12540	36,7	18450	1220	6,60	79,0	28	132	42		
1000	1008	302	21	40	30	70	868	444	349	722300	14330	40,3	18460	1220	6,45	87,2	28	132	42		
IPBS* ΕΙΔΙΚΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΜΕ ΠΛΑΤΥΤΕΡΑ ΠΕΛΑΜΑΤΑ ΕΚΤΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ (ΕΝΔΙΑΜΕΣΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑ ΣΥΜΒΑΣΗ)																					
300/380	360	380	14	22,5	27	49,5	261	221	174	53850	2990	15,6	20600	1080	9,65	32,4	28	132	70		
	363	382	14,8	24	27	51	261	236	185	58060	3200	15,7	22320	1170	9,72	32,5					
	371	385	17,1	28	27	55	261	276	216	69450	3740	15,9	26660	1380	9,83	32,9					
	379	387	19,4	32	27	59	261	315	247	81260	4290	16,1	30950	1600	9,91	33,3					
	387	389	21,7	36	27	63	261	355	278	93660	4840	16,3	35370	1820	9,99	33,8					
500/350	395	392	24	40	27	67	261	395	310	106900	5410	16,4	40220	2050	10,1	34,2	28	132	66		
	490	348	12	23	27	50	390	220	172	99030	4040	21,2	16170	929	8,58	44,4					
	500	350	14,5	28	27	55	390	267	209	122800	4910	21,5	20000	1150	8,67	44,9					
600/350	524	357	21	40	27	67	390	385	302	185900	7090	22,0	30390	1700	8,88	46,0	28	132	66		
	590	348	13	25	27	52	486	250	197	160400	5440	25,3	17580	1010	8,38	53,2					
	600	350	15,5	30	27	57	486	300	235	195400	6510	25,5	21470	1230	8,46	53,7					
700/380	620	355	21	40	27	67	486	405	318	271800	8770	25,9	30140	1690	8,63	54,6	28	132	70		
	690	378	14,5	27	27	54	582	303	238	261600	7590	29,4	24330	1290	8,97	61,1					
	700	380	17	32	27	59	582	358	281	314100	8970	29,6	29300	1540	9,05	62,6					
1000/400	716	384	21	40	27	67	582	447	351	402500	11240	30,0	37820	1970	9,20	63,4	28	132	70		
	990	398	16,5	31	30	61	868	408	320	693600	14010	41,3	32630	1640	8,95	88,1					
	1000	400	19	36	30	66	868	472	371	812100	16240	41,5	38480	1920	9,03	88,6					
1000/400	1008	402	21	40	30	70	868	524	412	909600	18050	41,7	43410	2160	9,10	89,0	28	132	70		

ΑΝ ΔΙΑ ΤΟ d₁ ΔΙΝΟΝΤΑΙ ΠΕΡΙΣΣΟΤΕΡΕΣ ΤΙΜΕΣ Η ΜΙΚΡΟΤΕΡΗ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΓΙΑ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΚΟΧΛΩΝ.

(*) ΟΙ ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΑΥΤΩΝ ΝΑ ΕΙΔΩΝ ΚΑΙ ΤΗΝ ΕΝΔΕΞΗ h.

(**) ΚΑΤΑ ΕΥΡΩΠΟΙΟΝ 53-62 (ΠΕ-Σ).

Πίνακας Π.6: Δοκοί μορφής [



Πίνακας Π.7: Δοκοί μορφής T

ΣΥΝΗΘΗ ΜΗΚΗ 6 ΩΣ 12 m.

$b : h$
 $1 : 1$

$b : h$
 $2 : 1$

$e_x = \text{ΑΠΟΣΤΑΣΙΣ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΟΥ ΑΞΟΝΑ X-X}$

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1080
ΤΕΥΧΟΣ 1 (ΕΚΔ. ΙΟΥΝ. 1976)
ΤΕΥΧΟΣ 4 (ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1980)

ΔΙΑ ΤΟ U

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜ.	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΣ ΧΛΙΟΣΤΑ							F	G	e_x	ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ ΚΑΜΨΕΩΣ						ΟΓΙΕΣ ΠΕΓΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 997 ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970*		
	h	b	s=t = r ₁	r ₂	r ₃	c	h-c				x-x			y-y			d ₁	w ₁	w ₂
											J _x	W _x	i _x	J _y	W _y	i _y			
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	mm	mm	mm	
T	ΥΠΟΚΟΡΜΑ T ΜΕ ΣΤΡΟΓΥΛΩΜΕΝΕΣ ΓΩΝΙΕΣ, ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΤΗΣ, ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1024, ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1982																		
20	20	20	3	1,5	1	7	13	1,12	0,88	0,58	0,38	0,27	0,58	0,20	0,20	0,42	3,2	-	-
25	25	25	3,5	2	1	8	17	1,64	1,29	0,73	0,87	0,49	0,73	0,43	0,34	0,51	3,2	15	14
30	30	30	4	2	1	9	21	2,26	1,77	0,85	1,72	0,80	0,87	0,87	0,58	0,62	4,3	17	17
35	35	35	4,5	2,5	1	10	25	2,97	2,33	0,99	3,10	1,23	1,04	1,57	0,90	0,73	4,3	19	19
40	40	40	5	2,5	1	11	29	3,77	2,96	1,12	5,28	1,84	1,18	2,58	1,29	0,83	6,4	21	22
45	45	45	5,5	3	1,5	12	33	4,67	3,67	1,26	8,13	2,51	1,32	4,01	1,78	0,93	6,4	24	25
50	50	50	6	3	1,5	13	37	5,66	4,44	1,39	12,1	3,36	1,46	6,06	2,42	1,03	6,4	30	30
60	60	60	7	3,5	2	15	45	7,94	6,23	1,66	23,8	5,48	1,73	12,2	4,07	1,24	8,4	34	35
70	70	70	8	4	2	17	53	10,6	8,32	1,94	44,5	8,79	2,05	22,1	6,32	1,44	11	38	40
80	80	80	9	4,5	2	19	61	13,6	10,7	2,22	73,7	12,8	2,33	37,0	9,25	1,65	11	45	45
90	90	90	10	5	2,5	21	69	17,1	13,4	2,48	119	18,2	2,64	58,5	13,0	1,85	13	50	50
100	100	100	11	5,5	3	23	77	20,9	16,4	2,74	179	24,6	2,92	88,3	17,7	2,05	13	60	60
120	120	120	13	6,5	3	27	93	29,6	23,2	3,28	366	42,0	3,51	178	29,7	2,45	17	70	70
140	140	140	15	7,5	4	31	109	39,9	31,3	3,80	660	64,7	4,07	330	47,2	2,88	21	80	75
TB	ΓΥΑΛΙΝΟ Τ ΜΕ ΣΤΡΟΓΥΛΩΜΕΝΕΣ ΓΩΝΙΕΣ, ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΤΗΣ, ΔΙΝ 1024, ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1982																		
30	30	60	5,5	3	1,5	11	19	4,64	3,64	0,67	2,59	1,11	0,75	8,62	2,87	1,36	8,4	34	-
35	35	70	6	3	1,5	12	23	5,94	4,66	0,77	4,49	1,65	0,87	15,1	4,31	1,59	11	37	-
40	40	80	7	3,5	2	14	26	7,91	6,21	0,88	7,81	2,50	0,99	28,5	7,13	1,90	11	45	-
50	50	100	8,5	4,5	2	17	33	12,0	9,42	1,09	18,7	4,76	1,25	67,7	13,5	2,38	13	55	-
60	60	120	10	5	2,5	20	40	17,0	13,4	1,30	38,0	8,09	1,49	137	22,8	2,84	17	65	-

Πίνακας Π.8: Ισοσκελή γωνιακά L

ΣΥΝΗΘΗ ΜΗΚΗ 6 ΩΣ 12 m.

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1080
 ΤΕΥΧΟΣ 1 (ΕΚΔ. ΙΟΥΝ. 1976)
 ΤΕΥΧΟΣ 4 (ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1980)

$i_x = i_y$ (ΔΙ' ΕΝΑ ΓΩΝΙΑΚΟΝ)

(*) ΠΡΟΤΙΜΩΜΕΝΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ

ΝΑ ΑΠΟΦΕΥΓΟΝΤΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΜΕΣΑ ΕΙΣ ΠΑΡΕΝΘΕΣΕΙΣ (7 ΓΩΝΙΕΣ)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΙΣ ΧΙΛΟΣΤΑ			A	G	ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ ΑΞΟΝΩΝ							ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ ΚΑΜΨΕΩΣ						ΟΡΙΕΣ ΠΕΛΑΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 997. ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970	
a	s				r ₁	r ₂	e	w	v ₁	k _x =l _y	W _x =W _y	k _y =l _x	I _x	I _y	I _h	W _h	i _h	d ₁	w ₁
ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ			cm ²	kg/m	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm	mm	mm		
ΙΣΟΣΚΕΛΗ ΓΩΝΙΑΚΑ ΕΛΑΣΜΑΤΑ ΜΕ ΣΤΡΟΓΥΛΩΜΕΝΕΣ ΓΩΝΙΕΣ, ΕΛΑΣΗ ΕΝ ΘΕΡΜΩ, ΔΙΝ 1028, ΟΚΤ. 1976.																			
Ο ΕΥΡΟΝΟΡΙΜ 56 ΠΑΡΕΚΛΙΝΕΙ ΚΑΤΑΤΙ ΑΠΟ ΤΟ ΔΙΝ 1028.																			
L	20 × 3*	3,5	2	1,12	0,88	0,60	1,41	0,85	0,39	0,28	0,59	0,62	0,74	0,15	0,18	0,37	4,3	12	
	25 × 3*	3,5	2	1,42	1,12	0,73	1,77	1,03	0,79	0,45	0,75	1,27	0,95	0,31	0,30	0,47	6,4	15	
	4			1,85	1,45	0,76		1,08	1,01	0,58	0,74	1,61	0,93	0,40	0,37	0,47			
	20 × 3*	5	2,5	1,74	1,36	0,84		1,18	1,41	0,65	0,90	2,24	1,14	0,57	0,48	0,57	8,4	17	
	4			2,27	1,78	0,89		1,24	1,81	0,86	0,89	2,85	1,12	0,76	0,61	0,58			
	(5)			2,78	2,18	0,92		1,30	2,16	1,04	0,88	3,41	1,11	0,91	0,70	0,57			
	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			3,28	2,57	1,04		1,47	3,56	1,45	1,04	5,63	1,31	1,49	1,01	0,67			
	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	1,18	0,78	11	22	
	5			3,79	2,97	1,16		1,64	5,43	1,91	1,20	8,64	1,51	2,22	1,35	0,77			
	45 × 4	7	3,5	3,49	2,74	1,23	3,18	1,75	6,43	1,97	1,36	10,2	1,71	2,68	1,53	0,88	13	25	
	5*			4,30	3,38	1,28		1,81	7,83	2,43	1,35	12,4	1,70	3,25	1,80	0,87			
	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	4,59	2,32	0,98	13	30	
	6			5,69	4,47	1,45		2,04	12,8	3,61	1,50	20,4	1,89	5,24	2,57	0,96			
	7			6,56	5,15	1,49		2,11	14,6	4,15	1,49	23,1	1,88	6,02	2,85	0,96			
	(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	
	60 × 5	8	4	5,82	4,57	1,64	4,24	2,32	19,4	4,45	1,82	30,7	2,30	8,03	3,46	1,17	17	35	
	6*			6,91	5,42	1,69		2,39	22,8	5,29	1,82	36,1	2,29	9,43	3,95	1,17			
	8			9,03	7,09	1,77		2,50	29,1	6,88	1,80	46,1	2,26	12,1	4,84	1,16			
	65 × 7	9	4,5	8,70	6,83	1,85	4,60	2,62	33,4	7,18	1,96	53,0	2,47	13,8	5,27	1,26	21	35	

(*) ΟΙ ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΟΡΙΩΝ ΕΙΣ ΤΑ ΙΣΟΣΚΕΛΗ ΓΩΝΙΑΚΑ ΔΙΝΟΝΤΑΙ ΕΙΣ ΤΟ ΔΙΝ 999, ΕΚΔ. ΟΚΤΩΒΡ. 1970

Πίνακας Π.8: Ισοσκελή γωνιακά L (συνέχεια)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΣ ΧΛΩΣΤΑ				A cm ²	G kg/m	ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ ΑΞΟΝΩΝ						ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ ΚΑΜΨΕΩΣ						ΟΠΕΣ ΠΕΛΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 997. ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970	
a	s	r ₁	r ₂			ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ ΑΞΟΝΩΝ			x-x-y-y			ξ-ξ		η-η		d ₁	w ₁		
ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ						e cm	w cm	v ₁ cm	l _x =l _y cm ⁴	W _x =W _y cm ³	i _x =i _y cm	l _x cm ⁴	l _y cm	W _η cm ³	l _η cm	d ₁ mm	w ₁ mm		
L																			
ΙΣΟΣΚΕΛΗ ΓΩΝΙΑΚΑ ΜΕ ΣΤΡΟΓΥΛΩΜΕΝΕΣ ΓΩΝΙΕΣ, ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΤΗΣ, ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1028, ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1976																			
70 x (8)				8,13	6,38	1,93		2,73	36,9	7,27	2,13	58,5	2,68	15,3	5,60	1,37	21	40	
7 [*])				9,40	7,38	1,9		2,79	42,4	8,43	2,12	67,1	2,67	17,6	6,31	1,37			
9				11,9	9,34	2,05		2,90	52,6	10,6	2,10	83,1	2,64	22,0	7,59	1,36			
75 x 7	10	5		10,1	7,94	2,09	5,20	2,95	52,4	9,67	2,28	83,6	2,88	21,1	7,15	1,45	23	40	
8				11,5	9,03	2,13		3,01	58,9	11,0	2,26	93,3	2,85	24,4	8,11	1,46			
75 x 7	10	5		9,35	7,34	2,17	5,66	3,07	55,8	9,57	2,44	88,5	3,08	23,1	7,54	1,57	23	45	
8 [*])				12,3	9,66	2,26		3,20	72,3	12,6	2,42	115	3,06	29,6	9,25	1,55			
10				15,1	11,9	2,34		3,31	87,5	15,5	2,41	139	3,03	35,9	10,9	1,54			
90 x 7	11	5,5		12,2	9,61	2,45	6,36	3,47	92,6	14,1	2,75	147	3,46	38,3	11,0	1,77	25	50	
9 [*])				15,5	12,2	2,54		3,59	116	18,0	2,74	184	3,45	47,8	13,3	1,76			
100 x 8	12	6		15,5	12,2	2,74	7,07	3,87	145	19,9	3,06	230	3,85	59,9	15,5	1,96	25	55	
10 [*])				19,2	15,1	2,82		3,99	177	24,7	3,04	280	3,82	73,3	18,4	1,95			
12				22,7	17,8	2,90		4,10	207	29,2	3,02	328	3,80	86,2	21,0	1,95			
110 x 10 [*])	12	6		21,2	16,6	3,07	7,78	4,34	239	30,1	3,36	379	4,23	98,6	22,7	2,16	25	45	70
120 x 10	13	6,5		23,2	18,2	3,31	8,49	4,69	313	36,0	3,67	497	4,63	129	27,5	2,36	25	50	80
(11)				25,4	19,9	3,36		4,75	341	39,5	3,66	541	4,62	140	29,5	2,35			
12 [*])				27,5	21,6	3,40		4,80	368	42,7	3,65	584	4,60	152	31,6	2,35			
130 x 12	14	7		30,0	23,6	3,64	9,19	5,15	472	50,4	3,97	750	5,00	194	37,7	2,54	25	50	90
140 x 13	15	7,5		35,0	27,5	3,92	9,90	5,54	638	63,3	4,27	1010	5,38	262	47,3	2,74	28	55	95
150 x 12	16	8		34,8	27,3	4,12	10,6	5,83	737	67,7	4,60	1170	5,80	303	52,0	2,95	28	60	105
(14)				40,3	31,6	4,21		5,95	845	78,2	4,58	1340	5,77	347	58,3	2,94			
15 [*])				43,0	33,8	4,25		6,01	898	83,5	4,57	1430	5,76	370	61,6	2,93			
160 x 15	17	8,5		46,1	36,2	4,49	11,3	6,35	1100	95,6	4,88	1750	6,15	453	71,3	3,14	28	60	115
(17)				51,8	40,7	4,57		6,46	1230	108	4,86	1950	6,13	506	78,3	3,13			
180 x 16	18	9		55,4	43,5	5,02	12,7	7,11	1680	130	5,51	2690	6,96	679	95,5	3,50	28	60	135
18 [*])				61,9	48,6	5,10		7,22	1870	145	5,49	2970	6,93	757	105	3,59			
200 x 16	18	9		61,8	48,5	5,52	14,1	7,81	2341	162	6,16	3722	7,76	960	122	3,94	28	65	150
(18)				69,1	54,2	5,60		7,93	2599	181	6,13	4132	7,73	1067	134	3,93			
20 [*])				76,3	59,9	5,68		8,04	2850	199	6,11	4529	7,70	1172	145	3,92			
24				90,6	71,1	5,84		8,25	3331	235	6,06	5284	7,64	1378	167	3,90			
L																			
ΙΣΟΣΚΕΛΗ ΓΩΝΙΑΚΑ ΜΕ ΣΤΡΟΓΥΛΩΜΕΝΕΣ ΓΩΝΙΕΣ, ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΤΗΣ, ΕΚΤΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥ																			
200 x 22	18	9		83,5	65,6	5,76	14,1	8,14	3094	217	6,09	4913	7,67	1276	156	3,91	28	65	70
26				97,6	76,6	5,91		8,36	3560	253	6,04	5642	7,61	1479	176	3,89			
30				111	87,4	6,06		8,57	4000	287	5,99	6323	7,54	1678	195	3,88			
250 x 18	20	10		87,2	68,4	6,84	17,7	9,67	5213	287	7,73	8294	9,75	2132	220	4,95	28	70	70
20				96,4	75,7	6,92		9,79	5732	317	7,71	9118	9,73	2345	240	4,93			
22				106	82,9	7,00		9,90	6237	347	7,69	9921	9,69	2554	257	4,92			
24				115	90,0	7,08		10,0	6732	376	7,66	10703	9,676	2761	276	4,91			
26				124	97,1	7,16		10,1	7214	404	7,64	11464	9,63	2965	293	4,90			
28				133	104	7,23		10,2	7686	433	7,61	12205	9,60	3167	310	4,89			

(**) ΑΝ ΔΙΑ ΤΟ w₁ ΔΙΔΟΝΤΑΙ ΠΕΡΙΣΣΟΤΕΡΕΣ ΤΙΜΕΣ Η ΜΙΚΡΟΤΕΡΗ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΓΙΑ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΠΡΟΕΝΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΚΟΧΛΩΝ.

Πίνακας Π.9: Ανισοσκελή γωνιακά L

ΣΥΝΗΘΗ ΜΗΚΗ 6 ΩΣ 12 m.

$i_\eta = i_{mh}$ (ΓΙΑ ΕΝΑ ΓΩΝΙΑΚΟ)

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1080
ΤΕΥΧΟΣ 1 (ΕΚΔ. ΙΟΥΝ. 1976)
ΤΕΥΧΟΣ 4 (ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1980)

ΝΑ ΑΠΟΦΕΥΓΟΝΤΑΙ ΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΝΤΟΣ ΠΑΡΕΝΘΕΣΕΩΣ (17 ΔΙΑΤΟΜΕΣ)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΣ ΧΛΙΟΣΤΑ			A	G	ΘΕΣΙΣ ΑΞΟΝΑ		ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ ΚΑΜΠΥΣΩΣ										ΟΠΙΣΕ ΠΕΛΜΑΤΟΝ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 997. ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970				
a	b	s			ΑΠΟΣΤ.	ΑΞΟΝΗ η-η	x-x		y-y			ΞΞ		ηη		d ₁	d ₂	w ₁	w ₃		
ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ			r ₁	r ₂	e _x	e _y	tan α	I _x	W _x	I _y	W _y	I _{ξξ}	I _{ηη}	i _η	i _η	mm	mm	mm	mm		
ΑΝΙΣΟΣΚΕΛΗ ΓΩΝΙΑΚΑ ΜΕ ΣΤΡΟΓΓΥΛΩΜΕΝΕΣ ΓΩΝΙΕΣ, ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΤΗΣ, ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1029, ΕΚΔ. ΙΟΥΛ. 1978.																					
ΤΟ ΔΙΝ 1029 ΠΕΡΙΕΧΕΙ ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΥ ΕΥΡΩΝΟΡΜ 57.																					
L																					
30 x 20 x 3	3.5	2	1,42	1,11	0,90	0,50	0,431	1,25	0,62	0,94	0,44	0,29	0,56	1,43	1,00	0,25	0,42	8,4	4,3	17	12
30 x 20 x 4			1,85	1,45	1,03	0,54	0,423	1,59	0,81	0,93	0,55	0,38	0,55	1,81	0,99	0,33	0,42				
40 x 20 x 3	3.5	2	1,72	1,35	1,43	0,44	0,259	2,79	1,08	1,27	0,47	0,30	0,52	2,96	1,31	0,30	0,42	11	4,3	22	12
40 x 20 x 4			2,25	1,77	1,47	0,48	0,252	3,59	1,42	1,26	0,60	0,39	0,52	3,79	1,30	0,39	0,42				
(40 x 25 x 4)	4	2	2,46	1,93	1,36	0,62	0,381	3,89	1,47	1,26	1,16	0,62	0,69	4,35	1,33	0,70	0,53	11	6,4	22	15
45 x 30 x (3)	4.5	2	2,19	1,72	1,43	0,70	0,436	4,47	1,46	1,43	1,60	0,70	0,86	5,15	1,53	0,93	0,65	13	8,4	25	17
45 x 30 x 4			2,87	2,25	1,48	0,74	0,436	5,78	1,91	1,42	2,05	0,91	0,85	6,65	1,52	1,18	0,64				
45 x 30 x 5			3,53	2,77	1,52	0,78	0,430	6,99	2,35	1,41	2,47	1,11	0,84	8,02	1,51	1,44	0,64				
50 x 30 x 4	4.5	2	3,07	2,41	1,68	0,70	0,356	7,71	2,33	1,59	2,09	0,91	0,82	8,53	1,67	1,27	0,64	13	8,4	30	17
50 x 30 x 5			3,78	2,96	1,73	0,74	0,353	9,41	2,88	1,58	2,54	1,12	0,82	10,4	1,66	1,56	0,64				
50 x 40 x (4)	4	2	3,46	2,71	1,52	1,03	0,629	8,54	2,47	1,57	4,86	1,19	1,09	1,78	2,46	0,84	13	11	30	22	
50 x 40 x 5			4,27	3,35	1,56	1,07	0,625	10,4	3,02	1,56	5,89	2,01	1,18	13,3	1,76	3,02					0,84
60 x 30 x 5	6	3	4,29	3,37	2,15	0,68	0,256	15,6	4,04	1,90	2,60	1,12	0,78	16,5	1,96	1,69	0,63	17	8,4	35	17
60 x 40 x 5	6	3	4,79	3,76	1,96	0,97	0,437	17,2	4,25	1,89	6,11	2,02	1,13	19,8	2,03	3,50	0,86	17	11	35	22
60 x 40 x 6			5,68	4,46	2,00	1,01	0,433	20,1	5,03	1,88	7,12	2,38	1,12	23,1	2,02	4,12	0,85				
60 x 40 x (7)			6,55	5,14	2,04	1,05	0,429	23,0	5,79	1,87	8,07	2,74	1,11	26,3	2,00	4,73	0,85				
65 x 50 x 5	6	3	5,54	4,35	1,99	1,25	0,583	23,1	5,11	2,04	11,9	3,18	1,47	28,8	2,28	6,21	1,06	21	13	35	30
65 x 50 x (7)			7,60	5,97	2,07	1,33	0,574	31,0	6,99	2,02	15,8	4,31	1,44	38,4	2,25	8,37	1,05				
65 x 50 x (9)			9,58	7,52	2,15	1,41	0,567	38,2	8,77	2,00	19,4	5,39	1,42	47,0	2,22	10,5	1,05				
70 x 50 x 6	6	3	6,88	5,40	2,24	1,25	0,497	33,5	7,04	2,21	14,3	3,81	1,44	39,9	2,41	7,94	1,07	21	13	40	30
75 x 50 x 7	6.5	3.5	8,30	6,51	2,48	1,25	0,433	46,4	9,24	2,36	16,5	4,39	1,41	53,3	2,53	9,56	1,07	23	13	40	30
75 x 50 x (9)			10,5	8,23	2,56	1,32	0,427	57,4	11,6	2,34	20,2	5,49	1,39	65,7	2,50	11,9	1,07				
75 x 55 x 5	7	3.5	6,30	4,95	2,31	1,33	0,530	35,5	6,84	2,37	16,2	3,89	1,60	43,1	2,61	8,68	1,17	23	17	40	30
75 x 55 x 7			8,66	6,80	2,40	1,41	0,525	47,9	9,39	2,35	21,8	5,32	1,59	57,9	2,59	11,8	1,17				
75 x 55 x (9)			10,9	8,59	2,47	1,48	0,518	59,4	11,8	2,33	26,8	6,66	1,57	71,3	2,55	14,8	1,16				
80 x 40 x 6	7	3.5	6,89	5,41	2,85	0,88	0,259	44,9	8,73	2,55	7,59	2,44	1,05	47,6	2,63	4,90	0,84	23	11	45	22
80 x 40 x 8			9,01	7,07	2,94	0,95	0,253	57,6	11,4	2,53	9,68	3,18	1,04	60,9	2,60	6,41	0,84				
80 x 60 x 7	8	4	9,38	7,36	2,51	1,52	0,546	59,0	10,7	2,51	28,4	6,34	1,74	72,0	2,77	15,4	1,28	23	17	45	35
80 x 65 x 8	8	4	11,0	8,66	2,47	1,73	0,645	68,1	12,3	2,49	40,1	8,41	1,91	88,0	2,82	20,3	1,36	23	21	45	35
80 x 65 x 10			13,6	10,7	2,55	1,81	0,640	82,2	15,1	2,46	48,3	10,3	1,89	106	2,79	24,8	1,35				
90 x 60 x 6	7	3.5	8,69	6,82	2,89	1,41	0,442	71,7	11,7	2,87	25,8	5,61	1,72	82,8	3,09	14,6	1,30	25	17	50	35
90 x 60 x 8			11,4	8,96	2,97	1,49	0,437	15,4	15,4	2,85	33,0	7,31	1,70	107	3,06	19,0	1,29				

ΟΙ ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΟΠΩΝ ΔΙΔΩΝΤΑΙ ΕΣ ΤΟ ΔΙΝ 998, ΕΚΔ. ΟΚΤΩΒΡ. 1970.
 (*) ΑΝ ΔΙΔΩΝΤΑΙ ΠΕΡΙΣΣΟΤΕΡΕΣ ΤΙΜΕΣ ΓΙΑ ΤΑ d₂, w₃ Η ΜΙΚΡΟΤΕΡΗ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΓΙΑ ΠΕΡΙΤΤΟΣΗ ΠΡΟΒΥΤΕΤΑΜΕΝΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ.
 (***) ΔΕΝ ΧΡΗΣΙΜΟΠΟΙΟΥΝΤΑΙ ΕΔΩ ΟΙ ΚΩΔΙΚΕΣ ΤΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ ΓΙΑ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ.

Πίνακας Π.9: Ανισοσκελή γωνιακά L (συνέχεια)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΙΣ ΧΙΛΟΣΤΑ			Α		Β		ΘΕΣΙΣ ΑΞΟΝΑ			ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ ΚΑΜΜΕΩΣ						ΟΠΕΣ ΠΕΛΑΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ ΔΙΝ 997. ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970						
a	b	s	r ₁	r ₂	e _x	e _y	tan α	ΑΠΟΣΤ.		x-x		y-y		ξ-ξ		η-η		d ₁	d ₂	w ₁	w ₂	w ₃
ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ			cm ²	kg/m				cm	cm	cm ⁴	W _x	I _x	I _y	W _y	I _y	ξ _x	ξ _y					
L																						
ΑΝΙΣΟΣΚΕΛΗ ΓΩΝΙΑΚΑ ΜΕ ΣΤΡΟΓΓΥΛΩΜΕΝΕΣ ΓΩΝΙΕΣ, ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΗΣ, ΚΑΤΑ ΔΙΝ 1029, ΕΚΔ. ΙΟΥΛ. 1978. ΤΟ ΔΙΝ 1029 ΠΕΡΙΧΕΙ ΟΛΕΣ ΤΙΣ ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΕΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΤΟΥ EURO-NORM 57.																						
100 x 50 x 6	9	4,5	8,73	6,85	3,49	1,04	0,263	89,7	13,8	3,20	15,3	3,86	1,32	95,2	3,30	9,78	1,06	25	13	55	-	30
100 x 50 x 8			11,5	8,99	3,59	1,13	0,258	116	18,0	3,18	19,5	5,04	1,31	123	3,28	12,6	1,05		13**)			
100 x 50 x 10			14,1	11,1	3,67	1,20	0,252	141	22,2	3,16	23,4	6,17	1,29	149	3,25	15,5	1,04					
100 x 65 x 7	10	5	11,2	8,77	3,23	1,51	0,419	113	16,6	3,17	37,6	7,54	1,84	128	3,39	21,6	1,39	25	21	55	-	
100 x 65 x 9			14,2	11,1	3,32	1,59	0,415	141	21,0	3,15	46,7	9,52	1,82	160	3,36	27,2	1,39		17			
100 x 65 x (11)			17,1	13,4	3,40	1,67	0,410	167	25,3	3,13	55,1	11,4	1,80	190	3,34	32,6	1,38		17*			35 37
100 x 75 x (7)	10	5	11,9	9,32	3,06	1,83	0,553	118	17,0	3,15	56,9	10,0	2,19	145	3,49	30,1	1,59	25	23	55	-	40
100 x 75 x 9			15,1	11,8	3,15	1,91	0,549	148	21,5	3,13	71,0	12,7	2,17	181	3,47	37,8	1,59		23	21		
100 x 75 x (11)			18,2	14,3	3,23	1,99	0,545	176	25,9	3,11	84,0	15,3	2,15	214	3,44	45,4	1,58					
120 x 80 x 8	11	5,5	15,5	12,2	3,83	1,87	0,441	226	27,6	3,82	80,8	13,2	2,29	261	4,10	45,8	1,72	25	23	50	80	45
120 x 80 x 10			19,1	15,0	3,92	1,95	0,438	276	34,1	3,80	98,1	16,2	2,27	318	4,07	56,1	1,71					
120 x 80 x 12			22,7	17,8	4,00	2,03	0,433	323	40,4	3,77	114	19,1	2,25	371	4,04	66,1	1,71					
130 x 65 x 8	11	5,5	15,1	11,9	4,56	1,37	0,263	263	31,1	4,17	44,8	8,72	1,72	280	4,31	28,6	1,38	25	21	50	90	35 36 38
130 x 65 x 10			18,6	14,6	4,65	1,45	0,259	321	38,4	4,15	54,2	10,7	1,71	340	4,27	35,0	1,37		17*			
130 x 65 x (12)			22,1	17,3	4,74	1,53	0,255	376	45,5	4,12	63,0	12,7	1,69	397	4,24	41,2	1,37					
(130 x 90 x 12)	12	6	25,1	19,7	4,24	2,26	0,468	420	48,0	4,09	165	24,4	2,56	492	4,43	92,6	1,92	25	25	50	90	50
150 x 75 x 9	10,5	5,5	19,5	15,3	5,28	1,57	0,265	455	46,8	4,83	78,3	13,2	2,00	484	4,98	50,0	1,60	28	23	60	105	40
150 x 75 x 11			23,6	18,6	5,37	1,65	0,261	545	56,6	4,80	93,0	15,9	1,98	578	4,95	59,8	1,59		23	21		
150 x 100 x 10	13	6,5	24,2	19,0	4,80	2,34	0,442	552	54,1	4,78	198	25,8	2,86	637	5,13	112	2,15	28	25	60	105	55
150 x 100 x 12			28,7	22,6	4,89	2,42	0,439	650	64,2	4,76	232	30,6	2,84	749	5,10	132	2,15					
150 x 100 x (14)			33,2	26,1	4,97	2,50	0,435	744	74,1	4,73	264	35,2	2,82	856	5,07	152	2,14					
(160 x 80 x 12)	13	6,5	27,5	21,6	5,72	1,77	0,259	720	70,0	5,11	122	19,6	2,10	763	5,26	78,9	1,69	28	23	60	115	45
180 x 90 x 10	14	7	26,2	20,6	6,28	1,85	0,262	880	75,1	5,80	151	21,2	2,40	934	5,97	97,4	1,93	28	25	60	135	50
180 x 90 x (12)			31,2	24,5	6,37	1,93	0,261	1040	89,3	5,77	177	25,1	2,38	1100	5,94	114	1,92					
200 x 100 x 10	15	7,5	29,2	23,0	6,93	2,01	0,266	1220	93,2	6,46	210	26,3	2,68	1300	6,66	133	2,14	28	25	65	150	55
100 x 50 x 12			34,8	27,3	7,03	2,10	0,264	1440	111	6,43	247	31,3	2,67	1530	6,63	158	2,13					
200 x 100 x 14			40,3	31,6	7,12	2,18	0,262	1650	128	6,41	282	36,1	2,65	1760	6,60	181	2,12					

Πίνακας Π.10: Ελάσματα T και L θερμής έλασης χωρίς στρογγυλεύσεις

Σύμβολον	h - b	s = t	F	G	W _x	W _y	T		L					
mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ³	cm ³	b	t	mm	a	s	F	G	W _x = W _y
TPS ΔΙΑΤΟΜΕΣ T ΧΩΡΙΣ ΣΤΡΟΓΓΥΛΕΥΣΕΙΣ ΜΕ ΠΑΡΑΛΛΗΛΕΣ ΕΠΙΦ. ΠΕΛΑΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ, ΔΙΝ 59051, ΑΥΓΟΥΣΤΟΣ 1981														
20	20	3	1,11	0,871	0,29	0,20			20	3	3	1,11	0,871	0,28
25	25	3,5	1,63	1,28	0,53	0,37			20	4	4	1,44	1,13	0,37
30	30	4	2,24	1,76	0,88	0,61			25	3	3	1,41	1,11	0,47
35	35	4,5	2,95	2,31	1,36	0,93			25	4	4	1,84	1,44	0,60
40	40	5	3,75	2,94	1,97	1,35			30	3	3	1,71	1,34	0,68
									30	4	4	2,24	1,76	0,88
									35	4	4	2,64	2,07	1,22
									40	4	4	3,04	2,39	1,62
									40	5	5	3,75	2,94	1,97
									45	5	5	4,25	3,34	2,53
									50	5	5	4,75	3,73	3,15

Πίνακας Π.11: Δοκοί μορφής Z

ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΙ ΚΑΤΑ DIN 1080
 ΤΕΥΧΟΣ 1 (ΕΚΔ. ΙΟΥΝ. 1976)
 ΤΕΥΧΟΣ 4 (ΕΚΔ. ΜΑΡΤ. 1980)

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΙΣ ΧΙΛΙΣΤΑ						F	G	Θέσος του άξονα η-η	ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ ΚΑΜΨΕΩΣ												ΟΡΙΕΣ ΠΕ/ΜΑΤΩΝ ΚΑΤΑ DIN 997. ΕΚΔ. ΟΚΤ. 1970		
h	b	s	t=r ₁	r ₂	c				x-x				y-y				ξ-ξ						η-η
Σύμβολον									tan α	J _x	W _x	i _x	J _y	W _y	i _y	J _ξ	W _ξ	i _ξ	J _η	W _η	i _η	d ₁	w ₁
ΧΑΛΥΒΑΙΝΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ Z ΜΕ ΣΤΡΟΓΥΛΩΜΕΝΕΣ ΓΩΝΙΕΣ, ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΤΗΣ, ΚΑΤΑ DIN 1027, ΟΚΤ. 1963 x																							
L	30	38	4	4,5	2,5	9	4,32	3,39	1,655	5,96	3,97	1,17	13,7	3,80	1,78	18,1	4,69	2,04	1,54	1,11	0,60	11	20
	40	40	4,5	5	2,5	10	5,43	4,26	1,181	13,5	6,75	1,58	17,6	4,66	1,80	28,0	6,72	2,27	3,05	1,83	0,75	11	22
	50	43	5	5,5	3	11	6,77	5,31	0,939	26,3	10,5	1,97	23,8	5,88	1,88	44,9	9,76	2,57	5,23	2,76	0,88	11	25
	60	45	5	6	3	12	7,91	6,21	0,779	44,7	14,9	2,38	30,1	7,09	1,95	67,2	13,5	2,81	7,60	3,73	0,98	13	25
	80	50	6	7	3,5	14	11,1	8,71	0,588	109	27,3	3,13	47,4	10,1	2,07	142	24,4	3,58	14,7	6,44	1,15	13	30
	100	55	6,5	8	4	16	14,5	11,4	0,492	222	44,4	3,91	72,5	14,0	2,24	270	39,8	4,31	24,6	9,26	1,30	17	30
	120	60	7	9	4,5	18	18,2	14,3	0,433	402	67,0	4,70	106	18,6	2,42	470	60,6	5,08	37,7	12,5	1,44	17	35
	140	65	8	10	5	20	22,9	18,0	0,385	676	96,6	5,43	148	24,3	2,54	768	88,0	5,79	56,4	16,6	1,57	17	35
	160	70	8,5	11	5,5	22	27,5	21,6	0,357	1060	132	6,20	204	31,0	2,72	1180	121	6,57	79,5	21,4	1,70	21	35

Πίνακας Π.12: Πλαστικά μεγέθη πρότυπων διατομών IPE, IPE₀ και IPE_v για χάλυβα St37 [=Fe360]

ΔΙΑΤΟΜΗ	IPE				ΔΙΑΤΟΜΗ	IPE ₀ και IPE _v			
	W _p cm ³	M _p kNm	N _p kN	O _p kN		W _p cm ³	M _p kNm	N _p kN	O _p kN
80	23,2	5,57	163	39,4	100 o	189	45,4	650	144
100	39,4	9,46	248	53,6	200 o	249	59,9	767	165
120	60,7	14,6	317	69,3	220 o	321	77,1	897	194
140	88,3	21,2	394	86,7	240 o	410	98,5	1049	224
160	124	29,7	482	106	270 o	575	138	1292	272
180	166	39,9	575	126	300 o	744	179	1508	323
200	221	53,0	684	149	330 o	943	226	1743	377
220	285	68,5	801	172	360 o	1186	285	2019	445
240	367	88,0	939	198	400 o	1502	361	2313	522
270	484	116	1103	238	400 v	1681	404	2569	574
300	628	151	1291	285	450 o	2046	491	2824	668
330	804	193	1503	331	450 v	2301	552	3168	757
360	1019	245	1746	385	500 o	2613	627	3281	810
400	1307	314	2027	461	500 v	3168	760	3938	966
450	1702	408	2372	567	550 o	3263	783	3746	943
500	2194	527	2773	684	550 v	4205	1009	4847	1281
550	2787	669	3226	819	600 o	4471	1073	4722	1218
600	3512	843	3744	966	600 v	5324	1278	5611	1472

Πίνακας Π.13: Πλαστικά μεγέθη πρότυπων διατομών [IPB = HEB], [IPB_ℓ = HEA], [IPB_v = HEM], για χάλυβα St37 [=Fe360]

ΔΙΑ- ΤΟΜΗ	I				IPB = HE-B				IPBℓ = HE-A				IPB _v = HE-M			
	W _{pl} cm ³	M _{pl} kNm	N _{pl} kN	O _{pl} kN	W _{pl} cm ³	M _{pl} kNm	N _{pl} kN	O _{pl} kN	W _{pl} cm ³	M _{pl} kNm	N _{pl} kN	O _{pl} kN	W _{pl} cm ³	M _{pl} kNm	N _{pl} kN	O _{pl} kN
80	22,7	5,45	182	40,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
100	39,7	9,54	255	58,1	104	25,0	625	74,8	83,0	19,9	510	61,0	236	56,6	1278	166
120	63,5	15,2	340	79,4	165	39,7	816	98,2	119	28,7	608	73,4	351	84,1	1594	206
140	95,2	22,9	438	104	245	58,9	1031	124	173	41,6	754	94,9	494	119	1933	249
160	136	32,6	547	131	354	85,0	1302	163	245	58,8	931	119	675	162	2329	305
180	187	44,8	669	162	481	116	1566	196	325	78,0	1086	134	883	212	2718	354
200	249	59,7	802	196	643	154	1874	231	429	103	1292	162	1135	272	3151	405
220	323	77,5	948	233	827	198	2185	269	568	136	1544	193	1419	341	3587	460
240	411	98,6	1106	274	1053	253	2544	309	745	179	1844	227	2117	508	4790	594
260	513	123	1280	320	1283	308	2943	336	920	221	2084	247	2524	606	5271	642
280	631	151	1464	371	1534	368	3153	381	1112	267	2334	285	2966	712	5764	710
300	761	183	1656	425	1869	448	3578	428	1383	332	2701	325	4078	979	7274	876
320/305	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2927	702	5402	645
320	913	219	1865	482	2149	516	3872	477	1628	391	2985	367	4435	1064	7489	928
340	1078	259	2080	544	2408	578	4102	530	1850	444	3203	413	4718	1132	7580	981
360	1274	306	2328	613	2683	644	4335	585	2088	501	3426	461	4989	1197	7651	1033
380	1480	355	2567	682	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
400	1712	411	2826	755	3232	776	4747	703	2562	615	3815	585	5571	1337	7819	1141
425	2041	490	3175	852	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
450	2394	574	3527	956	3982	956	5231	823	3216	772	4273	688	6331	1519	8051	1275
475	2795	671	3908	1065	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
500	3235	776	4304	1180	4815	1155	5727	948	3949	948	4741	777	7094	1703	8263	1408
550	4229	1015	5089	1369	5591	1342	6097	1083	4622	1109	5082	894	7933	1904	8505	1548
600	5465	1312	6092	1699	6425	1542	6479	1224	5350	1284	5435	1018	8772	2105	8728	1688
650	-	-	-	-	7320	1757	6872	1372	6136	1473	5799	1149	9657	2318	8970	1827
700	-	-	-	-	8327	1999	7353	1574	7032	1688	6251	1332	10539	2529	9192	1967
800	-	-	-	-	10229	2454	8020	1860	8699	2088	6860	1584	12488	2997	9702	2252
900	-	-	-	-	12584	3020	8911	2217	10811	2595	7693	1907	14442	3466	10167	2532
1000	-	-	-	-	14855	3565	9601	2538	12824	3078	8324	2193	16568	3976	10661	2817

Πίνακας Π.14: Συμπληρωματικά στατικά στοιχεία πρότυπων διατομών IPE, IPE₀, IPBS

S_x, J_D, C_M, J_t, W_t (DIN 1080: S_y, I_T, C, I_T, W_T)

IPE	S _x cm ³	J _D cm ⁴	C _M cm ⁶	IPE ₀ IPEv	S _x cm ³	J _D cm ⁴	C _M cm ⁶	IPBS	h mm	S _x cm ³	J _D cm ⁴	C _M cm ⁴
80	11,6	0,70	118	180 o	94,6	6,76	8740	360/380	360	1664	374	586000
100	19,7	1,21	351	200 o	125	9,41	15570		363	1785	448	640600
120	30,4	1,74	890	220 o	161	12,3	26790		371	2108	697	783300
140	44,2	2,45	1980	240 o	205	17,3	43680		379	2437	1020	930500
160	61,9	3,62	2960	270 o	287	24,9	87640		387	2774	1440	1088000
180	82,2	4,80	7430	300 o	372	31,1	157700		395	3128	1970	1265000
200	110	7,02	12990	330 o	471	42,2	245700	500/350	490	2232	349	880800
220	143	9,10	22670	360 o	593	55,8	380300		500	2738	613	1114000
240	183	12,9	37390	400 o	751	73,3	587600		524	4041	1760	1776000
270	242	16,0	70580	400 v	841	99,1	670300	600/350	590	3014	449	1401000
300	314	20,2	125900	450 o	1023	109	997800		600	3640	759	1741000
330	402	28,3	199100	450 v	1151	150	1156000		620	4966	1780	2508000
360	510	37,5	313600	500 o	1306	143	1548000	700/380	690	4214	618	2671000
400	654	51,4	490000	500 v	1584	243	1961000		700	5019	1010	3265000
450	851	67,1	791000	550 o	1632	188	2302000		716	6351	1930	4313000
500	1097	89,7	1249000	550 v	2102	380	3095000	1000/400	990	7869	1020	7489000
550	1393	124	1884000	600 o	2236	318	3860000		1000	9163	1570	8921000
600	1756	166	2846000	600 v	2662	512	4813000		1008	10220	2130	10150000

Πίνακας Π.15: Συμπληρωματικά στατικά στοιχεία πρότυπων διατομών HEB, HEA, HEM

 S_x, J_D, C_M, J_t, W_t (DIN 1080: S_y, I_T, C, I_T, W_T)

				IPB = HE-B			IPB = HE-A			IPBv = HE-M		
	S_x cm ³	J_D cm ⁴	C_M cm ⁶	S_x cm ³	J_D cm ⁴	C_M cm ⁶	S_x cm ³	J_D cm ⁴	C_M cm ⁶	S_x cm ³	J_D cm ⁴	C_M cm ⁶
80	11,4	0,869	87,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
100	19,9	1,60	268	52,1	9,29	3375	41,5	5,26	2581	118	68,5	9925
120	31,8	2,71	685	82,6	13,9	9410	59,7	6,02	6472	175	92,0	24790
140	47,6	4,32	1540	123	20,1	22480	86,7	8,16	15060	247	120	54330
160	67,9	6,57	3138	177	31,4	47940	123	12,3	31410	337	163	108100
180	93,3	9,58	5924	241	42,3	93750	162	14,9	60210	442	204	199300
200	124	13,5	10520	321	59,5	171100	215	21,1	108000	568	260	346300
220	161	18,6	17760	414	76,8	295400	284	28,6	193300	710	316	572700
240	205	25,0	28730	527	103	486900	372	41,7	328500	1058	630	1152000
260	257	33,5	44070	641	124	753700	460	52,6	516400	1262	722	1728000
280	315	44,2	64580	767	144	1130000	556	62,4	785400	1483	810	2520000
300	381	58,8	91850	934	186	1688000	692	85,6	1200000	2039	1410	4386000
320/305	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1463	600	2903000
320	456	72,5	128800	1075	226	2069000	814	108	1512000	2218	1510	5004000
340	539	90,4	176300	1204	258	2454000	925	128	1824000	2359	1510	5585000
360	637	115	240100	1341	293	2883000	1044	149	2177000	2495	1510	6137000
380	740	141	318700	-	-	-	-	-	-	-	-	-
400	856	170	419600	1616	357	3817000	1281	190	2942000	2785	1520	7410000
425	1021	216	587500	-	-	-	-	-	-	-	-	-
450	1197	287	791100	1991	442	5258000	1608	245	4146000	3168	1530	9252000
475	1398	329	1067000	-	-	-	-	-	-	-	-	-
500	1618	402	1403000	2407	340	7018000	1974	310	5643000	3547	1540	11187000
550	2115	544	2389000	2795	602	8856000	2311	353	7189000	3966	1560	13516000
600	2732	813	3821000	3213	669	10965000	2675	399	8978000	4386	1570	15908000
650	-	-	-	3660	741	13363000	3068	450	11027000	4828	1580	18650000
700	-	-	-	4164	833	16064000	3516	515	13352000	5269	1590	21398000
800	-	-	-	5114	949	21840000	4350	599	18299000	6244	1650	27775000
900	-	-	-	6292	1140	29461000	5406	739	24962000	7221	1680	34746000
1000	-	-	-	7428	1260	37637000	6412	825	32074000	8284	1710	43015000

Πίνακας Π.16: Συμπληρωματικά στατικά στοιχεία σωληνωτών διατομών με διαμόρφωση εν ψυχρώ και εν θερμώ, καθώς και διατομών U

S_x, J_D, C_M, J_t, W_t (DIN 1080: S_y, I_T, C, I_T, W_T)

ΣΩΛΗΝΩΤΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΨΥΧΡΗΣ ΕΛΑΣΣΕΩΣ, DIN 59411							ΣΩΛΗΝΩΤΕΣ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΘΕΡΜΗΣ ΕΛΑΣΣΕΩΣ, DIN 59410									
	s mm	J _t cm ⁴	W _t cm ³		s mm	J _t cm ⁴	W _t cm ³		s mm	J _t cm ⁴	W _t cm ³		s mm	J _t cm ⁴	W _t cm ³	
20	2	120	127	40 × 20	2	3,42	2,71	40	2,9	15,0	7,97	50 × 30	2,9	12,9	7,39	
30	2	4,51	3,10		2,6	4,11	3,32		4	19,0	10,3		4	16,2	9,54	
40	2	11,2	5,74	50 × 30	2	9,72	5,34	50	2,9	30,7	12,9	60 × 40	2,9	28,0	12,3	
	3,2	16,4	8,54		3,2	14,0	7,90		4	39,5	16,9		4	35,9	16,1	
	4	19,2	10,1		4	16,2	9,32	60	2,9	54,5	18,9	70 × 40	2,9	34,9	14,4	
50	2	22,6	9,18	60 × 40	2	20,7	8,78		4	71,2	25,1		4	44,9	19,0	
	3,2	33,7	13,9		3,2	30,7	13,3		5	84,5	30,2	80 × 40	2,9	42,0	16,6	
	4	40,1	16,7		4	36,3	15,9	70	3,2	96,3	28,5		4	54,2	21,9	
	5	46,2	19,4		5	41,5	18,4		4	116	34,8		5	63,6	26,2	
60	2	39,7	13,4	80 × 40	2	30,8	11,8		5	139	42,2	90 × 50	3,2	79,8	26,0	
	3,2	60,1	20,5		3,2	46,0	18,0	80	3,6	162	42,0		4	95,9	31,6	
	4	72,2	24,8		4	54,8	21,6		4,5	196	51,3		5	114	38,2	
	5	85,2	29,4		5	63,6	25,4	90	5,6	234	61,9	100 × 50	3,6	102	32,2	
70	3,2	97,6	28,4	90 × 50	3,2	80,8	25,9		3,6	234	53,7		4,5	122	39,1	
	4	118	34,6		4	97,2	31,4		4,5	284	65,8		5,6	144	46,9	
	5	141	41,4		5	115	37,4	100	5,6	341	79,7	100 × 60	3,6	141	39,1	
80	3,2	148	37,6	100 × 60	3,2	128	35,1		4	357	73,7		4,5	169	47,7	
	4	180	46,0		4	156	42,8		5	433	90,2		5,6	201	57,4	
	5	217	55,4		5	187	51,4	120	6,3	525	111	120 × 60	4	199	51,9	
	6,3	259	66,7		6,3	221	61,7		4,5	702	120		5	239	63,1	
90	3,2	213	48,1	110 × 70	3,2	191	45,5		5,6	852	146		6,3	286	76,6	
	4	260	58,9		4	233	55,7		6,3	942	163	140 × 80	4	408	82,6	
	5	316	71,4		5	281	67,4	140	5,6	1380	202		5	496	101	
	6,3	380	85,6	120 × 60	3,2	165	42,3		7,1	1690	250		6,3	601	124	
100	4	361	73,5		4	200	51,8		8,8	2030	302	160 × 90	4,5	672	119	
	5	440	89,4		5	241	62,4	160	6,3	2330	297		5,6	814	145	
	6,3	533	109		6,3	287	75,2		8	2880	368		7,1	991	179	
120	4	636	107	120 × 80	4	330	70,3		10	3470	446	180 × 100	5,6	1150	184	
	5	780	131		5	402	85,4	180	6,3	3360	379		7,1	1410	227	
	6,3	952	161		6,3	485	104		8	4160	471		8,8	1680	272	
140	8	1156	197	140 × 80	4	413	82,7		10	5040	574	200 × 120	6,3	2030	277	
	4	1022	148		5	500	100	200	6,3	4660	472		8	2490	342	
	5	1259	181		6,3	605	122		8	5780	588		10	2990	414	
	6,3	1545	224	150 × 100	4	661	112		10	7020	718	220 × 120	6,3	2320	305	
	8	1892	275		5	810	137	220	6,3	6250	574		8	2850	378	
	10	2245	327		6,3	988	168		8	7770	717		10	3420	458	
150	5	1558	209		8	1198	206		10	9470	878	260 × 140	6,3	3800	426	
	6,3	1917	258	160 × 80	4	493	94,6	260	7,1	11660	907		8	4700	530	
	8	2355	319		5	601	115		8,8	14200	1110		10	5690	646	
	10	2811	381		6,3	729	141	280	11	17350	1360	260 × 180	7,1	5820	554	
	4	1540	194		8	875	172		8	16350	1180		8,8	7220	692	
	5	1901	239	180 × 100	4	853	135		10	20060	1450		11	8790	846	
	6,3	2344	296		5	1046	165	320	12,5	24460	1780	280 × 180	7,1	7210	669	
	8	2887	366		6,3	1279	203		8	30300	1920		8,8	8740	815	
	10	3464	439		8	1556	250		10	37080	2360		11	10620	995	
180	6,3	3377	378		10	1828	295		12,5	46030	2940	280 × 220	8	11180	921	
	8	4177	470	200 × 100	4	984	150	360	10	43540	2450		10	13670	1130	
	10	5051	567		5	1208	184		12,5	53430	3010		12,5	16600	1380	
	12,5	6010	680		6,3	1478	227		16	66580	3770	320 × 180	8,8	10550	935	
200	6,3	4676	471		8	1801	279	400	12,5	73980	3750		10	11800	1050	
	8	5803	586		10	2122	331		16	92470	4700		12,5	14280	1280	
	10	7055	711	200 × 120	4	1344	182		20	112400	5750	320 × 220	8,8	14810	1150	
	12,5	8456	858		5	1656	223						10	16610	1300	
250	6,3	9282	747		6,3	2035	276						12,5	20120	1590	
	8	11580	934		8	2497	341					360 × 220	10	19640	1470	
	10	14200	1141		10	2978	407						12,5	23920	1800	
	12,5	17240	1389	250 × 150	5	3293	354		U	S _x cm ³	J _D cm ⁴	C _M cm ⁶				
	8	20290	1361		6,3	4071	440		80	15,9	2,16	168				
	10	25000	1671		8	5038	546		100	24,5	2,81	414	400 × 260	16	29460	2230
	12,5	30530	2045		10	6098	661		120	36,3	4,15	900		11	32930	2130
	8	32530	1868		12,5	7269	795		140	51,4	5,68	1800		14,2	41300	2680
350	10	40210	2301	260 × 180	6,3	5837	554		160	68,8	7,39	3260		17,5	49350	3230
	12,5	49310	2827		8	7253	690		180	89,6	9,55	5570				
				300 × 200	8	10610	894		200	114	11,9	9070				
					6,3	8515	715		220	146	16,0	14600				
				400 × 200	8	10610	894		240	179	19,7	22100				
					10	12990	1091		260	221	25,5	33300				
					12,5	15710	1327		280	266	31,0	48500				
					8	15800	1201		300	316	37,4	69100				
					10	19380	1471		320	413	66,7	96100				
					12,5	23520	1795		350	459	61,2	114000				
									380	507	59,1	146000				
									400	618	81,6	221000				

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ευρωκώδικας 1: 'Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές', Μέρος 1-1: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, ENV 1991-1: 1994, Εκδόσεις Τ.Ε.Ε. Αθήνα 1997
2. Ι. Χ. Ερμόπουλου, 'Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 1997.
3. Ευρωκώδικας 3: 'Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα', Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, , CEN, prENV 1993-1-1: 2003
4. Ευρωκώδικας 3: 'Design of steel structures', Part 1.8: Design of joints , CEN, prENV 1993-1-8: 2003.
5. 'Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός' (Ε.Α.Κ.), Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2001.
6. Α. Ν. Κουνάδη, 'Σιδηρές κατασκευές, Συμπεριφορά και ανάλυση', Τόμοι Ι και ΙΙ, Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα 1999.
7. Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, 'Σιδηρές Κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3', Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 1997.
8. Ι. Χ. Ερμόπουλου, 'Στοιχεία σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών', Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2000.
9. Ιωάννης Βάγιας, 'Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2001.
10. Π. Γ. Καρύδη, 'Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας', Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 1996.
11. Δ. Παπασταματίου, Ι. Ψυχάρης, 'Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας', Εκδόσεις Εθνικού Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001.
12. Ι.Θ. Κατσικαδέλης, 'Δυναμική των Κατασκευών', Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2003.
13. D.J. Dowrick, 'Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Εγχειρίδιο για τους Μηχανικούς και τους Αρχιτέκτονες', Εκδότης Μ.Γκιούρδας, Αθήνα 1978.
14. Anne Petter Eggen-Bjorn Norman Scandaker, ' Steel Structure and Architecture, A survey of the material and its application'

15. Salmon C.G. and Johnson J.E., ‘ Steel Structures, Design and Behavior’, Harper and Row Publishers, N.York 1980.
16. Συνέδριο Σιδενορ, Αθήνα 8 Δεκεμβρίου 2004
17. Εγχειρίδια Προγραμμάτων SOFISTIK2003, INSTANT2000