



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΕΛΛΟΠΟΝΗΣΟΥ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

"ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΙΣΔΙΑΣΤΑΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΤΥΠΟΥ Λ, ΜΕ Ή ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ"



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝΤΕΣ: ΚΑΛΑΠΟΔΗΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ – ΜΠΙΣΚΙΝΗΣ ΔΙΟΝΥΣΙΟΣ

ΕΚΠΟΝΗΣΗ: ΓΟΥΒΗ ΜΑΡΙΑ

ΠΑΤΡΑ 2023

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με την παρούσα διπλωματική εργασία ολοκληρώνεται και επίσημα ο κύκλος των σπουδών μου στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Νικόλαο Καλαπόδη για την εμπιστοσύνη που έδειξε στο πρόσωπό μου αναθέτοντάς μου την παρούσα εργασία καθώς και για την συνεχή συμβολή του καθ' όλη την διάρκεια της εκπόνησης της. Λόγω αποχώρησης του κ. Καλαπόδη στο εξωτερικό, την επίβλεψη ανέλαβε στη συνέχεια ο κ. Διονύσης Μπισκίνης τον οποίο και ευχαριστώ θερμά.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	2
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	6
ΠΕΡΙΛΗΨΗ ΣΤΑ ΑΓΓΛΙΚΑ	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο: Ο ΧΑΛΥΒΑΣ ΩΣ ΔΟΜΙΚΟ ΥΛΙΚΟ	8
1.1 Ο ΧΑΛΥΒΑΣ ΔΙΑΧΡΟΝΙΚΑ.....	8
1.2 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ.....	10
1.3 ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ.....	10
1.4 Η ΧΡΗΣΙΜΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ.....	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2ο: ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΧΡΟΝΙΚΑ	13
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3ο: ΤΟ ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΤΩΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΩΝ	18
3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΥΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ ΓΕΝΙΚΑ.....	18
3.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3.....	20
3.2.1 ΟΡΙΣΜΟΙ.....	20
3.2.2 ΣΥΜΒΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΑΞΟΝΕΣ ΜΕΛΩΝ.....	20
3.3 ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	22
3.3.1 ΧΡΟΝΟΣ ΖΩΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΝΘΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑΣ.....	23
3.3.2 ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ.....	23
3.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	24

3.4	ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΟΛΚΙΜΟΤΗΤΑΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ...	24
3.5	ΑΝΤΟΧΗ ΧΑΛΥΒΑ.....	25
3.6	ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΠΑΧΟΥΣ.....	26
3.7	ΤΙΜΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ.....	27
3.8	ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	27
3.8.1	ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ.....	27
3.8.2	ΑΤΕΛΕΙΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ.....	29
3.9	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	31
3.10	ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	35
3.10.1	ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΤΗΝ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	36
3.11	ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	40
3.12	ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	41
3.13	ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	43
3.14	ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ.....	44
3.15	ΘΛΙΨΗ.....	45
3.16	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ.....	46
3.17	ΤΕΜΝΟΥΣΑ.....	46
3.18	ΣΤΡΕΨΗ.....	48
3.19	ΔΙΑΤΜΗΣΗ.....	49
3.20	ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ.....	50
3.21	ΑΝΤΟΧΗ ΜΕΛΩΝ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ.....	53
3.22	ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΓΙΑ ΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ.....	56
3.23	ΜΕΛΗ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΚΑΜΨΗ.....	57
3.24	ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ.....	59
3.25	ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΜΕΛΩΝ ΜΕ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ.....	60
3.26	ΘΛΙΒΟΜΕΝΑ ΜΕΛΗ ΠΟΛΥΜΕΛΟΥΣ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	63
3.27	ΔΙΚΤΥΩΤΑ ΘΛΙΒΟΜΕΝΑ ΜΕΛΗ.....	63
3.28	ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ.....	64
	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4ο: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8.....	65
4.1	ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ...	65
4.2	ΕΙΔΙΚΑ ΜΕΤΡΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ.....	66
4.3	ΕΔΑΦΙΚΗ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	67
4.4	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ.....	68

4.5 ΟΡΙΣΤΙΚΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ.....	69
4.6 ΦΑΣΜΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ.....	72
4.7 ΕΔΑΦΙΚΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	73
4.8 ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ.....	73
4.9 ΤΥΠΟΙ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ q ΚΑΙ ΤΙΜΕΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ.....	75
4.10 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ.....	76
4.11 ΠΛΑΣΤΙΜΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ.....	76
4.12 ΔΟΚΟΙ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΑ.....	77
4.13 ΛΕΠΤΟΜΕΡΙΕΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ.....	78
4.14 ΑΝΑΛΥΣΗ.....	79
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5ο: ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	81
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6ο: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSH OVER).....	82
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7ο: ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ.....	84
7.1 ΠΛΑΙΣΙΑ.....	87
7.2 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕΤΑ ΤΗΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (1 ^Η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ).....	90
7.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	93
7.4 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ PUSH OVER.....	99
7.5 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ.....	103
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8ο: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	106
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	107

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Μελέτη της παρούσας εργασίας αποτελεί ο αντισεισμικός σχεδιασμός μιας σειράς 14 χαλύβδινων διασυνδεδεμένων πλαισίων με έκκεντρους και μη συνδέσμους τύπου Λ. Ο αριθμός των ορόφων κυμαίνεται μεταξύ 2 και 17. Ο σχεδιασμός των πλαισίων πραγματοποιήθηκε ικανοποιώντας τα κριτήρια του Ευρωκώδικα 3 και Ευρωκώδικα 8 για μέτρια κατηγορία πλαστιμότητας, κατηγορία εδάφους Β και για επιτάχυνση εδάφους ίση με 0,24g.

Αρχικά διαμορφώθηκε το κανονιστικό πλαίσιο των κατασκευών που θα μελετηθούν. Επιλέχθηκαν οι κατάλληλες διατομές, οι αντίστοιχες στηρίξεις και τέλος προστέθηκαν οι κατάλληλοι συνδυασμοί φορτίων. Έπειτα εκτιμήθηκαν τα μεγέθη των ανελαστικών παραμορφώσεων που αναπτύχθηκαν στα δομικά στοιχεία της κατασκευής κατά την διάρκεια των σεισμικών διεγέρσεων. Τα μεγέθη αυτά των ανελαστικών παραμορφώσεων συγκρίθηκαν με τις επιτρεπόμενες τιμές που προσδιορίζονται βάση της στοχευμένης στάθμης επιλεστικότητας και την ικανότητα των μελών.

Ο σχεδιασμός και έλεγχος των πλαισίων πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα SAP2000, κατάλληλο για την ανάλυση κατασκευών με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία και την βοήθεια του προγράμματος Excel για την γραφική απεικόνιση των αποτελεσμάτων. Τα αποτελέσματα των δυναμικών και υπερωθητικών αναλύσεων (pushover) και τα συμπεράσματα αυτών παρουσιάζονται αναλυτικά. Παρατίθενται επίσης πίνακες και διαγράμματα για την βέλτιστη κατανόηση και τεκμηρίωση των γραμμικών και μη, αναλύσεων και την συμπεριφορά που προκύπτουν από αυτές.

ABSTRACT

The study of this work is the anti-seismic design of a series of 14 steel interconnected frames with eccentric and non-L-type connections. The number of floors varies between 2 and 17. The design of the frames was carried out satisfying the criteria of Eurocode 3 and Eurocode 8 for medium ductility category, ground category B and for ground acceleration equal to 0.24g. Initially, the regulatory framework of the constructions to be studied was formed. The appropriate cross-sections, the corresponding supports were selected and finally the appropriate combinations of loads were added. Then the magnitudes of the inelastic deformations developed in the structural elements of the structure during the seismic excitations were estimated. These magnitudes of inelastic deformations were compared with the allowable values determined based on the target ductility level and the capacity of the members. The design and control of the frames was carried out with the SAP2000 program, suitable for the analysis of constructions with linear finite elements and the help of the Excel program for the graphical display of the results. The results of the dynamic and pushover analyzes and their conclusions are presented in detail. Tables and diagrams are also provided for better understanding and documentation of linear and non-linear analyzes and the resulting behavior.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1ο: Ο ΧΑΛΥΒΑΣ ΩΣ ΔΟΜΙΚΟ ΥΛΙΚΟ

1.1 Ο ΧΑΛΥΒΑΣ ΔΙΑΧΡΟΝΙΚΑ

Ο χάλυβας είναι ένα κράμα σιδήρου και άνθρακα. Αποτελεί το αμέσως επόμενο δομικό υλικό σε χρήση μετά το σκυρόδεμα και το ξύλο και για την παραγωγή του απαιτείται ειδικός εξοπλισμός.

Από την αρχαιότητα, ο σίδηρος έπαιξε σημαντικό ρόλο στην καθημερινή ζωή των ανθρώπων. Η χρήση του στην κατασκευή εργαλείων και σκευών είναι εμφανής από τα πρώτα χρόνια της ανθρώπινης ύπαρξης. Στις ανατολικές χώρες η ύπαρξη του σιδήρου ξεκίνησε πριν από το 1500 π.Χ. Στην Ευρώπη οι αναφορές χρονολογούνται από το 1200 π.Χ. Στην Ελλάδα η παραγωγή και η χρήση του τεκμηριώνεται από τον 8 π.Χ. αιώνα. Η ιδιότητες αυτού του μετάλλου, αποτέλεσαν έμπνευση ακόμη και για τους ποιητές της εποχής, οι οποίοι το αναφέρουν στα γραπτά τους ως σύμβολο πολυτέλειας και πλούτου.

Με το πέρασμα των χρόνων και την εξέλιξη της τεχνολογίας οδηγούμαστε σε όλο και μεγαλύτερες παραγωγές χάλυβα μέσω της εφεύρεσης μηχανών κατάλληλων για ανάδευση τήγματος των καμίνων. Η δυνατότητα του χάλυβα να παράγεται πιο οικονομικά και εύκολα αντικατέστησε τον σίδηρο εξ ολοκλήρου στην χρήση αυτού στις μεταλλικές κατασκευές με αποτέλεσμα να παρατηρούμε την κατασκευή κτιρίων και άλλων έργων να λαμβάνουν χώρα ανά τον κόσμο με ραγδαίες ταχύτητες.

Η γέφυρα GOLDEN GATE στο Σαν Φρανσίσκο αποτελεί αξιοσημείωτο παράδειγμα ατσάλινης κατασκευής. Η κατασκευή της διήρκησε 7 χρόνια και ολοκληρώθηκε το 1937. Αρχιτέκτονας αυτής, ο Joseph Strauss. Το συνολικό μήκος της γέφυρας από το στήριγμα σε στήριγμα είναι 2.737 μέτρα, απόσταση της γέφυρας πάνω από την στάθμη της θάλασσας είναι περίπου 67 μέτρα, ενώ οι πύργοι της, 227 μέτρα. Το συνολικό μήκος του χαλύβδινου σύρματος που χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή και των δύο κύριων αξόνων υπολογίζεται ότι είναι γύρω στα 130.000 χιλιόμετρα. Η GOLDEN GATE μέχρι και σήμερα θεωρείται μια από τις πιο όμορφες γέφυρες του κόσμου και αποτελεί για την πόλη, πόλο έλξης τουριστών.



ΕΙΚΟΝΑ 1: Golden gate bridge (Wikipedia)

Ένα από τα πιο επίσης αξιοσημείωτα παραδείγματα μεταλλικής κατασκευής στις μέρες μας αποτελεί η Capital Gate στο Άμπου Ντάμπι. Το κτίριο αυτό έχει την μεγαλύτερη κλίση σε όλο τον κόσμο (18 μοίρες δυτικά). Η αρχιτεκτονική του ξεπερνά την ανθρώπινη φαντασία καθώς στην όψη του γέρνει και δίνει την εικόνα ότι θα πέσει. Ο πυρήνας της κατασκευής περιέχει 15.000 κυβικά μέτρα οπλισμένου σκυροδέματος και 10.000 τόνους χάλυβα. Κατασκευάστηκε έτσι, ώστε καθώς εγκαθίστατο κάθε όροφος, το βάρος του και το σύστημα διαγώνιου πλέγματος και διαγώνιου τραβούσε τον πυρήνα και τον ίσιωνε σιγά-σιγά προς τα έξω. Ο πυρήνας περιέχει 146 κατακόρυφους χαλύβδινους τένοντες, μήκους 20 μέτρων που χρησιμοποιούνται για μετέντασή.



ΕΙΚΟΝΑ 2: Capital Gate (Wikipedia)

Στην Ελλάδα δε, αξιοσημείωτο παράδειγμα μεταλλικής κατασκευής αποτελεί η γέφυρα στην περιοχή Τσακώνα στα σύνορα των νομών Αρκαδίας και Μεσσηνίας. Αποτελεί την 2η μεγαλύτερη γέφυρα στην Ελλάδα από πλευράς ανοίγματος μετά τη γέφυρα Ρίου – Αντιρρίου, ενώ συγκαταλέγεται μεταξύ των μεγαλύτερων τοξωτών γεφυρών παγκοσμίως. Κατασκευάστηκε πάνω σε ενεργή κατολίσθηση ως χαλύβδινος τοξωτός φορέας με αναρτημένο το κατάστρωμά του, συνδυαζόμενο με ένα φορέα από προεντεταμένο σκυρόδεμα προς την πλευρά της Τρίπολης. Ο τοξωτός φορέας, ο οποίος αποτελεί σημαντική πρωτοτυπία για την Ελλάδα, αποτελείται από δύο παραβολικά τόξα που ενώνονται μεταξύ τους με αντιανέμιους συνδέσμους.



ΕΙΚΟΝΑ 3: Τοξωτή Γέφυρα Τσακώνας (Wikipedia, 2017)

Είδαμε μερικές από τις πιο αξιοσημείωτες κατασκευές εγχώρια και μη, με την χρήση του χάλυβα ως δομικό στοιχείο στο πέρασμα του χρόνου. Κατανοούμε το λόγο για τον οποίο λοιπόν αποτελεί ένα από τα πιο διαδεδομένα σε χρήση υλικά στον κατασκευαστικό τομέα.

1.2 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Η γνώση γενικά των χαρακτηριστικών των υλικών που χρησιμοποιούμε είναι απαραίτητη καθώς μας διασφαλίζει εκτός την εγκυρότητα ασφάλειας του έργου και μια εικόνα για τον οικονομικό προϋπολογισμό της δομής.

Ας δούμε αναλυτικά κάποια από τα πλεονεκτήματα του δομικού χάλυβα

1. Έχει υψηλή αναλογία αντοχής σε σχέση με το βάρος του. Αυτό τον κατατάσσει στο ιδανικό ως προς την επιλογή υλικό για την κατασκευή πολυώροφων κτιρίων, γέφυρες μεγάλες σε μήκος και κατασκευές που απέχουν μικρή απόσταση από το έδαφος ή παρουσιάζουν μεγάλη σεισμική δραστηριότητα.
2. Παρουσιάζει μεγάλη πλαστιμότητα, έχοντας την ικανότητα να αναλάβει μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις.
3. Οι ιδιότητες του είναι προβλέψιμες και δεν παρουσιάζουν σημαντικές αλλαγές στο πέρασμα του χρόνου.
4. Λόγω του γεγονότος ότι τα μέλη βρίσκονται ήδη στην δομή επιτυγχάνεται εξοικονόμηση ταχύτητας ως προς την κατασκευή του έργου και το κόστος παρασκευής.
5. Είναι ανακυκλώσιμο υλικό, αφού μπορεί να χρησιμοποιηθεί μετά την διάλυση της κατασκευής και σε άλλες δομές.
6. Έχουν την δυνατότητα να επεκταθούν μέσω μεθόδων κατασκευής διεύρυνσης του έργου.
7. Τέλος, οι μεταλλικές κατασκευές παρουσιάζουν εξαιρετική αντοχή στην κόπωση.

1.3 ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Όπως όλα τα δομικά υλικά παρουσιάζουν μειονεκτήματα, έτσι και ο χάλυβας έχει κάποια τα οποία δημιουργούν προβλήματα και κατά συνέπεια απαιτείται περαιτέρω έλεγχος για την χρήση του στις μεταλλικές κατασκευές.

Ορισμένα από τα μειονεκτήματα του δομικού χάλυβα είναι τα εξής

1. Είναι ένα πολύ ακριβό υλικό. Οι κατασκευές από χάλυβα τείνουν να είναι πιο δαπανηρές συγκριτικά της χρήσης άλλων υλικών. Αυτό κατά συνέπεια αυξάνει και το κόστος παραγωγής του έργου που επρόκειτο να κατασκευαστεί.
2. Η αύξηση της θερμοκρασίας μειώνει την αντοχή του χάλυβα επηρεάζοντας τις

- ιδιότητες του και αυξάνει τον κίνδυνο πυρκαγιάς και μεταφορά αυτής στην δομή λόγω της αγωγιμότητας του υλικού.
3. Είναι ένα υλικό στο οποίο απαιτείται συντήρηση καθώς είναι επιρρεπής λόγω των περιβαλλοντικών συνθηκών σε διάβρωση.
 4. Οι κατασκευές από χάλυβα παρουσιάζουν ενδεχόμενο λυγισμού, γεγονός που οδηγεί σε περισσότερη μελέτη της κατασκευής και περεταίρω έλεγχο για την βελτίωση αντίστασης των μελών του δομικού χάλυβα στην κατασκευή.

1.4 Η ΧΡΗΣΙΜΟΤΗΤΑ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Η επιλογή λοιπόν του χάλυβα στην κατασκευή μας εξασφαλίζει ευελιξία όσον αφορά την αντισεισμικότητα και την αρχιτεκτονική ευελιξία της.

Ο δομικός χάλυβας μας δίνει την δυνατότητα να πετύχουμε καινοτόμες μορφές όσον αφορά την αρχιτεκτονική σύνθεση της δομής που πολλές φορές είναι αδύνατο να πραγματοποιηθούν με άλλα υλικά, όπως γέφυρες τεραστίων ανοιγμάτων, ουρανοξύστες, και πολλά άλλα επιτεύγματα της σύγχρονης εποχής όπου θα ήταν αδύνατο να υπάρξουν χωρίς την ύπαρξη αυτού του υλικού.

Το "πάντρεμα" παραδοσιακών και μοντέρνων υλικών είναι ικανό να δώσει καινοτόμα και πρωτότυπα αποτελέσματα και να εγγυηθεί την προστασία της κατασκευής ακόμα και από την ύπαρξη καιρικών φαινομένων που θα μπορούσαν να επιφέρουν βλάβες στην κατασκευή (σεισμούς, κεραυνούς, χιονοπτώσεις).

Κατά την κατασκευή μιας μεταλλικής κατασκευής χρησιμοποιούνται τα μέγιστα επιτρεπτά φορτία κατά την στατική της μελέτη, υπάρχει συνεχής έλεγχος από τους επιβλέποντες μηχανικούς κατά την διάρκεια κατασκευής και γίνεται εφαρμογή κάθε σύγχρονης μελέτης ώστε να αναληφθούν από το έδαφος στο βέλτιστο βαθμό όλα εκείνα τα φορτία που την καταπονούν. Όσον αφορά την τεχνολογία δόμησης τα κτίρια αυτά διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, με πλαίσιο και χωρίς πλαίσιο. Στον πρώτο τύπο οι τοίχοι έχουν το ρόλο του πλαισίου, στον δεύτερο τύπο κατασκευάζονται υποστηρικτικά στοιχεία, με όλα τα φορτία από τα οποία καταπονείται η κατασκευή. κατηγορίες: με σκελετό, με πλαίσιο και με νάρθηκες.

Η κατασκευή κτιρίων από μεταλλικές κατασκευές είναι μια από τις πιο κερδοφόρες λύσεις. Με αυτήν την τεχνολογία, επιτυγχάνεται αποτέλεσμα υψηλής ποιότητας με ελάχιστη επένδυση, ενώ η δομή θα έχει τα βέλτιστα χαρακτηριστικά απόδοσης. Η ταχύτητα και η ευκολία εγκατάστασης καθιστούν την τεχνολογία αποτελεσματικότερη για όλες εκείνες τις περιπτώσεις που κρίνεται απαραίτητο να ανακτηθούν τα κεφάλαια που δαπανήθηκαν για την ανάπτυξη της επιχείρησης. Ανάλογα με το μεταλλικό προφίλ της κατασκευής προσδιορίζονται και τα χαρακτηριστικά που θα πρέπει να διαθέτει ο χάλυβας ώστε να βελτιώσει την αντοχή της δομής.

Συμπεραίνουμε πως η χρησιμότητα των μεταλλικών κατασκευών οφείλεται στην διευκόλυνση της πορείας της κατασκευής λόγω της αντικατάστασης των βαριών ογκωδών υλικών από αυτές. Η ύπαρξη τους συναντάται σε αποθήκες εμπορικά κτίρια, καθώς και σε πολλά ψυχαγωγικά, αθλητικά και δημόσια κέντρα.

Έτσι, οι κατασκευαστικοί οργανισμοί επιτυγχάνουν αρκετή μείωση του κόστους

τους διατηρώντας όμως όλα τα λειτουργικά χαρακτηριστικά της δομής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2ο: ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΧΡΟΝΙΚΑ

2.1 ΟΙ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΙΕΓΕΡΣΕΙΣ ΚΑΙ Η ΑΝΑΓΚΗ ΘΕΣΠΙΣΗΣ ΚΑΝΟΝΩΝ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

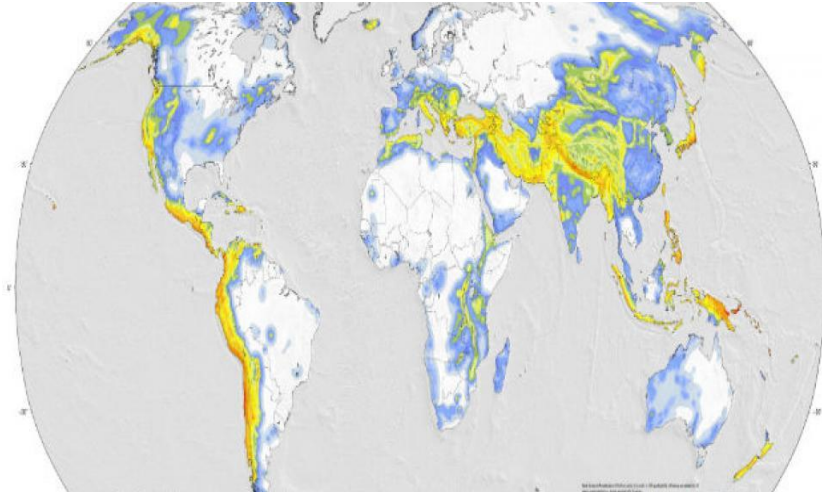
Για την κατασκευή οποιασδήποτε δομής απαιτείται σε πρώτο στάδιο η χρήση των κατάλληλων υλικών. Ωστόσο όσο καλά και να είναι τα υλικά για τον πλήρη έλεγχο της κατασκευής απαιτείται η γνώση της ποιότητας και της καταλληλότητας του εδάφους για την ανέγερσή του. Η σεισμική δραστηριότητα για παράδειγμα της περιοχής στην οποία πρόκειται να λάβει χώρα το κάθε έργο έχει ίσως τον πιο σημαντικό ρόλο όσον αφορά την κατασκευή της.

Με τον όρο «σεισμική διέγερση» εννοούμε την ξαφνική απώλεια ενέργειας από τον φλοιό της γης. Η μεταφορά της ενέργειας αυτής γίνεται μέσω κυμάτων τα οποία ταξιδεύουν στην επιφάνεια της γης και γίνονται αντιληπτά σε εμάς μέσω της ανατάραξης που προκαλούν στο έδαφος. Η απορρόφηση της ενέργειας που μεταφέρουν τα ελαστικά κύματα, συμβαίνει με διάφορους τρόπους ανάλογα με την κατάσταση της ρευστότητας του μέσου που διατρέχουν. Ο διαχωρισμός των μέσων γίνεται σε στερεά και ρευστά. Στα στερεά οι φθορές στα πετρώματα, αλλά και στις ανθρώπινες κατασκευές, προκαλούν καταστροφή των δεσμών συνοχής ή πλαστική παραμόρφωση του υλικού. Στα ρευστά το υλικό παραμορφώνεται προσωρινά με αποτέλεσμα η ενέργεια να μετατρέπεται σε θερμότητα μέσω της διαφοροποίησης της πυκνότητας του μέσου.

Με βάση την ανθρώπινη κλίμακα εκτίμησης των ανθρώπινων κατασκευών τα αποτελέσματα που μπορεί να έχει ένας σεισμός σε μία περιοχή μπορεί να είναι καταστροφικά. Οι σεισμοί ανάλογα με το βάθος τους διακρίνονται σε επιφανειακούς, ενδιάμεσους και μεγάλου βάθους και κύριο λόγο στο πόσο καταστρεπτικός ή όχι είναι, παίζει το εστιακό του βάθος.

Οι σεισμοί πραγματοποιούνται στις περιοχές εκείνες που οι λιθοσφαιρικές πλάκες της γης πλησιάζουν μεταξύ τους. Η Ελλάδα συγκαταλέγεται στις χώρες με την σχετικά πιο έντονη σεισμική δραστηριότητα. Τα όργανα μέτρησης των σεισμών ονομάζονται σειсмоγράφοι και η μονάδα μέτρησης της έντασης τους του σεισμού μετριέται συνήθως στην κλίμακα ρίχτερ.

Πιο κάτω παρατηρούμε μια απεικόνιση της σεισμικής δραστηριότητας στον παγκόσμιο χάρτη.



ΕΙΚΟΝΑ 4: Παγκόσμιος χάρτης της Γήινης σεισμικής δραστηριότητας (wikipedia)

Από τους μεγαλύτερους σεισμούς που έχουν γίνει παγκοσμίως και έχουν προκαλέσει ανθρώπινες απώλειες είναι οι εξής:

1. Ο σεισμός στην Ιάβα της Ινδονησίας στις 26 Μαΐου 2006. Ο σεισμός αυτός ήταν της κλίμακας των 6,3 ρίχτερ και προκάλεσε τον θάνατο 5.700 ανθρώπων.



ΕΙΚΟΝΑ 5: Σεισμός στην Ιάβα της Ινδονησίας (wikipedia 2006)

2. Ο Σεισμός στο ανατολικό Σετσουάν στην Κίνα στις 12 Μαΐου 2008. Ο σεισμός ήταν 7,9 Ρίχτερ με αποτέλεσμα να βρουν τον θάνατο πάνω από 87.500 άνθρωποι.



ΕΙΚΟΝΑ 6: Σεισμός στο Σετσουάν της Κίνας 2008 (wikipedia)

3. Ο Σεισμός στην Αϊτή στις 2 Ιανουαρίου 2010. Ένας από τους καταστροφικότερους σεισμούς στην ιστορία, έντασης 7 ρίχτερ και 316.000 νεκρούς.



ΕΙΚΟΝΑ 6: Σεισμός στην Αϊτή (wikipedia 2010)

4. Ο Σεισμός 9,1 βαθμών της κλίμακας ρίχτερ στην Ινδονησία στις 26 Δεκεμβρίου του 2004. Ο σεισμός αυτός προκάλεσε τσουνάμι στον Ινδικό Ωκεανό και είχε ως αποτέλεσμα τον θάνατο 230.000 ανθρώπων σε δώδεκα χώρες.



ΕΙΚΟΝΑ 6: Σεισμός στην Ινδονησία (wikipedia 2004)

5. Από τους πιο πρόσφατους και καταστροφικούς σεισμούς ήταν αυτός στην Τουρκία στις 6 Φεβρουαρίου 2023. Ο Σεισμός αυτός ήταν διπλός, προκλήθηκε μεταξύ Συρίας και Τουρκίας, και είχε ένταση 7,5 και 7,8 ρίχτερ αντίστοιχα με διαφορά ελάχιστων ωρών. Προκάλεσε τον θάνατο 54.000 περίπου ανθρώπων και δημιούργησε έντονα ερωτήματα όσον αφορά τον κατασκευαστικό έλεγχο των κτιρίων που κατέρρευσαν και κατά πόσο αυτά πληρούσαν τους κανόνες δόμησης και ασφάλειας των κατοίκων που διέμεναν σε αυτά.



ΕΙΚΟΝΑ 7: Σεισμός στην Τουρκία (wikipedia 2023)

6. Στην Ελλάδα από τους καταστροφικότερους σεισμούς που έχουν λάβει χώρα ήταν στην Πάρνηθα το 1999 έντασης 5,9 βαθμών της κλίμακας ρίχτερ και προκάλεσε τον θάνατο 143 ανθρώπων και ζημιές εκατομμυρίων ευρώ.



ΕΙΚΟΝΑ 8: Σεισμός στην Πάρνηθα (wikipedia 1999)

7. Ο σεισμός στην Ανδραβίδα στις 8 Ιουνίου 2008. Ο σεισμός αυτός ήταν της έντασης των 6,5 ρίχτερ και προκάλεσε τον θάνατο 2 ανθρώπων. Λόγω του μικρού εστιακού του βάρους έγινε αισθητός και στις πιο γύρω περιοχές και προκάλεσε εκτός από υλικές ζημιές και τον φόβο σε όλους τους κατοίκους που βίωσαν την ισχύ του.



ΕΙΚΟΝΑ 8: Σεισμός στην Ανδραβίδα (wikipedia 2008)

Είδαμε λοιπόν μερικούς από τους πιο καταστροφικούς σεισμούς στον κόσμο και στην Ελλάδα και την επίδραση που έχουν τόσο στις υπάρχουσες δομές όσο στις ανθρώπινες ζωές.

Η ανάγκη λοιπόν προστασίας των κατασκευών από την σεισμική δραστηριότητα μας οδήγησε στην εύρεση και θέσπιση κανονισμών σύμφωνα με τους οποίους θα δομούνται τα κτίρια. Οι έλεγχοι αυτοί εφαρμόζονται καθολικά όχι μόνο εγχώρια και ακολουθούν ένα συγκεκριμένο μοτίβο με βάση το είδος του υλικού που χρησιμοποιείται για την ανέγερση της δομής, την ποιότητα του εδάφους, την σεισμική δραστηριότητα που μπορεί να λάβει χώρα σε αυτή καθώς και το είδος και την χρησιμότητα της κατασκευής (γέφυρα, κτίριο).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3ο: ΤΟ ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΟ ΠΛΑΙΣΙΟ ΤΩΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΩΝ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΥΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ ΓΕΝΙΚΑ

Στα τέλη του 1980 η επιτροπή των Ευρωπαϊκών Κοινοτήτων θέσπισε κάποιους κανόνες για τον σχεδιασμό των κτιρίων και γενικά των έργων ειδικότητας των πολιτικών μηχανικών και αρχιτεκτόνων οι οποίοι θα εφαρμόζονται καθολικά σε όλα τα κράτη μέλη και θα συμμορφώνονται με αυτούς. Οι τεχνικοί αυτοί κανόνες ονομάζονται Ευρωκώδικες (Structural Eurocodes).

Η ευρωπαϊκή επιτροπή ανέθεσε στην Ευρωπαϊκή επιτροπή τυποποίησης (CEN) την σύνταξη οριστικοποίησης και εφαρμογής των Δομικών Ευρωκωδίκων το 1990. Τα επόμενα λοιπόν δέκα χρόνια τα κράτη μέλη προχώρησαν στην πλήρη εφαρμογή τους.

Οι Ευρωπαϊκοί Δομικοί κανόνες είναι οι εξής:

- 1.EN 1990 Ευρωκώδικας 0 «Βασικές αρχές σχεδιασμού»
- 2.EN 1991 Ευρωκώδικας 1 «Δράσεις στις κατασκευές»
- 3.EN 1992 Ευρωκώδικας 2 «Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα»
- 4.EN 1993 Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα»
- 5.EN 1994 Ευρωκώδικας 4 «Σχεδιασμός συμπίκτων κατασκευών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα»
- 6.EN 1995 Ευρωκώδικας 5 «Σχεδιασμός ξύλινων κατασκευών»
- 7.EN 1996 Ευρωκώδικας 6 «Σχεδιασμός κατασκευών από τοιχοποιία»
- 8.EN 1997 Ευρωκώδικας 7 «Γεωτεχνικός σχεδιασμός»
- 9.EN 1998 Ευρωκώδικας 8 «Σχεδιασμός αντισεισμικών κατασκευών»
- 10.EN 1999 Ευρωκώδικας 9 «Σχεδιασμός κατασκευών από αλουμίνιο»

Με αυτό τον τρόπο όλα τα κράτη της Ευρώπης μνηθήκαν σε έναν συλλογικό τρόπο δόμησης που είχε σκοπό να προσφέρει μεγαλύτερο έλεγχο στα θέματα ασφάλειας. Αυτοί οι κανονισμοί εισήγαγαν μια νέα φιλοσοφία στη σχεδιαστική προσέγγιση διαφόρων τύπων κατασκευών, βασισμένη πλέον στη συνεκτίμηση της συνολικής συμπεριφοράς της αντοχής και της λειτουργίας της υπό εξέταση κατασκευής στην οριακή κατάσταση, παρά στον έλεγχο της μέγιστης ανάπτυξης από η πλευρά αντοχής όσων αφορά την άσκηση πίεση στις πιο κρίσιμες διατομές.

Η πιο σημαντική συνεισφορά της εισαγωγής των Ευρωκωδικών στο σχεδιασμό του έργου είναι η χρήση κοινών προτύπων και μεθόδων για την ικανοποίηση απαιτήσεων όπως η μηχανική αντίσταση, η ευστάθεια κ.λπ., αλλά υπάρχει επίσης ένα ολοκληρωμένο και ενιαίο πλαίσιο υποθέσεων, τόσο για αναλυτικούς υπολογισμούς όσο και για υπολογισμούς. υπολογιστικές προσομοιώσεις

3.2 ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3

Ο Ευρωκώδικας 3 Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα (EN1993-1-1 Eurocode3-Design of steel structures) αποτελεί σήμερα το κριτήριο εφαρμογής για τον ασφαλή σχεδιασμό των κατασκευών από χάλυβα σε όλα τα Ευρωπαϊκά κράτη τα οποία συμμετέχουν στην Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης.

Η κύρια αλλαγή που ήρθε με την εισαγωγή του Ευρωκώδικα 3 στις μελέτες των χαλύβδινων κατασκευών σε σχέση με τους παλαιότερους κανονισμούς βρίσκεται στην αντικατάσταση της μεθόδου των επιτρεπόμενων τάσεων, η οποία ήταν σε εφαρμογή μέχρι πρόσφατα στην Ελλάδα, από την μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

Η μέθοδος των οριακών καταστάσεων βασίζεται στην χρήση επιμέρους συντελεστών ασφαλείας και απαιτεί εκτενέστερο έλεγχο, όμως τα αποτελέσματα τα

οποία προκύπτουν από αυτή είναι πιο αντικειμενικά όσον αφορά την διαστασιολόγηση της κατασκευής από χάλυβα.

3.2.1 ΟΡΙΣΜΟΙ

1.πλαίσιο

το σύνολο ή ένα τμήμα μιας κατασκευής, το οποίο περιλαμβάνει ένα σύστημα συνδεδεμένων δομικών στοιχείων, σχεδιασμένα έτσι ώστε να συνεργάζονται στην παραλαβή των φορτίων. Αυτός ο όρος αναφέρεται τόσο σε πλαίσια με συνδέσεις ροπής όσο και σε τριγωνικά πλαίσια και καλύπτει τόσο επίπεδα όσο και χωρικά πλαίσια

2.υποπλαίσιο

ένα πλαίσιο το οποίο αποτελεί μέρος ενός μεγαλύτερου πλαισίου, αλλά αντιμετωπίζεται ως μεμονωμένο πλαίσιο στο στατικό υπολογισμό

3.τύπος πλαισίου

Χρησιμοποιούνται τρεις όροι για την διάκριση πλαισίων

- **ημισυνεχή**, όπου οι δομικές ιδιότητες των μελών και των συνδέσεων απαιτούν ξεχωριστή θεώρηση στη στατική ανάλυση
- **συνεχή**, όπου μόνο οι δομικές ιδιότητες των μελών χρειάζεται να ληφθούν υπόψη στη στατική ανάλυση
- **απλά**, όπου οι συνδέσεις δεν απαιτείται να είναι συνδέσεις ροπής

-

4.στατική ανάλυση

ο καθορισμός ενός συνόλου εντατικών μεγεθών σε μία κατασκευή, οι οποίες βρίσκονται σε ισορροπία με ένα συγκεκριμένο σύνολο δράσεων επί της κατασκευής

5.μήκος συστήματος

η απόσταση σε ένα δεδομένο επίπεδο μεταξύ δύο παρακειμένων σημείων στα οποία ένα μέλος στηρίζεται έναντι πλευρικής μετατόπισης σε αυτό το επίπεδο, ή μεταξύ ενός τέτοιου σημείου και του άκρου του μέλους

6.μήκος λυγισμού

μήκος συστήματος ενός κατά τα άλλα όμοιου μέλους με άκρα αρθρωτά, που έχει την ίδια αντοχή σε λυγισμό όπως ένα δεδομένο μέλος ή τμήμα αυτού

7.επιρροή διατμητικής υστέρησης

μη-ομοιόμορφη κατανομή τάσης σε πέλματα με μεγάλο πλάτος λόγω διατμητικής παραμόρφωσης. Λαμβάνεται υπόψη με το να χρησιμοποιείται μειωμένο “ενεργό ” πλάτος πέλματος στις παραδοχές ασφαλείας

8.ικανοτικός σχεδιασμός

μέθοδος σχεδιασμού για να επιτυγχάνεται η ικανότητα πλαστικής παραμόρφωσης ενός μέλους παρέχοντας επιπλέον αντοχή στις συνδέσεις του και σε άλλα τμήματα που συνδέονται με αυτό

9.ομοιόμορφο μέλος

μέλος με σταθερή διατομή καθ' όλο το μήκος του

3.2.2 ΣΥΜΒΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΑΞΟΝΕΣ ΜΕΛΩΝ

1) Η σύμβαση για άξονες μελών είναι:

x-x - κατά μήκος του μέλους

y-y - άξονας της διατομής

z-z - άξονας της διατομής

(2) Για χαλύβδινα μέλη, οι συμβάσεις που χρησιμοποιούνται για άξονες διατομής είναι:

- γενικά:

y-y - άξονας διατομής παράλληλος με τα πέλματα

- για διατομές γωνιακών:

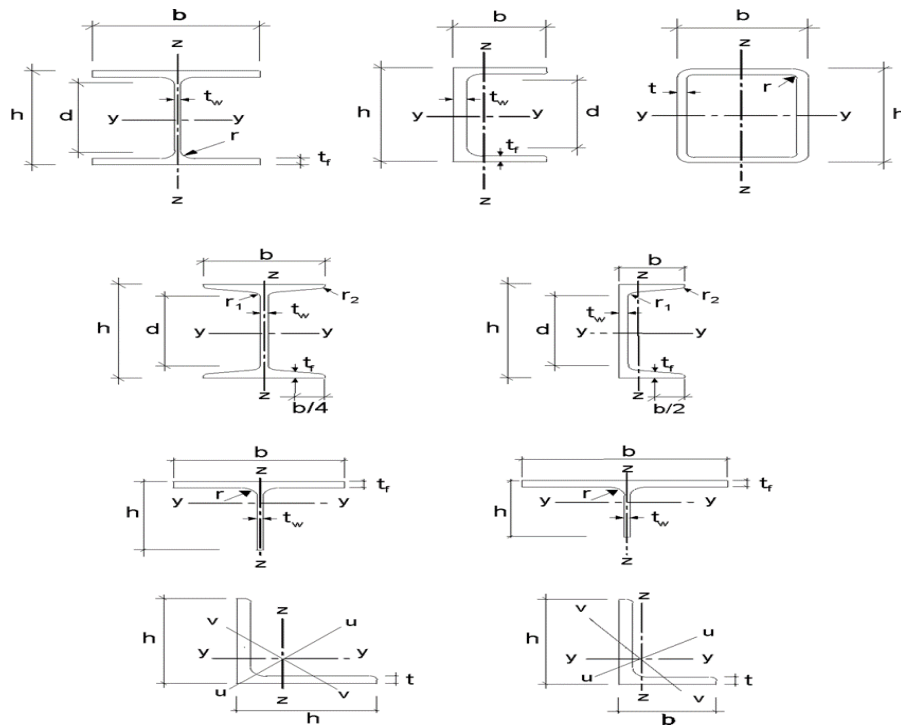
y-y - άξονας παράλληλος στο μικρότερο σκέλος

z-z - άξονας κάθετος στο μικρότερο σκέλος

- όπου είναι απαραίτητο:

u-u - κύριος άξονας μέγιστης αδρανείας

v-v - κύριος άξονας ελάχιστης αδρανείας



ΕΙΚΟΝΑ 9: Διαστάσεις και άξονες διατομών

3.3 ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Ο σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα πρέπει να συμφωνεί με τους γενικούς κανόνες που δίνονται στο EN 1990 και να πραγματοποιούνται επιπλέον προβλέψεις για κατασκευές από χάλυβα. Πρέπει επίσης να εφαρμόζονται οι βασικές απαιτήσεις του EN 1990 για σχεδιασμούς οριακής κατάστασης αστοχίας σε συνδυασμό με την

μέθοδο συντελεστών ασφαλείας και τον συνδυασμό φορτίσεων και δράσεων που υπάρχουν στον EN 1990. Τέλος πρέπει να εφαρμόζονται κανόνες όσων αφορά την ανθεκτικότητα, την λειτουργικότητα και τις αντοχές του EN 1993.

3.3.1 ΧΡΟΝΟΣ ΖΩΗΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΑΝΘΕΚΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΣΤΙΒΑΡΟΤΗΤΑΣ

Ανάλογα με τον τύπο της δράσης που επηρεάζει την ανθεκτικότητα και το χρόνο ζωής σχεδιασμού οι κατασκευές από χάλυβα πρέπει να σχεδιάζονται έναντι διάβρωσης μέσω κατάλληλης επιφανειακής προστασίας (βλέπε EN ISO 12944), χρήσης αντιδιαβρωτικού χάλυβα, χρήσης ανοξειδωτού χάλυβα (βλέπε EN 1993-1-4), σχεδιάζονται για επαρκή αντοχή σε κόπωση (βλέπε EN 1993-1-9), σχεδιάζονται έναντι φθοράς στο χρόνο, σχεδιάζονται για τυχηματικές δράσεις (βλέπε EN 1991-1-7) και τέλος να επιθεωρούνται και συντηρούνται.

Ως χρόνος ζωής σχεδιασμού πρέπει να λαμβάνεται η περίοδος για την οποία το κτίριο αναμένεται να χρησιμοποιηθεί για το σκοπό που προορίζεται. Επίσης πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι προδιαγραφές για τον χρόνο ζωής ενός μόνιμου κτηρίου καθώς και για τα δομικά στοιχεία εκείνα που δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν για ολόκληρη την διάρκεια ζωής του κτηρίου.

Για εξασφάλιση της ανθεκτικότητας, τα κτίρια και τα τμήματά τους πρέπει είτε να σχεδιάζονται για περιβαλλοντικές δράσεις και κόπωση εάν είναι εφικτό, ή αλλιώς να προστατεύονται από αυτές. Η αποφυγή αυτών γίνεται με την χρήση κατάλληλων υλικών (βλέπε EN 1993-1-4 και EN 1993-1-10) ή με την υπεραστατικότητα φορέων και την επιλογή ενός κατάλληλου συστήματος προστασίας από διάβρωση. Στην περίπτωση που ο σχεδιασμός ενός έργου περιλαμβάνει τμήματα τα οποία θα πρέπει να αντικατασταθούν θα πρέπει να πιστοποιούνται σαν μια μέση κατάσταση σχεδιασμού.

3.3.2 ΑΡΧΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΒΑΣΙΚΕΣ ΜΕΤΑΒΛΗΤΕΣ

Οι αντοχές των διατομών και μελών που ορίζονται στον Ευρωκώδικα 3 για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας όπως καθορίζονται στο EN 1990-3.3 σε δοκιμές στις οποίες το υλικό έδειξε ικανοποιητική ολκιμότητα για την εφαρμογή απλοποιητικών μοντέλων σχεδιασμού.

Οι αντοχές που ορίζονται σε αυτό το Μέρος του Ευρωκώδικα μπορούν επομένως να χρησιμοποιηθούν όταν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις για τα υλικά.

Οι δράσεις για το σχεδιασμό κατασκευών από χάλυβα πρέπει να λαμβάνονται από το EN 1991, οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη κατά την ανέγερση είναι από τον EN 1991-1-6.

Όπου πρέπει να ληφθούν υπόψη οι επιδράσεις των απόλυτων και διαφορικών καθιζήσεων, θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν οι καλύτερες εκτιμήσεις των επιβαλλόμενων παραμορφώσεων.

Οι επιρροές διαφορικών καθιζήσεων ή επιβαλλόμενων παραμορφώσεων ή άλλου τύπου προέκτασης επιβαλλόμενης κατά την ανέγερση πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με την ονομαστική τιμή τους P_k ως μόνιμες δράσεις, σε συνδυασμό με τις άλλες μόνιμες δράσεις G_k από μια απλή δράση ($G_k + P_k$).

3.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Για το σχεδιασμό κατασκευών από χάλυβα πρέπει να χρησιμοποιούνται τιμές X_k ή ονομαστικές τιμές X_n των ιδιοτήτων του υλικού, όπως αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 3. Τα γεωμετρικά δεδομένα για διατομές και συστήματα μπορούν να λαμβάνονται από πρότυπα προϊόντων hEN ή σχέδια για την εκτέλεση κατά το EN 1090 και να θεωρούνται ως ονομαστικές τιμές.

Για κατασκευές από χάλυβα εφαρμόζεται η εξίσωση του EN 1990:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} R_k (\eta_1 X_{k1}, \eta_i X_{ki}, a_d) \quad (\text{σχέση 1})$$

Όπου

R_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της συγκεκριμένης αντοχής προσδιοριζόμενης με τις χαρακτηριστικές ή ονομαστικές τιμές για τις ιδιότητες και διαστάσεις των υλικών

γ_M είναι ο καθολικός επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συγκεκριμένη αντοχή

3.4 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΚΑΙ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΟΛΚΙΜΟΤΗΤΑΣ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Οι ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής αντοχής f_u για δομικό χάλυβα πρέπει να λαμβάνονται υιοθετώντας τις τιμές $f_y = R_{eh}$ και $f_u = R_m$ απευθείας από το πρότυπο του προϊόντος

Για τους χάλυβες απαιτείται μία ελάχιστη ολκιμότητα η οποία θα πρέπει να εκφράζεται υπό μορφή ορίων για:

- το λόγο f_u / f_y της προδιαγεγραμμένης ελάχιστης οριακής αντοχής σε εφελκυσμό f_u ως προς την προδιαγεγραμμένη ελάχιστη αντοχή διαρροής f_y
- την επιμήκυνση στην αστοχία με δοκίμιο μήκους $5,65 \sqrt{A_0}$ (όπου A_0 είναι η αρχική επιφάνεια της διατομής)
- την οριακή παραμόρφωση ϵ_u , όπου η ϵ_u αντιστοιχεί στην οριακή αντοχή f_u .

Όπου: Τα όρια του λόγου f_u / f_y , η επιμήκυνση στην αστοχία και η οριακή παραμόρφωση ϵ_u μπορούν να καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστώνται οι παρακάτω τιμές:

- $f_u / f_y \geq 1,15$
- επιμήκυνση στην αστοχία όχι μικρότερη από 15%
- $\epsilon_u \geq 15\epsilon_y$, όπου ϵ_y είναι η παραμόρφωση διαρροής ($\epsilon_y = f_y / E$).

3.5 ΑΝΤΟΧΗ ΧΑΛΥΒΑ

Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίνει πληροφορία στην επιλογή των ιδιοτήτων αντοχής σε κρούση για θλιβόμενα μέλη. Προτείνεται η χρήση του Πίνακα 2.1 του EN 1993-1-10 για $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

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

ΠΙΝΑΚΑΣ 2: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για κοιλοδοκούς

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 65$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

3.6 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΠΑΧΟΥΣ

ΠΙΝΑΚΑΣ 3: Επιλογή ποιότητας σύμφωνα με το EN 10164

Επιθυμητή τιμή του Z_{Ed} σύμφωνα με το EN 1993-1-10	Απαιτούμενη τιμή του Z_{Rd} σύμφωνα με το EN 10164
$Z_{Ed} \leq 10$	—
$10 < Z_{Ed} \leq 20$	Z 15
$20 < Z_{Ed} \leq 30$	Z 25
$Z_{Ed} > 30$	Z 35

3.7 ΤΙΜΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες οι οποίοι καλύπτονται από αυτό το Μέρος του Ευρωκώδικα πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

- μέτρο ελαστικότητας $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$
- μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000\text{ N/mm}^2$ (σχέση 2)
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ ανά $^{\circ}\text{C}$ (για $T \leq 100\text{ }^{\circ}\text{C}$)

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων ανομοιόμορφων θερμοκρασιών σε σύμμικτες κατασκευές χάλυβα-σκυροδέματος σύμφωνα με το EN 1994, ο συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής λαμβάνεται ως $\alpha = 10 \times 10^{-6}$ ανά $^{\circ}\text{C}$.

3.8 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Η ανάλυση του φορέα σε αρχικό στάδιο βασίζεται σε κατάλληλα υπολογιστικά προσομοιώματα του φορέα για οριακές καταστάσεις λειτουργίας όπως επίσης και των κόμβων. Το προσομοίωμα οφείλει να συμφωνεί με τις παραδοχές του σχεδιασμού και να αντανακλά με ακρίβεια τα αποτελέσματα των οριακών καταστάσεων της κατασκευής που θα πραγματοποιηθεί.

Για το προσομοίωμα της στατικής ανάλυσης και τις βασικές παραδοχές για τμήματα κτιρίων δουλεύουμε σύμφωνα με τον EN 1993-1-5 και EN 1993-1-11. Για τις επιδράσεις της συμπεριφοράς των κόμβων κατά EN 1993-1-8 στην περίπτωση όμως που οι αντιδράσεις που πραγματοποιούνται είναι υψίστης σημασίας όπως στην περίπτωση των ημισυνεχών κόμβων, σε διαφορετική περίπτωση μπορούν να παραληφθούν.

3.8.1 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΚΑΙ ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ

Τα εντατικά μεγέθη μπορούν γενικά να υπολογισθούν χρησιμοποιώντας αναλύσεις πρώτης και δεύτερης τάξης λαμβάνοντας υπόψη για την πρώτη την αρχική γεωμετρία του φορέα για την δεύτερη την παραμόρφωσή του. Οι επιδράσεις όσων αφορά την παραμόρφωση στην γεωμετρία του φορέα λαμβάνονται υπόψη εφόσον αλλάζουν σε μεγάλο βαθμό την συμπεριφορά του φορέα. Η ανάλυση πρώτης τάξης εφαρμόζεται αν η αύξηση των εντατικών μεγεθών είναι τέτοια ώστε να μπορεί να αγνοηθεί. Αυτό γίνεται όταν εκπληρώνονται τα εξής κριτήρια:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{για ελαστική ανάλυση}$$
$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{για πλαστική ανάλυση}$$

(σχέση 3)

όπου α_{cr} είναι ο παράγοντας με τον οποίο θα πρέπει να αυξηθεί η φόρτιση σχεδιασμού ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια

F_{Ed} είναι το φορτίο σχεδιασμού του φορέα

F_{cr} είναι το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες

Για μονώροφα κτήρια με μικρές κλίσεις μπορεί να εφαρμοστεί το κριτήριο της πρώτης τάξης για έλεγχο αστοχίας αν και εφόσον πληρούνται τα προηγούμενα κριτήρια για κάθε όροφο.

Σε αυτές τις κατασκευές το α_{cr} μπορεί να υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τον παρακάτω προσεγγιστικό τύπο, υπό την προϋπόθεση ότι η αξονική θλίψη στις δοκούς ή τα ζυγώματα δεν είναι σημαντική:

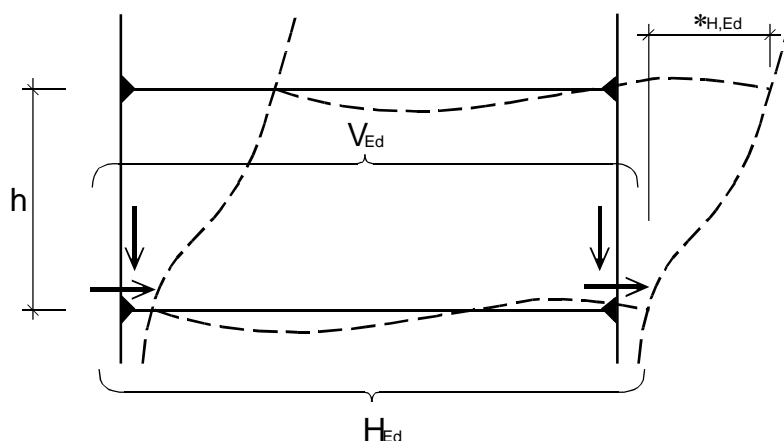
$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (\text{σχέση 4})$$

όπου H_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της οριζόντιας αντίδρασης στη βάση του ορόφου λόγω των οριζόντιων φορτίων και των θεωρητικών οριζόντιων φορτίων

V_{Ed} είναι το ολικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού του φορέα στη βάση του ορόφου

$\delta_{H,Ed}$ είναι η οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του ορόφου σε σχέση με τη βάση του, όταν το πλαίσιο φορτίζεται με οριζόντια φορτία (π.χ. άνεμος) και θεωρητικά οριζόντια φορτία τα οποία εφαρμόζονται σε κάθε όροφο

h είναι το ύψος του ορόφου



ΕΙΚΟΝΑ 10: εικονική περιγραφή σχέσης

ΓΕΝΙΚΑ:

- 1) Μικρή κλίση θεωρείται αυτή που δεν είναι πιο απότομη από 26 μοίρες.
- 2) η αξονική θλίψη στις δοκούς ή τα ζυγώματα μπορεί να θεωρείται σημαντική εάν

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (\text{σχέση 5})$$

όπου N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης,

$\bar{\lambda}$ είναι η εντός επιπέδου ανηγμένη λυγηρότητα υπολογισμένη για τη δοκό ή το ζύγωμα με θεώρηση αρθρώσεων στα άκρα τους.

Για μονώροφα πλαίσια που έχουν σχεδιαστεί με βάση ελαστική στατική ανάλυση, οι επιρροές δεύτερης τάξης λόγω μετάθεσης που οφείλονται σε κατακόρυφα φορτία μπορούν να υπολογίζονται αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία H_{Ed} (π.χ. άνεμο) και τα ισοδύναμα φορτία V_{Ed} φ λόγω ατελειών καθώς και άλλες πιθανές επιρροές λόγω μετάθεσης, σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης, με το συντελεστή:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (\text{σχέση 6})$$

υπό την προϋπόθεση ότι $\alpha_{cr} \geq 3,0$,

όπου α_{cr} μπορεί να υπολογίζεται, εφόσον η κλίση της οροφής είναι μικρή και η αξονική θλίψη στις δοκούς ή τα ζυγώματα δεν είναι σημαντική.

Για $\alpha_{cr} < 3,0$ εφαρμόζεται πιο ακριβής ανάλυση δεύτερης τάξης.

Για πολώροφα πλαίσια, οι επιρροές δεύτερης τάξης λόγω μετάθεσης μπορούν να υπολογίζονται με τη μέθοδο που δίνεται υπό την προϋπόθεση ότι όλοι οι όροφοι έχουν παρόμοια:

- κατανομή κατακόρυφων φορτίων,
- κατανομή οριζοντίων φορτίων και
- κατανομή της δυσκαμψίας του πλαισίου σε σχέση με τις εφαρμοζόμενες σε κάθε όροφο διατμητικές δυνάμεις.

3.8.2 ΑΤΕΛΕΙΕΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Το θεωρούμενο σχήμα καθολικών και τοπικών ατελειών μπορεί να λαμβάνεται από την ελαστική μορφή λυγισμού της κατασκευής στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού.

Ο λυγισμός εντός και εκτός επιπέδου, ο οποίος περιλαμβάνει στρεπτικό λυγισμό με συμμετρικές και ασύμμετρες μορφές λυγισμού, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην πλέον δυσμενή διεύθυνση και μορφή.

Για πλαίσια ευαίσθητα σε λυγισμό με μετάθεση, η επίδραση των ατελειών λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση των πλαισίων μέσω μιας ισοδύναμης ατέλειας που περιλαμβάνει αρχική ατέλεια μετάθεσης και τοπικές ατέλειες μεμονωμένων μελών. Οι ατέλειες μπορούν να καθορίζονται από:

α) καθολικές αρχικές ατέλειες μετάθεσης:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (\text{σχέση 7})$$

όπου ϕ_0 είναι η βασική τιμή: $\phi_0 = 1/200$

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

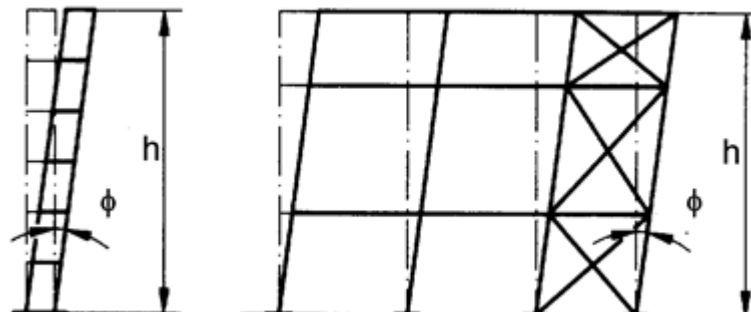
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{αλλά} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 8})$$

h είναι το ύψος της κατασκευής σε μέτρα

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

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (\text{σχέση 9})$$

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



ΕΙΚΟΝΑ 11: Ισοδύναμες ατέλειες μετάθεσης

σχετικές αρχικές τοπικές ατέλειες μελών για καμπτικό λυγισμό

$$e_0 / L \quad (\text{σχέση 10})$$

όπου L είναι το μήκος του μέλους

Οι τιμές e_0 / L μπορούν να επιλέγονται από το Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστώμενες τιμές δίνονται στον Πίνακα.

ΠΙΝΑΚΑΣ 4: Τιμές σχεδιασμού αρχικής τοπικής ατέλειας e_0 / L

Καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τον Πίνακα 6.1	Ελαστική ανάλυση	Πλαστική ανάλυση
	e_0 / L	e_0 / L
a ₀	1 / 350	1 / 300
a	1 / 300	1 / 250
b	1 / 250	1 / 200
c	1 / 200	1 / 150
d	1 / 150	1 / 100

Για πλαίσια ευαίσθητα σε επιδράσεις δευτέρης τάξης, οι τοπικές ατέλειες μελών, επιπρόσθετα με τις καθολικές ατέλειες μετάθεσης πρέπει να εισάγονται στη στατική ανάλυση του πλαισίου για κάθε θλιβόμενο μέλος, όπου συντρέχουν οι παρακάτω συνθήκες:

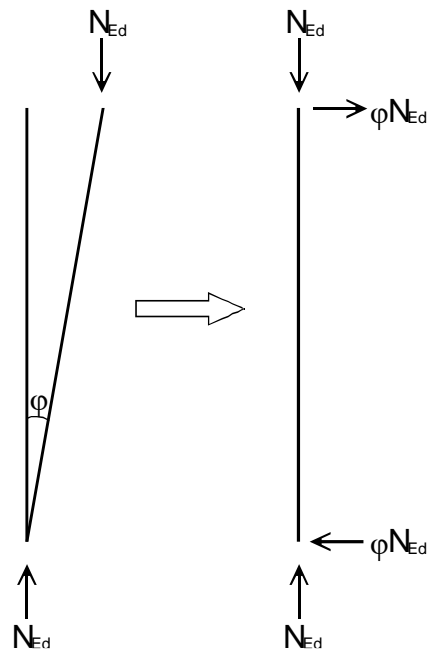
- 1) υπάρχει τουλάχιστον ένας κόμβος ροπής σε ένα άκρο του μέλους
- 2)

$$\bar{\lambda} > 0,5 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (\text{σχέση 11}) \quad \text{όπου}$$

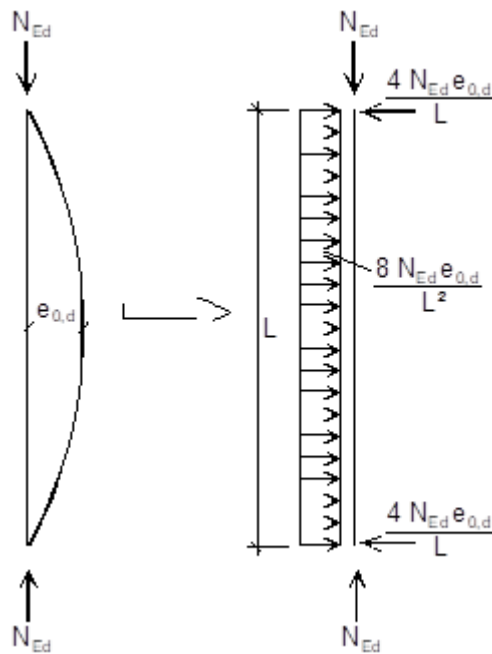
N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

και $\bar{\lambda}$ είναι η εντός επιπέδου ανηγμένη λυγηρότητα υπολογισμένη για το μέλος με θεώρηση αρθρώσεων στα άκρα του

Οι επιδράσεις της αρχικής ατέλειας μετάθεσης και των ατελειών μελών μπορούν να αντικαθίστανται από συστήματα ισοδύναμων οριζοντίων δυνάμεων, τα οποία εισάγονται για κάθε στύλο.

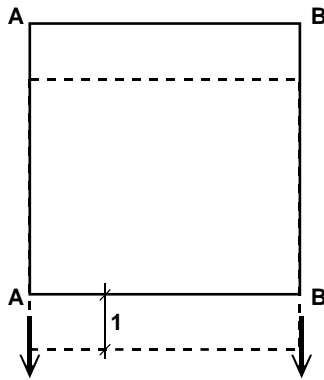


ΕΙΚΟΝΑ 12: Αρχικές απώλειες μετάθεσης

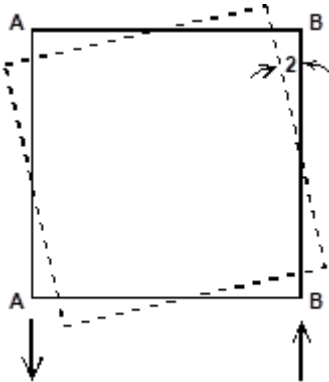


ΕΙΚΟΝΑ 13: Τελικές απώλειες μετάθεσης

Οι μεταθέσεις διακρίνονται σε μεταφορικές και στρεπτικές μεταθέσεις



ΕΙΚΟΝΑ 14: Μεταφορική μετάθεση (οι Πλευρές A-A και B-B μετατίθενται στην ίδια διεύθυνση)



ΕΙΚΟΝΑ 15: Στρεπτική μετάθεση (οι Πλευρές A-A και B-B μετατίθενται σε αντίθετες διευθύνσεις)

3.9 ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

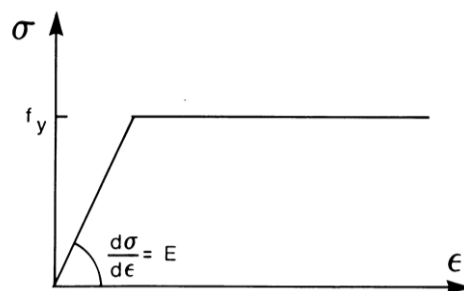
Η πλαστική στατική ανάλυση λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού στον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων του δομικού συστήματος. Η συμπεριφορά πρέπει να προσομοιώνεται με μία από τις παρακάτω μεθόδους:

- 1 με ελαστική – πλαστική ανάλυση με πλαστικοποιημένες διατομές και /ή κόμβους όπως πλαστικές αρθρώσεις,
- με μη γραμμική πλαστική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τη μερική πλαστικοποίηση μελών στις πλαστικές ζώνες,
- με πλαστική ανάλυση αγνοώντας την ελαστική συμπεριφορά μεταξύ αρθρώσεων, και θεωρώντας άκαμπτα τα μέλη της κατασκευής μεταξύ γειτονικών πλαστικών αρθρώσεων.

- 2 Πλαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται όπου τα μέλη έχουν ικανοποιητική δυνατότητα στροφής έτσι ώστε να επιτρέπουν τις απαιτούμενες ανακατανομές των καμπτικών ροπών.
- 3 Πλαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο όπου είναι εξασφαλισμένη η ευστάθεια των μελών στις πλαστικές αρθρώσεις.

Η διγραμμική σχέση τάσης – παραμόρφωσης που παρουσιάζεται μπορεί να χρησιμοποιείται για τις ποιότητες του δομικού χάλυβα.

Εναλλακτικά, μπορεί να υιοθετείται μία πιο ακριβής σχέση, βλέπε EN 1993-1-5.



ΕΙΚΟΝΑ 16: Διγραμμική σχέση τάσης παραμόρφωσης

3.10 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

- 1) Τέσσερις κατηγορίες διατομών καθορίζονται ως εξής:
 - Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
 - Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
 - Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
 - Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.
- 2) Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη, βλέπε EN 1993-1-5, 5.2.2.
- 3) Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη.

- 4) Τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε τμήμα μιας διατομής το οποίο θλίβεται εξ ολοκλήρου ή εν μέρει για τον υπό θεώρηση συνδυασμό φορτίων.
- 5) Τα διάφορα θλιβόμενα τμήματα σε μια διατομή (όπως ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες.
- 6) Μια διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων τμημάτων της.
- 7) Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.
- (8) Ένα τμήμα της διατομής που δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3 πρέπει να κατατάσσεται στην κατηγορία 4.
- (9) Εκτός από την περίπτωση (10) οι διατομές κατηγορίας 4 μπορούν να αντιμετωπίζονται ως διατομές κατηγορίας 3 εάν ο λόγος πλάτους προς πάχος είναι μικρότερος από το όριο για διατομές κατηγορίας 3, όταν το ε πολλαπλασιάζεται με $\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$, όπου $\sigma_{com,Ed}$ είναι η μέγιστη θλιπτική τάση σχεδιασμού του τμήματος η οποία έχει ληφθεί από ανάλυση πρώτης τάξης ή, όπου είναι απαραίτητο, από ανάλυση δεύτερης τάξης.
- (10) Εντούτοις, όταν ελέγχεται η αντοχή σε λυγισμό ενός μέλους τα όρια για κατηγορία 3 θα πρέπει πάντα να λαμβάνονται από τον Πίνακα.
- (11) Διατομές με κορμό κατηγορίας 3 και πέλματα κατηγορίας 1 ή 2 μπορεί να ταξινομούνται ως διατομές κατηγορίας 2 με ενεργό κορμό.
- (12) Όπου ο κορμός θεωρείται ότι αναλαμβάνει μόνο διατμητικές δυνάμεις και υποτίθεται ότι δεν συνεισφέρει στην αντοχή της διατομής σε κάμψη και ορθή δύναμη, η διατομή μπορεί να σχεδιάζεται ως κατηγορίας 2, 3 ή 4 ανάλογα με την κατηγορία των πελμάτων μόνον.

3.10.1 ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΤΗΝ ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

- 1) Στις θέσεις πλαστικής άρθρωσης, η διατομή του μέλους που περιέχει την πλαστική άρθρωση θα πρέπει να έχει μία ικανότητα στροφής όχι μικρότερη από την απαιτούμενη στη θέση της πλαστικής άρθρωσης.
- 2) Σε ένα μέλος σταθερής διατομής επαρκής ικανότητα στροφής μπορεί να θεωρείται σε μια πλαστική άρθρωση εάν ικανοποιούνται και οι δύο παρακάτω απαιτήσεις:
- α) το μέλος έχει διατομές κατηγορίας 1 στη θέση της πλαστικής άρθρωσης
- β) όπου μια εγκάρσια δύναμη που υπερβαίνει το 10 % της αντοχής σε διάτμηση της διατομής, εφαρμόζεται στον κορμό στη θέση της πλαστικής άρθρωσης, ενισχύσεις

κορμού θα πρέπει να προβλέπονται σε μία απόσταση κατά μήκος του μέλους $h/2$ από τη θέση της πλαστικής άρθρωσης, όπου h είναι το ύψος της διατομής σε αυτή τη θέση.

3) Πρέπει να ικανοποιούνται τα παρακάτω επιπρόσθετα κριτήρια, όπου η διατομή του μέλους μεταβάλλεται κατά μήκος:

α) Στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, το πάχος εκατέρωθεν του κορμού δεν πρέπει να μειώνεται σε απόσταση τουλάχιστον $2d$ κατά μήκος του μέλους εκατέρωθεν της θέσης της πλαστικής άρθρωσης, όπου d είναι το καθαρό ύψος του κορμού στη θέση της πλαστικής άρθρωσης.

β) Στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, το θλιβόμενο πέλμα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 σε απόσταση κατά μήκος του μέλους εκατέρωθεν της πλαστικής άρθρωσης, όχι μικρότερη από τη μεγαλύτερη από:

- $2d$,

- την απόσταση από το γειτονικό σημείο στο οποίο η ροπή στο μέλος έχει μειωθεί στο 0,8 της πλαστικής ροπής αντοχής στο υπό θεώρηση σημείο.

γ) Σε άλλα σημεία του μέλους το θλιβόμενο πέλμα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2 και ο κορμός πρέπει να είναι κατηγορίας 1, 2 ή 3.

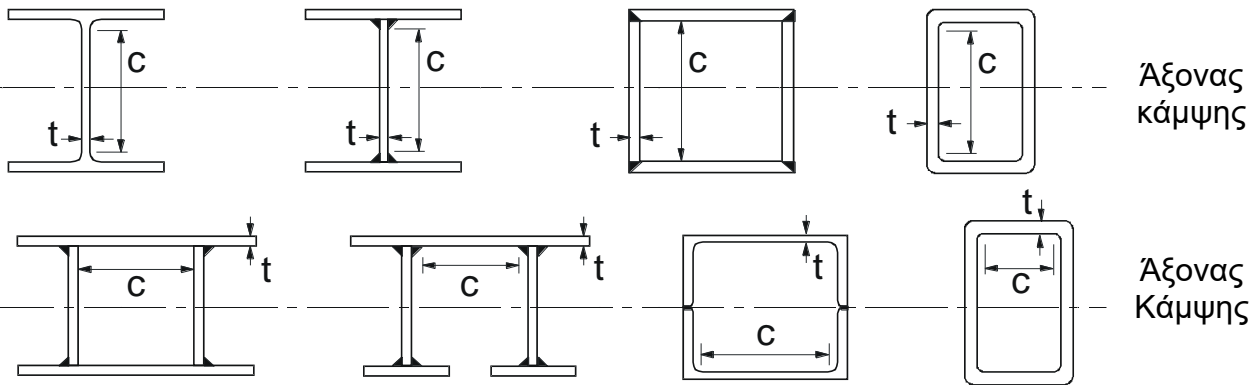
4) Κοντά στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, οποιεσδήποτε οπές κοχλιών σε περιοχές υπό εφελκυσμό θα πρέπει να ικανοποιούνται, για μια κατά μήκος του μέλους εκατέρωθεν της πλαστικής άρθρωσης.

5) Για πλαστικό σχεδιασμό ενός πλαισίου, όσον αφορά τις απαιτήσεις των διατομών, η ικανότητα πλαστικής ανακατανομής των ροπών μπορεί να θεωρείται επαρκής εάν οι απαιτήσεις των παραγράφων (2) έως (4) ικανοποιούνται για όλα τα μέλη στα οποία υπάρχει, μπορεί να συμβεί ή έχει συμβεί πλαστική άρθρωση υπό τα φορτία σχεδιασμού.

6) Σε περιπτώσεις όπου χρησιμοποιούνται μέθοδοι πλαστικής στατικής ανάλυσης οι οποίες θεωρούν την πραγματική συμπεριφορά τάσης και παραμόρφωσης κατά μήκος του μέλους συμπεριλαμβάνοντας τη συνδυασμένη επίδραση του τοπικού και καθολικού λυγισμού του μέλους, δεν χρειάζεται να εφαρμοσθούν οι απαιτήσεις (2) έως (5).

ΠΙΝΑΚΑΣ 5: : Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

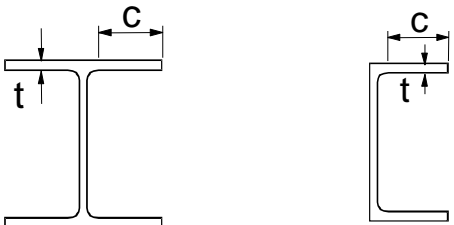
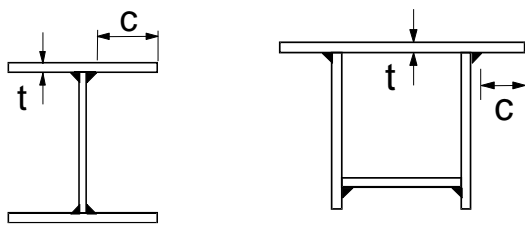
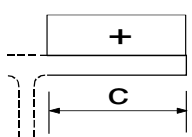
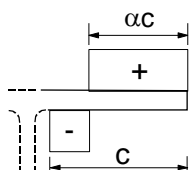
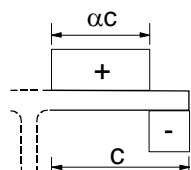
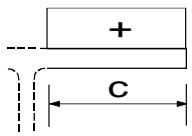
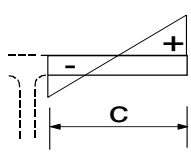
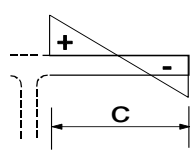
Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα



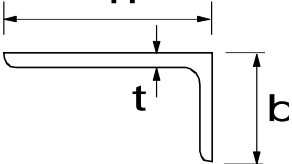
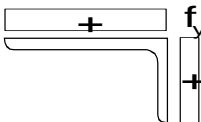
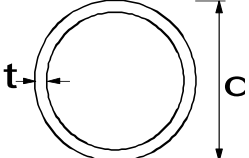
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^{*)}$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

ΠΙΝΑΚΑΣ 6: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Προεξέχοντα πέλματα						
						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

ΠΙΝΑΚΑΣ:7 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

<p>Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>		<p>Γωνιακά</p> 		<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>		
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
<p>Σωληνωτές διατομές</p> 						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

3.11 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Οι επιμέρους συντελεστές γ_M εφαρμόζονται στις διάφορες χαρακτηριστικές τιμές αντοχής σε αυτό το Κεφάλαιο ως εξής:

- αντοχή διατομών, όποια και αν είναι η κατηγορία: γ_{M0}
- αντοχή των μελών σε αστάθεια που προσδιορίζεται από ελέγχους μελών: γ_{M1}
- αντοχή διατομών σε εφελκυσμό μέχρι τη θραύση: γ_{M2}
- αντοχή των κόμβων:
-

3.12 ANTOXH ΔΙΑΤΟΜΩΝ

- (1) Η τιμή σχεδιασμού για τα αποτελέσματα μιας δράσης σε κάθε διατομή δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού, και εάν πολλά αποτελέσματα δράσεων ασκούνται ταυτόχρονα, το συνδυασμένο αποτέλεσμα δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή για το συγκεκριμένο συνδυασμό.
- (2) Επιδράσεις λόγω διατμητικής υστέρησης και επιδράσεις λόγω τοπικού λυγισμού πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με ένα ενεργό πλάτος σύμφωνα με το EN 1993-1-5. Οι επιδράσεις διατμητικού λυγισμού πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη σύμφωνα με το EN 1993-1-5.
- (3) Οι τιμές σχεδιασμού για την αντοχή πρέπει να εξαρτώνται από την κατάταξη των διατομών.
- (4) Ελαστικός έλεγχος σύμφωνα με την ελαστική αντοχή μπορεί να εκτελείται για όλες τις κατηγορίες διατομών υπό την προϋπόθεση ότι για τον έλεγχο των διατομών κατηγορίας 4 χρησιμοποιούνται οι ενεργές ιδιότητες των διατομών.
- (5) Για τον ελαστικό έλεγχο μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο διαρροής, για ένα κρίσιμο σημείο της διατομής, εκτός εάν εφαρμόζεται άλλος τύπος αλληλεπίδρασης,

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{σχέση 12})$$

όπου $\sigma_{x,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής κατά μήκος τάσης στο υπό θεώρηση σημείο

$\sigma_{z,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής εγκάρσιας τάσης στο υπό θεώρηση σημείο

τ_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διατμητικής τάσης στο υπό θεώρηση σημείο

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Ο έλεγχος σύμφωνα με την (5) μπορεί να είναι συντηρητικός καθώς αποκλείει μερική πλαστική κατανομή τάσεων, η οποία επιτρέπεται σε ελαστικό σχεδιασμό. Έτσι πρέπει να εκτελείται μόνο όπου η αλληλεπίδραση με βάση τις αντοχές N_{Rd} , M_{Rd} , V_{Rd} δεν μπορεί να εκτελεσθεί.

(6) Η πλαστική αντοχή των διατομών θα πρέπει να υπολογίζεται βρίσκοντας μια κατανομή τάσεων που να είναι σε ισορροπία με τα εντατικά μεγέθη χωρίς να υπάρχει υπέρβαση της τάσης διαρροής. Αυτή η κατανομή τάσεων θα πρέπει να είναι συμβατή με τις αντίστοιχες πλαστικές παραμορφώσεις.

(7) Ως μία συντηρητική προσέγγιση για όλες τις κατηγορίες διατομών, μπορεί να χρησιμοποιείται μία γραμμική άθροιση των βαθμών αξιοποίησης για κάθε

συνισταμένη τάση. Για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 που υπόκεινται στο συνδυασμό των N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$. αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί χρησιμοποιώντας το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (\text{σχέση 13})$$

όπου N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ και $M_{z,Rd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής που εξαρτώνται από την κατάταξη των διατομών και περιλαμβάνουν κάθε μείωση που μπορεί να προκαλείται από την επιρροή της διάτμησης.

(8) Όπου όλα τα θλιβόμενα τμήματα μιας διατομής είναι κατηγορίας 2, η διατομή μπορεί να λαμβάνεται ως ικανή να αναπτύξει την πλήρη πλαστική αντοχή της σε κάμψη.

(9) Όπου όλα τα θλιβόμενα τμήματα μιας διατομής είναι κατηγορίας 3, η αντοχή της πρέπει να βασίζεται σε μια ελαστική κατανομή των παραμορφώσεων στη διατομή. Οι θλιπτικές τάσεις πρέπει να περιορίζονται στην τάση διαρροής στις ακραίες ίνες.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Οι ακραίες ίνες μπορούν να θεωρούνται στο μέσο επίπεδο των πελμάτων για ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Για κόπωση βλέπε EN 1993-1-9.

(10) Όπου συμβαίνει διαρροή πρώτα στην εφελκόμενη πλευρά της διατομής, τα πλαστικά αποθέματα της εφελκόμενης ζώνης μπορούν να χρησιμοποιούνται στον καθορισμό αντοχής μιας διατομής κατηγορίας 3, λαμβάνοντας υπόψη μερική πλαστικοποίηση.

3.13 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Πλήρης διατομή

(1) Οι ιδιότητες της πλήρους διατομής πρέπει να καθορίζονται χρησιμοποιώντας τις ονομαστικές διαστάσεις. Οπές για κοχλίες δεν χρειάζεται να αφαιρεθούν, αλλά πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για μεγαλύτερα ανοίγματα. Υλικά αποκατάστασης της συνέχειας δεν πρέπει να περιλαμβάνονται.

Καθαρή διατομή

(1) Η καθαρή επιφάνεια μιας διατομής πρέπει να λαμβάνεται ως η ολική της επιφάνεια μείον τις κατάλληλες μειώσεις για όλες τις οπές και τα άλλα ανοίγματα.

(2) Για τον υπολογισμό των ιδιοτήτων της καθαρής διατομής, η μείωση για μία οπή κοχλία πρέπει να είναι η ολική επιφάνεια της οπής στο επίπεδο του άξονά της. Για οπές κοχλιών βυθισμένης κεφαλής, πρέπει να γίνεται κατάλληλη πρόβλεψη για το βυθισμένο τμήμα.

(3) Υπό την προϋπόθεση ότι οι οπές των κοχλιών δεν έχουν διάταξη μορφής ζικ-ζακ, η συνολική επιφάνεια που θα αφαιρεθεί για οπές κοχλιών πρέπει να είναι το μέγιστο άθροισμα των επιφανειών των οπών σε κάθε διατομή κάθετη στον άξονα του μέλους.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Το μέγιστο άθροισμα δείχνει τη θέση της κρίσιμης γραμμής θραύσης.

(4) Όπου οι οπές κοχλιών έχουν διάταξη μορφής ζικ-ζακ, η συνολική επιφάνεια που θα αφαιρεθεί για κοχλίες είναι η μεγαλύτερη από:

a) τη μείωση για όχι ζικ-ζακ οπές που δίνεται στην παράγραφο (3)

$$b) t \left(nd - \sum \frac{s^2}{4p} \right) \quad (\text{σχέση 13})$$

όπου s είναι στη διάταξη του ζικ-ζακ, η απόσταση των κέντρων δύο διαδοχικών οπών, μετρούμενη παράλληλα με τον άξονα του μέλους.

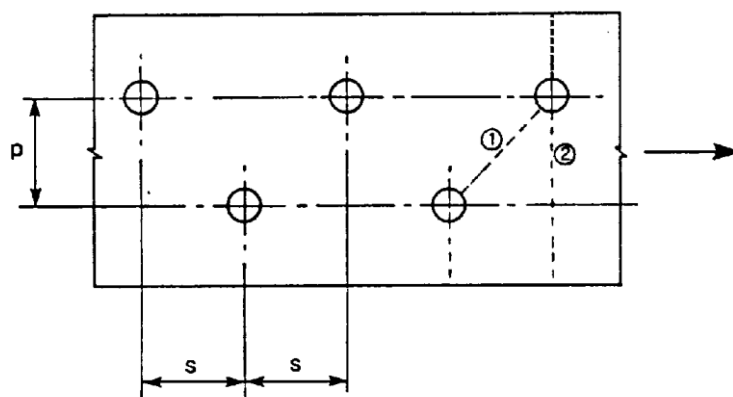
p είναι η απόσταση των κέντρων των δύο ίδιων οπών μετρούμενη κάθετα στον άξονα του μέλους

t είναι το πάχος

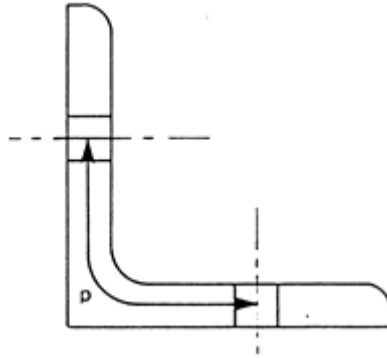
n είναι ο αριθμός των οπών που τέμνονται από κάθε διαγώνιο ή ζικ-ζακ γραμμή.

d είναι η διάμετρος της οπής

(5) Σε ένα γωνιακό ή άλλο μέλος με οπές σε περισσότερα από ένα επίπεδα, η απόσταση p θα πρέπει να μετράται κατά μήκος του μέσου άξονα του υλικού .



ΕΙΚΟΝΑ 17: Οπές ζικ-ζακ και κρίσιμες γραμμές θραύσης 1 και 2



ΕΙΚΟΝΑ 18: : Γωνιακά με οπές και στα δύο σκέλη

3.14 ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ

(1) Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 14})$$

(2) Για διατομές με οπές η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{σχέση 15})$$

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (\text{σχέση 16})$$

(3) Όπου απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός, βλέπε EN 1998, η πλαστική αντοχή σχεδιασμού $N_{pl,Rd}$ πρέπει να είναι μικρότερη από την οριακή αντοχή της καθαρής διατομής στις οπές κοχλιών $N_{u,Rd}$.

(4) Σε συνδέσεις κατηγορίας C (βλέπε EN 1993-1-8, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ στην της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών πρέπει να λαμβάνεται ως $N_{net,Rd}$, όπου:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{σχέση 17})$$

(5) Για γωνιακά που συνδέονται μέσω του ενός σκέλους τους, βλέπε επίσης EN 1993-1-8, 3.6.3. Παρόμοια θεώρηση πρέπει να γίνεται επίσης σε άλλους τύπους διατομών που συνδέονται μέσω εξωτερικών τμημάτων τους.

3.15 ΘΛΙΨΗ

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 18})$$

(2) Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη $N_{c,Rd}$ πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3} \quad (\text{σχέση 19})$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (\text{σχέση 20})$$

(3) Οπές κοχλιών, εκτός από τις υπερμεγέθεις και τις επιμήκεις οπές, όπως ορίζονται στο EN 1090, δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη σε θλιβόμενα μέλη, υπό την προϋπόθεση ότι τοποθετούνται οι αντιστοιχούντες κοχλίες.

(4) Στην περίπτωση των ασύμμετρων διατομών κατηγορίας 4, πρέπει να χρησιμοποιείται η μέθοδος , να λαμβάνεται υπόψη η πρόσθετη ροπή ΔM_{Ed} λόγω της εκκεντρότητας του

3.16 ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

(1) Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 21})$$

όπου $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών, βλέπε (4) με (6).

(2) Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \quad (\text{σχέση 22})$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 3} \quad (\text{σχέση 23})$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (\text{σχέση 24})$$

όπου $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

(3) Για κάμψη και ως προς τους δύο άξονες, πρέπει να χρησιμοποιούνται οι μέθοδοι που δίνονται.

(4) Οπές κοχλιών στο εφελκυόμενο πέλμα μπορούν να αγνοούνται υπό την προϋπόθεση ότι για το εφελκυόμενο πέλμα:

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{σχέση 25})$$

όπου A_f είναι η επιφάνεια του εφελκυόμενου πέλματος.

(5) Οπές κοχλιών στην εφελκυόμενη ζώνη του κορμού δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη, υπό την προϋπόθεση ότι το όριο που δίνεται στο (4) ικανοποιείται για ολόκληρη την εφελκυόμενη ζώνη που περιλαμβάνει τόσο το εφελκυόμενο πέλμα όσο και το εφελκυόμενο τμήμα του κορμού.

(6) Οπές κοχλιών, εκτός από τις υπερμεγέθεις και τις επιμήκεις οπές, στη θλιβόμενη ζώνη της διατομής, δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη, υπό την προϋπόθεση ότι τοποθετούνται οι αντιστοιχούντες κοχλίες.

3.17 ΤΕΜΝΟΥΣΑ

(1) Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 26})$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ όπως δίνεται στην (2). Για ελαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η ελαστική διατμητική αντοχή υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις παραγράφους (4) και (5).

(2) Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (\text{σχέση 27})$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

(3) Για έλεγχο της ελαστικής αντοχής σχεδιασμού σε τέμνουσα $V_{c,Rd}$, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το παρακάτω κριτήριο για ένα κρίσιμο σημείο της διατομής, εκτός εάν εφαρμόζεται ο έλεγχος λυγισμού του Κεφαλαίου 5 του EN 1993-1-5:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 28})$$

όπου τ_{Ed} μπορεί να λαμβάνεται από: $\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t}$ (σχέση 29)

όπου V_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης

S είναι η στατική ροπή αδρανείας πάνω από το εξεταζόμενο σημείο

I είναι η ροπή αδρανείας ολόκληρης της διατομής

t είναι το πάχος στο υπό εξέταση σημείο

(4) Για διατομές I- ή H- η διατμητική τάση στον κορμό μπορεί να λαμβάνεται ως:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_w} \quad \text{εάν } A_f / A_w \geq 0,6 \quad (\text{σχέση 30})$$

όπου A_f είναι η επιφάνεια ενός πέλματος,

A_w είναι η επιφάνεια του κορμού: $A_w = h_w t_w$.

(5) Επιπρόσθετα η αντοχή σε λυγισμό λόγω διάτμησης για κορμούς χωρίς ενδιάμεσες ενισχύσεις πρέπει να γίνεται σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5 του EN 1993-1-5, εάν

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\epsilon}{\eta} \quad (\text{σχέση 31})$$

(6) Οπές κοχλίων δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη στον έλεγχο της διάτμησης εκτός από τον έλεγχο της αντοχής σε διάτμηση στις περιοχές συνδέσεων όπως δίνεται στο EN 1993-1-8.

(7) Όπου η διατμητική δύναμη συνδυάζεται με στρεπτική ροπή, η πλαστική αντοχή σε διάτμηση $V_{pl,Rd}$ πρέπει να μειωθεί.

3.18 ΣΤΡΕΨΗ

(1) Για μέλη που υπόκεινται σε στρέψη στα οποία η επιρροή των παραμορφώσεων μπορεί να αγνοείται, η τιμή σχεδιασμού της στρεπτικής ροπής T_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 32})$$

όπου T_{Rd} είναι η αντοχή της διατομής σε στρέψη

(2) Η ολική στρεπτική ροπή T_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να θεωρείται ως το άθροισμα δύο εσωτερικών ροπών:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \quad (\text{σχέση 33})$$

$T_{w,Ed}$ είναι η εσωτερική ροπή στρέψης λόγω στρέβλωσης.

(3) Οι τιμές των $T_{t,Ed}$ και $T_{w,Ed}$ σε κάθε διατομή μπορούν να καθορίζονται από το T_{Ed} με ελαστική ανάλυση, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιότητες διατομής του μέλους, τις συνθήκες στήριξης και την κατανομή των δράσεων κατά μήκος του μέλους.

(4) Οι παρακάτω τάσεις που οφείλονται σε στρέψη πρέπει να λαμβάνονται υπόψη:

- οι διατμητικές τάσεις $t_{t,Ed}$ κατά St. Venant λόγω της ροπής $T_{t,Ed}$
- οι ορθές τάσεις $s_{w,Ed}$ λόγω του δίρροπου B_{Ed} και οι διατμητικές τάσεις $t_{w,Ed}$ λόγω της ροπής στρεβλώσεως $T_{w,Ed}$

(5) Για τον ελαστικό έλεγχο μπορεί να εφαρμόζεται το κριτήριο διαρροής.

(6) Για τον καθορισμό της πλαστικής ροπής αντοχής μιας διατομής λόγω κάμψης και στρέψης, μόνο τα αποτελέσματα του δίρροπου B_{Ed} πρέπει να λαμβάνονται από ελαστική ανάλυση.

(7) Ως απλούστευση, στην περίπτωση ενός μέλους με κλειστή διατομή, όπως είναι μια διατομή κοιλοδοκού, μπορεί να υποθεθεί ότι τα αποτελέσματα λόγω της στρέβλωσης μπορούν να αγνοηθούν. Επίσης ως μια απλοποίηση, στην περίπτωση ενός μέλους με ανοιχτή διατομή, όπως η I ή H, μπορεί να υποθεθεί ότι οι επιδράσεις της στρέψης κατά St. Venant μπορούν να αγνοηθούν.

(8) Για τον υπολογισμό της αντοχής T_{Rd} κλειστών κοίλων διατομών, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η διατμητική αντοχή σχεδιασμού των επιμέρους τμημάτων της διατομής σύμφωνα με το EN 1993-1-5.

(9) Για συνδυασμένη διατμητική δύναμη και στρεπτική ροπή, η πλαστική αντοχή σε διάτμηση που λαμβάνει υπόψη τη στρεπτική επιρροή πρέπει να μειώνεται από $V_{pl,Rd}$ σε $V_{pl,T,Rd}$ και η διατμητική δύναμη σχεδιασμού πρέπει να ικανοποιεί την:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1 \quad (\text{σχέση 34})$$

στην οποία η $V_{pl,TEd,Rd}$ μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

- για I ή H διατομή:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} V_{pl,Rd} \quad (\text{σχέση 35})$$

για διατομή U:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[\sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} - \frac{\tau_{w,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (\text{σχέση 36})$$

για κοίλη διατομή:

$$V_{pl,T,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] V_{pl,Rd} \quad (\text{σχέση 37})$$

3.19 ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

(1) Όταν υπάρχει διατμητική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής.

(2) Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής, βλέπε EN 1993-1-5.

(3) Διαφορετικά, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή

$$(1 - \rho) f_y$$

για την επιφάνεια διάτμησης,

$$\text{όπου } \rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (\text{σχέση 38})$$

(4) Όταν υπάρχει στρέψη το ρ πρέπει να λαμβάνεται από $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$ αλλά πρέπει να λαμβάνεται ίσο με 1 για $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,T,Rd}$.

(5) Η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί εναλλακτικά να λαμβάνεται για I-διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά} \quad M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (\text{σχέση 39})$$

$$A_w = h_w t_w$$

3.20 ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

(1) Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής.

(2) Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

όπου $M_{N,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed} .

(3) Για μια τετραγωνική συμπαγή διατομή χωρίς οπές κοχλιών το $M_{N,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \quad (\text{σχέση 40})$$

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

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad (\text{σχέση 41})$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{σχέση 42})$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H-, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{σχέση 43})$$

(5) Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (\text{σχέση 44})$$

$$\text{για } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{για } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (\text{σχέση 45})$$

$$\text{όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A-2bt_f)/A \quad \text{αλλά } a \leq 0,5$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (\text{σχέση 46})$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f) \quad \text{αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (\text{σχέση 47})$$

$$\text{όπου } a_w = (A-2bt)/A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές}$$

$$a_w = (A-2bt_f)/A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές}$$

$$a_f = (A-2ht)/A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές}$$

$$a_f = (A-2ht_w)/A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές}$$

(6) Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (\text{σχέση 48})$$

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{αλλά } \beta \geq 1$$

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 2$$

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1 - 1,13n^2} \quad \text{αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

Διατομές κατηγορίας 3

(1) Σε περίπτωση απουσίας διατμητικής δύναμης, για διατομές κατηγορίας 3, η μέγιστη διαμήκης τάση θα πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{(σχέση 49)}$$

όπου $\sigma_{x,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διαμήκου τάσης λόγω της ροπής και της αξονικής δύναμης λαμβάνοντας υπόψη τις σπές κοχλιών όπου απαιτείται.

Διατομές κατηγορίας 4

(1) Σε περίπτωση απουσίας διατμητικής δύναμης, για διατομές κατηγορίας 4, η μέγιστη διαμήκης τάση $\sigma_{x,Ed}$ υπολογισμένη χρησιμοποιώντας τις ενεργές διατομές πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{(σχέση 50)}$$

όπου $\sigma_{x,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διαμήκου τάσης λόγω της ροπής και της αξονικής δύναμης λαμβάνοντας υπόψη τις σπές κοχλιών όπου απαιτείται,

(2) Πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad \text{(σχέση 51)}$$

όπου A_{eff} είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής όταν υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη

$W_{eff,min}$ είναι η ενεργός ροπή αντίστασης (που αντιστοιχεί στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση) της διατομής, όταν υπόκειται μόνο σε ροπή περί τον αντίστοιχο άξονα

e_N είναι η μετατόπιση του αντίστοιχου κεντροβαρικού άξονα όταν η διατομή υπόκειται μόνο σε θλίψη.

3.21 ΑΝΤΟΧΗ ΜΕΛΩΝ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

(1) Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 52})$$

όπου N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

(2) Για μέλη με μη συμμετρικές διατομές κατηγορίας 4 πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την πρόσθετη ροπή ΔM_{Ed} λόγω της εκκεντρότητας του κεντροβαρικού άξονα της ενεργού διατομής.

(3) Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (\text{σχέση 53})$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (\text{σχέση 54})$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

(4) Στον καθορισμό των A και A_{eff} , δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη οπές για κοιλίες στα άκρα υποστυλώματος.

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά} \quad \chi \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 55})$$

όπου $\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

α είναι ένας συντελεστής ατελειών

N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

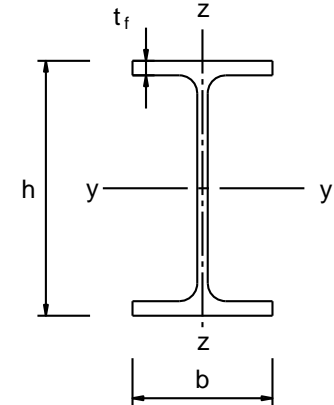
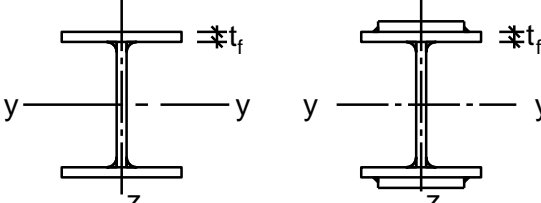
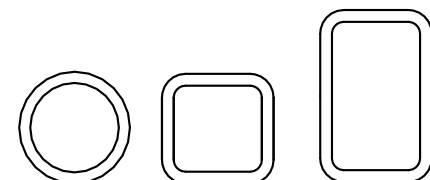
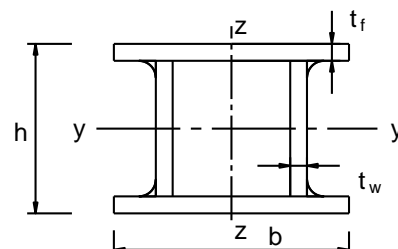
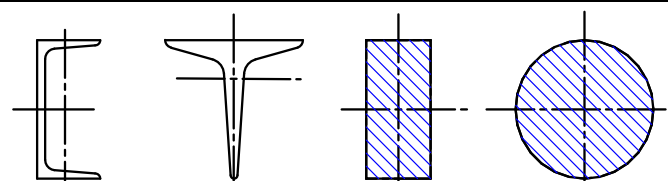
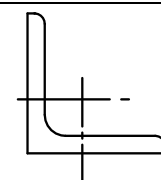
ΠΙΝΑΚΑΣ 8: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

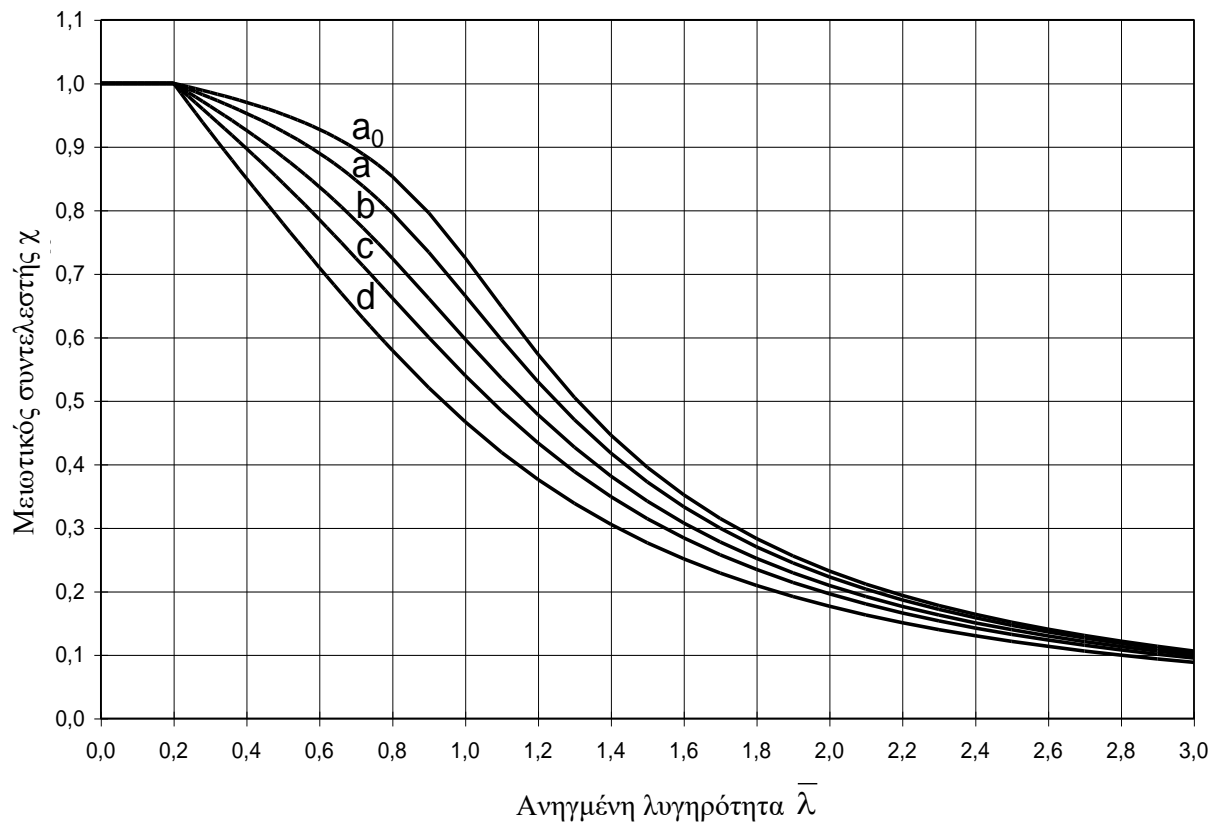
(3) Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται.

(4) Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

ΠΙΝΑΚΑΣ 9: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
<p>Ελαστές διατομές</p> 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	a a ₀
			y - y z - z	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b a
			y - y z - z	d c
<p>Συγκολλητές I-διατομές</p> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	
<p>Κοίλες Διατομές</p> 	Εν θερμό έλαση	Κάθε	a	a ₀
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
<p>Συγκολλητές κιβωτιοειδείς</p> 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
<p>U-, T- και συμπαγείς</p> 		Κάθε	c	c
<p>L-διατομές</p> 		Κάθε	b	b

ΠΙΝΑΚΑΣ 10: Καμπύλες λυγισμού



3.22 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΓΙΑ ΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ

Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ δίνεται από:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (\text{σχέση 56})$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (\text{σχέση 57})$$

όπου L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού
 i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε N/mm}^2)$$

3.23 ΜΕΛΗ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΚΑΜΨΗ

Λυγισμός

(1) Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 58})$$

όπου M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής
 $M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

(2) Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

(3) Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (\text{σχέση 59})$$

όπου W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

- $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT} , πρέπει να καθορίζεται από:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 60})$$

$$\text{όπου } \Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

ΠΙΝΑΚΑΣ 11: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

ΠΙΝΑΚΑΣ 12: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές χρησιμοποιώντας την εξίσωση

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

3.24 ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ


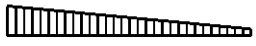






ΠΙΝΑΚΑΣ 13: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

ΠΙΝΑΚΑΣ 14: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές χρησιμοποιώντας την εξίσωση

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

ΠΙΝΑΚΑΣ 15: Διορθωτικοί Συντελεστές k_c

Κατανομή ροπής	k_c
 $\psi = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

3.25 ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΜΕΛΩΝ ΜΕ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ

Οι φορείς μπορούν να σχεδιάζονται με πλαστική ανάλυση υπό την προϋπόθεση ότι ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός παρεμποδίζεται με τους παρακάτω τρόπους:

- εξασφαλίσεις σε θέσεις "στρεφόμενων" πλαστικών αρθρώσεων, και
- έλεγχος ευσταθούς τμήματος μεταξύ τέτοιων διαδοχικών αντιστηρίξεων και άλλων πλευρικών στηρίξεων.

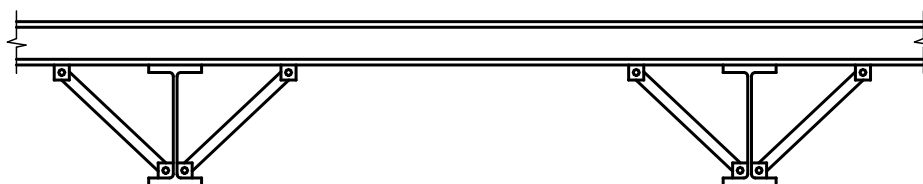
Όπου για όλους τους συνδυασμούς φορτίων οριακής κατάστασης αστοχίας η πλαστική άρθρωση δεν μπορεί να στραφεί, δεν είναι απαραίτητες οι εξασφαλίσεις για μία τέτοια πλαστική άρθρωση.

Στη θέση κάθε στρεφόμενης πλαστικής άρθρωσης, η διατομή πρέπει να έχει μία αποτελεσματική πλευρική και στρεπτική στήριξη με κατάλληλη αντοχή έναντι πλευρικών δυνάμεων και στρέψης που προκαλούνται από τοπικές πλαστικές παραμορφώσεις του μέλους σε αυτή τη θέση.

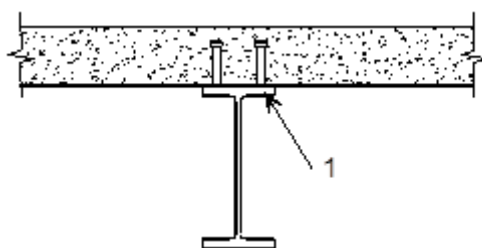
Αποτελεσματική εξασφάλιση πρέπει να παρέχεται για μέλη υπό ροπή ή ροπή και αξονική δύναμη, με πλευρική εξασφάλιση και στα δύο πέλματα. Αυτό μπορεί να παρέχεται με πλευρική εξασφάλιση του ενός πέλματος και άκαμπτη στρεπτική αντιστήριξη της διατομής που παρεμποδίζει την πλευρική μετατόπιση του θλιβόμενου πέλματος ως προς το εφελκόμενο πέλμα.

Για μέλη υπό ροπή ή ροπή και αξονικό εφελκυσμό, όπου το θλιβόμενο πέλμα είναι σε επαφή με πλάκα δαπέδου, με πλευρική και στρεπτική εξασφάλιση του θλιβόμενου πέλματος. Για διατομές που είναι λεπτότερες από ελατές διατομές I και H, η παραμόρφωση της διατομής θα πρέπει να παρεμποδίζεται στη θέση της πλαστικής

άρθρωσης (π.χ. μέσω μιας ενισχυτικής λάμας κορμού συνδεδεμένης επίσης στο θλιβόμενο πέλμα με μία άκαμπτη σύνδεση από το θλιβόμενο πέλμα μέσα στην πλάκα του δαπέδου).



ΕΙΚΟΝΑ:14: τυπική δύσκαμπτη στρεπτική εξασφάλιση



1 θλιβόμενο πέλμα

ΕΙΚΟΝΑ 15: Τυπική πλευρική και στρεπτική εξασφάλιση του θλιβόμενου πέλματος με πλάκα σκυροδέματος

Στη θέση κάθε πλαστικής άρθρωσης, η σύνδεση (π.χ. κοχλίες) του θλιβόμενου πέλματος με το αντιστηρίζον στοιχείο στο σημείο αυτό (π.χ. τειγίδες), και κάθε ενδιάμεσο στοιχείο (π.χ. διαγώνιο στοιχείο) θα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να μπορεί να αναλάβει τοπική δύναμη ίση με το 2,5% του $N_{f,Ed}$ (οριζομένου στο), η οποία μεταφέρεται από το πέλμα στο επίπεδό του και κάθετα στο επίπεδο του κορμού, χωρίς να συνδυάζεται με άλλα φορτία.

Όπου δεν είναι πρακτικά εφικτή διάταξη μιας τέτοιας αντιστήριξης ακριβώς στη θέση της άρθρωσης, θα πρέπει να διατάσσεται εντός απόστασης $h/2$ το πολύ κατά μήκος του μέλους, όπου h είναι το συνολικό ύψος του στη θέση της πλαστικής άρθρωσης.

Για το σχεδιασμό συνδέσμων δυσκαμψίας, θα πρέπει να επιβεβαιωθεί με έναν έλεγχο, επιπλέον του ελέγχου για ατέλεια σύμφωνα με το, ότι το σύστημα δυσκαμψίας είναι ικανό να αναλάβει τις τοπικές δυνάμεις Q_m που εφαρμόζονται σε κάθε σταθεροποιούμενο μέλος στις θέσεις της πλαστικής άρθρωσης, όπου

$$Q_m = 1,5 \alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100} \quad (\text{σχέση 61})$$

όπου $N_{f,Ed}$ είναι η αξονική δύναμη στο θλιβόμενο πέλμα του σταθεροποιούμενου μέλους στη θέση της πλαστικής άρθρωσης

Στη θέση κάθε πλαστικής άρθρωσης, η σύνδεση (π.χ. κοχλίες) του θλιβόμενου πέλματος με το αντιστηρίζον στοιχείο στο σημείο αυτό (π.χ. τεγίδες), και κάθε ενδιάμεσο στοιχείο (π.χ. διαγώνιο στοιχείο) θα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να μπορεί να αναλάβει τοπική δύναμη ίση με το 2,5% του $N_{f,Ed}$ (οριζομένου στο (5)), η οποία μεταφέρεται από το πέλμα στο επίπεδό του και κάθετα στο επίπεδο του κορμού, χωρίς να συνδυάζεται με άλλα φορτία.

(4)B Όπου δεν είναι πρακτικά εφικτή διάταξη μιας τέτοιας αντιστήριξης ακριβώς στη θέση της άρθρωσης, θα πρέπει να διατάσσεται εντός απόστασης $h/2$ το πολύ κατά μήκος του μέλους, όπου h είναι το συνολικό ύψος του στη θέση της πλαστικής άρθρωσης.

(5)B Για το σχεδιασμό συνδέσμων δυσκαμψίας, , θα πρέπει να επιβεβαιωθεί με έναν έλεγχο, επιπλέον του ελέγχου για ατέλεια σύμφωνα με το, ότι το σύστημα δυσκαμψίας είναι ικανό να αναλάβει τις τοπικές δυνάμεις Q_m που εφαρμόζονται σε κάθε σταθεροποιούμενο μέλος στις θέσεις της πλαστικής άρθρωσης, όπου

$$Q_m = 1,5 \alpha_m \frac{N_{f,Ed}}{100} \quad (\text{σχέση 62})$$

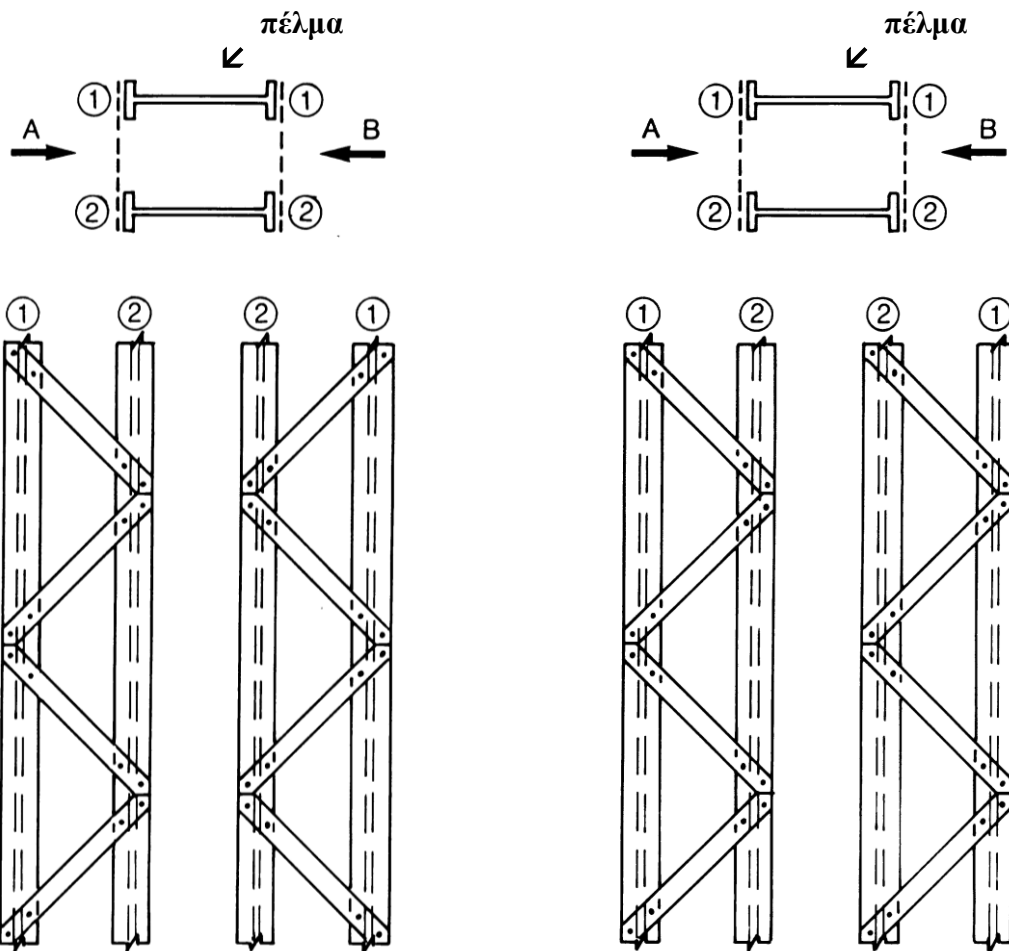
όπου $N_{f,Ed}$ είναι η αξονική δύναμη στο θλιβόμενο πέλμα του σταθεροποιούμενου μέλους στη θέση της πλαστικής άρθρωσης

3.26 ΘΛΙΒΟΜΕΝΑ ΜΕΛΗ ΠΟΛΥΜΕΛΟΥΣ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Θλιβόμενα μέλη πολυμελούς διατομής με αρθρώσεις στα άκρα, τα οποία στηρίζονται πλευρικά, πρέπει να σχεδιάζονται με το παρακάτω προσομοίωμα.

1. Το μέλος μπορεί να θεωρείται ως υποστύλωμα με μία ατέλεια $e_0 = \frac{L}{500}$
2. Οι ελαστικές παραμορφώσεις των ράβδων δικτύωσης ή των λεπίδων σύνδεσης, μπορούν να λαμβάνονται υπόψη με μια συνεχή διατμητική δυσκαμψία S_N του υποστύλωματος.

3.27 ΔΙΚΤΥΩΤΑ ΘΛΙΒΟΜΕΝΑ ΜΕΛΗ



Δικτύωμα στην όψη A Δικτύωμα στην όψη B

Δικτύωμα στην όψη A Δικτύωμα στην όψη B

α) Δικτυώματα σε αντιστοιχία (Προτεινόμενο σύστημα)

β) Δικτυώματα αναντίστοιχα (Μη προτεινόμενο)

ΕΙΚΟΝΑ 20: Δικτυώματα στις αντικείμενες όψεις ενός μέλους σύνθετης διατομής με δύο επίπεδα δικτύωσης

3.28 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

- (1) Μία κατασκευή από χάλυβα θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται όλα τα σχετικά κριτήρια λειτουργικότητας.
- (2) Οι βασικές απαιτήσεις για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας δίνονται στο EN 1990.
- (3) Κάθε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και η αντιστοιχούσα φόρτιση και ανάλυση του προσομοιώματος πρέπει να ορίζονται για κάθε έργο.
- (4) Όπου χρησιμοποιείται πλαστική στατική ανάλυση για την οριακή κατάσταση αστοχίας, μπορεί να συμβεί πλαστική ανακατανομή των δυνάμεων και ροπών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Στην περίπτωση αυτή, οι επιδράσεις πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4ο: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8

Ο ευρωκώδικας 8 θα πρέπει να εφαρμόζεται εφόσον πληρούνται κάποια κριτήρια συμμόρφωσης. Κάποιες από τις απαιτήσεις είναι οι εξής:

- 1) Η απαίτηση μη κατάρρευσης
Ο φορέας οφείλει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να αναλαμβάνει την σεισμική δράση χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση και να διατηρεί την στατική του ακεραιότητα καθώς και την φέρουσα ικανότητα του ακόμα και μετά την σεισμική δραστηριότητα.
- 2) Η απαίτηση περιορισμού βλαβών
Ο φορέας οφείλει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς να εμφανίζονται βλάβες.
- 3) Ανάλογα με τους διαφορετικούς τύπους κτιρίων ή έργων υπάρχει ένα πλαίσιο καθορισμού από τις Εθνικές Αρχές που περιλαμβάνει το ποσοστό αξιοπιστίας και της απαίτησης μη κατάρρευσης.
- 4) Η αξιοπιστία ενός φορέα διαφοροποιείται ανάλογα με τις κατηγορίες σπουδαιότητας. Για κάθε κατηγορία σπουδαιότητας υπάρχει ο συντελεστής g_l ο οποίος λαμβάνει τιμές χαμηλότερες ή ψηλότερες ανάλογα με την περίοδο επαναφοράς του σεισμικού γεγονότος και την κατηγορία του φορέα.
- 5) Μέσω του πολλαπλασιασμού της σεισμικής δράσης αναφοράς ή των εντατικών μεγεθών ή μετακινήσεων της γραμμικής ανάλυσης με τον συντελεστή g_l λαμβάνονται υπόψη τα διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας.

Για να ικανοποιηθούν τα παραπάνω θα πρέπει να ελέγχονται οι

- 1) Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- 2) Οι καταστάσεις περιορισμού βλαβών.

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται μπορεί να συνδέονται με κατάρρευση μιας κατασκευής και κατά συνέπεια να επηρεάζουν και την ακεραιότητα της ανθρώπινης ζωής.

4.1 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΚΑΙ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΒΛΑΒΩΝ

1) Ο φορέας πρέπει να ελέγχεται ώστε να εξασφαλίζει την αντοχή και την ικανότητα απόδοσης ενέργειας όπως αναφέρονται στον EN 1998.

2) Η αντοχή και η ικανότητα απόδοσης ενέργειας που θα λάβει ο φορέας εξαρτώνται από τον βαθμό εκμετάλλευσης της μη γραμμικής απόκρισής του. Κυρίαρχο λόγο για το ισοζύγιο αυτό έχει ο συντελεστής q και οι τιμές που λαμβάνει καθώς και οι κατηγορίες πλαστιμότητας του EN 1998. Ο συντελεστής q δεν μπορεί να πάρει τιμή μεγαλύτερη από 1,5 που είναι ενδεικτική της υπεραντοχής μιας κατασκευής. Εξαιρέση αποτελούν τα χαλύβδινα και

σύμμικτα κτίρια από σκυρόδεμα ή χάλυβα όπου η τιμή q μπορεί να λάβει τιμές μεταξύ 1,5 και 2 και οι κρίσιμες περιοχές στις οποίες ο συντελεστής μπορεί να λάβει ακόμα μεγαλύτερες τιμές.

3) Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται στον φορέα θα πρέπει να εξασφαλίζουν την ευστάθειά του υπό την σεισμική δράση έναντι ανατροπής και ολίσθησης σύμφωνα με τον EN 1998.

4) Θα πρέπει να γίνεται έλεγχος τόσο στο έδαφος όσο και στα μέλη της κατασκευής έτσι ώστε τα μεγέθη που προκύπτουν από την απόκριση της ανωδομής να μην προκαλούν μόνιμες παραμορφώσεις.

5) Θα πρέπει να γίνονται έλεγχοι που να εξασφαλίζουν ότι σε περίπτωση σεισμού η συμπεριφορά των μη φέροντων στοιχείων δεν θα δημιουργούν κίνδυνο της ανθρώπινης ζωής.

Για τον περιορισμό βλαβών υπάρχουν μέρη του EN 1998 που καθορίζουν τις τιμές ορίων παραμόρφωσης που πρέπει να λαμβάνουν χώρα για να ικανοποιείται ο βαθμός αξιοπιστίας έναντι των ανεπιθύμητων βλαβών. Επίσης θα πρέπει να εξασφαλίζεται η ικανοποιητική αντοχή και δυσκαμψία έτσι ώστε να πληρείται η ακεραιότητα της κατασκευής σε περίπτωση σεισμού.

4.2 ΕΙΔΙΚΑ ΜΕΤΡΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ

Για τον σχεδιασμό της κατασκευής θα πρέπει όσον είναι δυνατόν οι φορείς να είναι απλής και κανονικής μορφής σε κάτοψη και σε όψη. Έπειτα για να επιτευχθεί η πλάσטיμη συμπεριφορά που προσφέρει απόδοσης ενέργειας θα πρέπει να αποφευχθεί η ψαθυρή αστοχία.

Με δεδομένο ότι η συμπεριφορά ενός φορέα σε περίπτωση σεισμού εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την συμπεριφορά των κρίσιμων περιοχών και των μελών του η διαμόρφωση του φορέα θα πρέπει να γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε η σύνδεση μεταξύ των φέροντων στοιχείων να προβλέπει τη μη γραμμική συμπεριφορά και να μεταφέρει τις αναγκαίες δυνάμεις που θα εξασφαλίζουν την απόδοση ενέργειας υπό συνθήκες ανακύκλισης. Οι αναλύσεις αυτές πραγματοποιούνται σε δομικά προσομοιώματα που αντανακλούν την πραγματική ικανότητα του φορέα και των φερόντων στοιχείων του υπό σεισμική δράση.

Όσον αφορά την θεμελίωση η δυσκαμψία θα πρέπει να είναι επαρκής για την μεταφορά των δράσεων από το έδαφος μέχρι το ύψος της κατασκευής και να παρουσιάζει όσο είναι δυνατό μεγαλύτερη ομοιομορφία. Μόνο στην περίπτωση κατασκευής γέφυρας χρησιμοποιείται ένας τύπος θεμελίωσης για κάθε φορέα.

Για το σχέδιο συστήματος ποιότητας τα απαραίτητα στοιχεία θα παρουσιάζονται σε έγγραφα μελέτης που θα δείχνουν τις διαστάσεις, τις λεπτομέρειες και τα χαρακτηριστικά υλικών των φέροντων στοιχείων. Θα παρουσιάζονται επίσης οι απαραίτητες διατάξεις που θα πιστοποιούν τον έλεγχο ποιότητας, τα στοιχεία εκείνα

ιδιαίτερης στατικής σπουδαιότητας και οι μέθοδοι ελέγχου που χρησιμοποιούνται. Τέλος σε περίπτωση που η κατασκευή λαμβάνει χώρα σε περιοχή υψηλής σεισμικής δραστηριότητας θα πρέπει να παρουσιάζονται σχέδια που θα ικανοποιούν τα κριτήρια χρήσης της σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες.

4.3 ΕΔΑΦΙΚΗ ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Πριν την έναρξη της κατασκευής πραγματοποιούνται έρευνες όσων αφορά τις συνθήκες του εδάφους στην οποία θα λάβει χώρα. Η θέση καθώς και η φύση του εδάφους θα πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να προλαμβάνουν την εδαφική αστοχία την αστάθεια των πρανών και των μόνιμων καθιζήσεων που μπορεί να συμβούν σε περίπτωση σεισμού. Ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του έργου πραγματοποιούνται εδαφικές και γεωλογικές μελέτες που καθορίζουν την σεισμική δράση. Οι κατηγορίες εδαφών είναι οι A, B, C, D, E οι οποίες καθορίστηκαν έπειτα από έλεγχο στρωματογραφίας που πραγματοποιήθηκε για την αποτίμηση των τοπικών εδαφικών συνθηκών υπό την σεισμική δράση.

ΠΙΝΑΚΑΣ 16: Κατηγορίες Εδαφών

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσε ις/30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250

D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Σύμφωνα με τις εθνικές αρχές οι εθνικές περιοχές έχουν διαιρεθεί σε σεισμικές ζώνες ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα στις οποίες κάθε ζώνη έχει σταθερή επικινδυνότητα. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς T_{NCR} της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης. Σε περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας, δεν απαιτείται συμμόρφωση στις διατάξεις του EN 1998.

4.4 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΡΑΣΗΣ

Στο πλαίσιο του EN 1998, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο εφεξής "ελαστικό φάσμα απόκρισης". Λαμβάνουμε υπόψη την ίδια μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης για δυο επίπεδα σεισμικής δράσης που στοχεύουν στο να ικανοποιείται η μη κατάρρευση και ο περιορισμός βλαβών. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες ανεξάρτητες μεταξύ τους και επιλεγμένες από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Όταν οι σεισμοί που πραγματοποιούνται σε θέσεις που έχουν σημαντικές διαφορές όσον αφορά τις ζώνες επικινδυνότητας εξετάζουμε την δυνατότητα χρήσης φασμάτων

αντιπροσωπευτικών της σεισμικής δράσης σχεδιασμού περισσότερων από μίας μορφής. Σε αυτές τις περιπτώσεις λαμβάνουμε διαφορετικές τιμές του a_g . Για φορείς μεγάλης σπουδαιότητας ($\gamma > 1,0$) λαμβάνονται υπόψη επιδράσεις τοπογραφικής ενίσχυσης. Τέλος επιτρέπεται η χρήση προσομοίωσης χρονοϊστορίας της σεισμικής κίνησης και σε κάποιες περιπτώσεις μπορεί να ληφθεί υπόψη η χωρική και χρονική μεταβολή της εδαφικής κίνησης.

4.5 ΟΡΙΣΤΙΚΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (\text{σχέση 63})$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (\text{σχέση 64})$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (\text{σχέση 65})$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (\text{σχέση 66})$$

όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = g_I \cdot a_{gR}$);

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

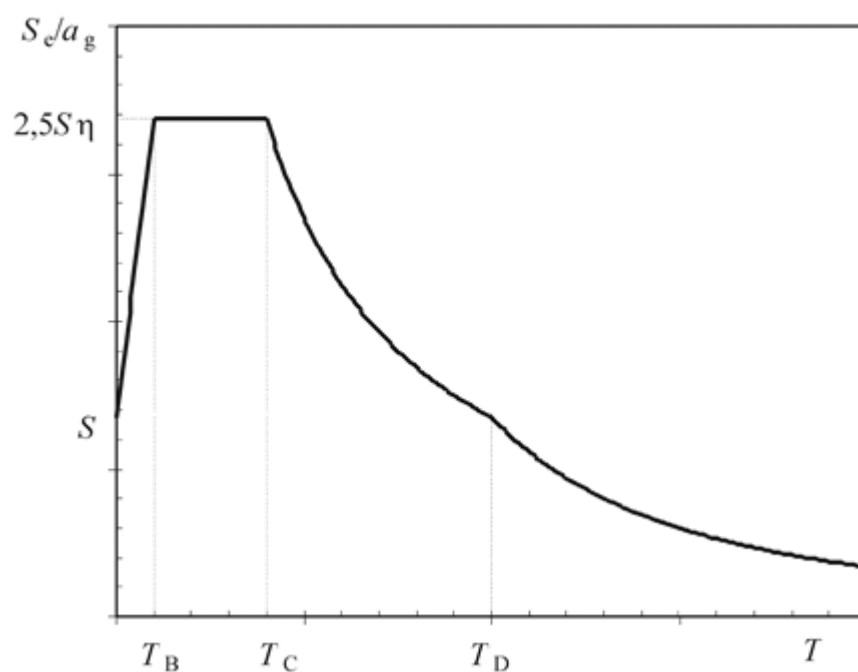
T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιξώδη απόσβεση.

ΕΙΚΟΝΑ 22: ΜΟΡΦΗ ΤΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

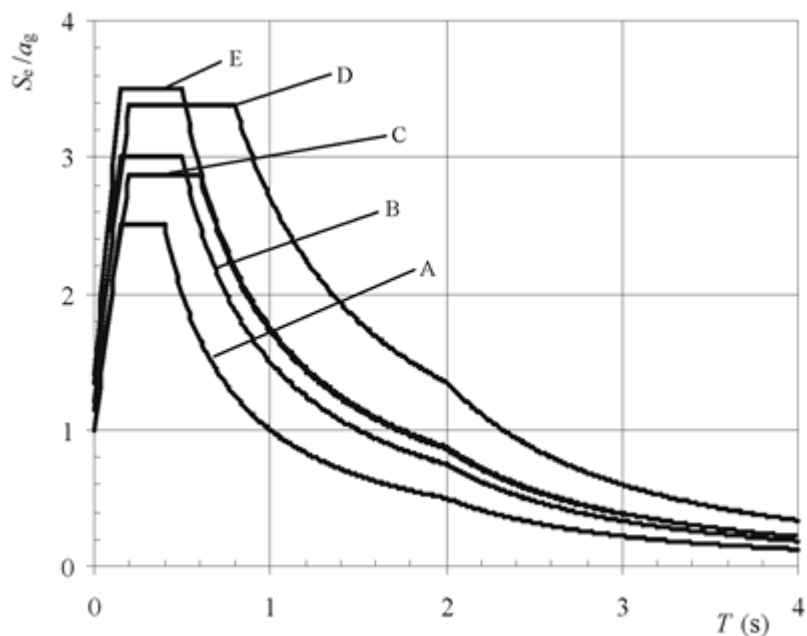


Η συνιστώμενη επιλογή για κάθε τύπο εδάφους και επιλογής φασμάτων είναι η τύπου 1 και 2.

ΠΙΝΑΚΑΣ 17: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

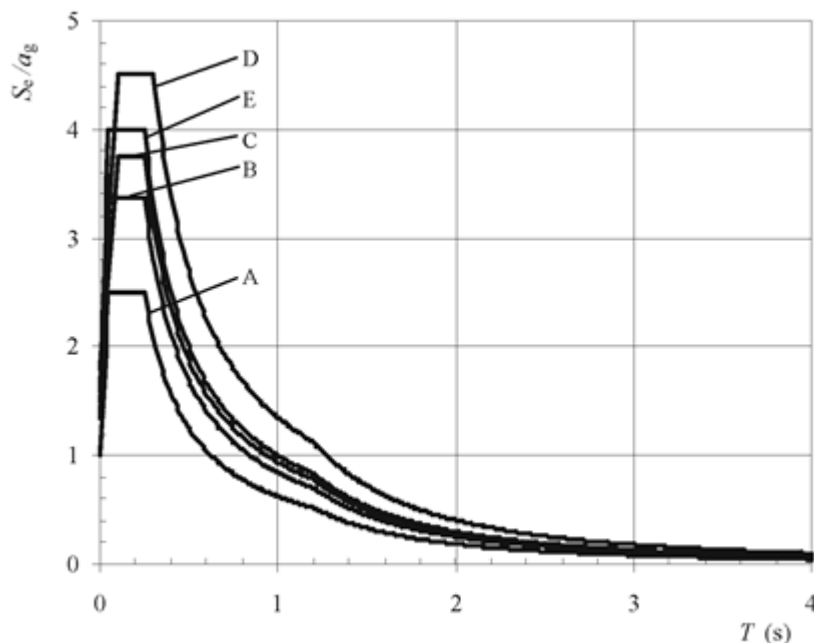
ΕΙΚΟΝΑ 23: Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους A έως E (5% απόσβεση).



ΠΙΝΑΚΑΣ 18: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

ΕΙΚΟΝΑ 24: Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 2 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)



Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η μπορεί να ληφθεί από την έκφραση:

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (\text{σχέση 65})$$

όπου ξ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκπεφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό.

Εάν για ειδικούς λόγους πρέπει να χρησιμοποιηθεί λόγος ιξώδους απόσβεσης διαφορετικός από 5%, η τιμή αυτή δίνεται στο σχετικό Μέρος του EN 1998.

4.6 ΦΑΣΜΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

Η κατακόρυφη συνιστώσα της σεισμικής δράσης θα προσομοιώνεται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης $S_{ve}(T)$.

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (\text{σχέση 67})$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (\text{σχέση 68})$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (\text{σχέση 69})$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (\text{σχέση 70})$$

ΠΙΝΑΚΑΣ 19: Συνιστώμενες τιμές παραμέτρων που περιγράφουν τα φάσματα κατακόρυφης ελαστικής απόκρισης

Φάσμα	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,0
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,0

4.7 ΕΛΑΦΙΚΗ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

η εδαφική μετακίνηση σχεδιασμού d_g , που αντιστοιχεί στην εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, μπορεί να υπολογιστεί με τη χρήση της ακόλουθης έκφρασης:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (\text{σχέση 71})$$

4.8 ΚΑΝΟΝΕΣ ΓΙΑ ΚΤΙΡΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

Κατά κανόνα τα κτίρια από χάλυβα χάλυβα θα σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες αρχές:

- 1) Περιορισμένη πλάστικη συμπεριφορά,
- 2) Πλάστικη συμπεριφορά.

Παρουσιάζονται αναλυτικά στον παρακάτω πίνακα

ΠΙΝΑΚΑΣ 20: Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q
Αρχή α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Μέτρια)	≤ 4
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 21

Αρχικά τα αποτελέσματα των δράσεων υπολογίζονται βάσει μιας ελαστικής ανάλυσης συνόλου χωρίς να λαμβάνουν σημαντικά υπόψη την μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού. Σε περίπτωση καθύψος ο συντελεστής q διορθώνεται και δεν λαμβάνεται μικρότερος από 1,5. Αν είναι μεγαλύτερος του 1,5 τα μέλη του φορέα αντιστοιχούν σε κατηγορίες διατομών 1,2 ή 3. Η αντοχή των μελών αξιολογείται σύμφωνα με τον EN 1993 και λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα μερών του να ανθίστανται μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς σε περίπτωση σεισμικής δραστηριότητας. Τέλος οι ειδικές απαιτήσεις ικανοποιούνται όσων αφορά την κατηγορία διατομών και την ικανότητα στροφής των συνδέσεων ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας.

Όσον αφορά τον έλεγχο ασφαλείας για ελέγχους οριακών καταστάσεων αστοχίας ο επιμέρους συντελεστής για τον χάλυβα $\gamma_s = \gamma_M$ θα λαμβάνει υπόψη την πιθανή μείωση της αντοχής λόγω ανακυκλικών παραμορφώσεων.

Όσων αφορά τον δομικό χάλυβα θα συμμορφώνεται κατά EN 1993 και το όριο αντοχής ή η αντοχή σε κρούση στον φορέα θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να διαμορφώνονται πλαστικές ζώνες όπου προβλέπεται από τον σχεδιασμό.

4.9 ΤΥΠΟΙ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ

Τα κτήρια από χάλυβα θα κατατάσσονται σε έναν από τους ακόλουθους τύπους στατικών συστημάτων, ανάλογα με τη συμπεριφορά του κυρίως αντισεισμικού τους φορέα υπό σεισμικές δράσεις

- 1) Τα πλαίσια παραλαβής ροπών,
- 2) Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα,
- 3) Τα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους,
- 4) Τα συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς
- 5) Τα συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα
- 6) Πλαίσια παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με έκκεντρους συνδέσμους
- 7) Πλαίσια παραλαβής ροπών σε συνδυασμό με τοιχοπληρώσεις

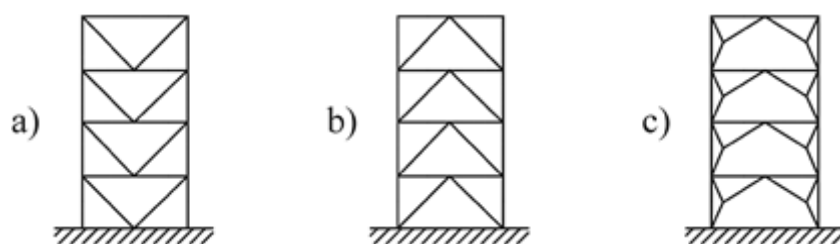
Σε πλαίσια με εκκεντρότητα η απόδοση ενέργειας βρίσκεται στις πλαστικές αρθρώσεις των ροπών στις δοκούς ή στις συνδέσεις δοκών υποστυλωμάτων, μπορεί επίσης να βρίσκεται στα υποστυλώματα στην βάση του πλαισίου, στην κορυφή των υποστυλωμάτων στον πάνω όροφο πολυώροφων κτηρίων ή στην κορυφή και την βάση υποστυλωμάτων όπου θα ισχύει : $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$.

Σε πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, οι ζώνες απόδοσης ενέργειας θα πρέπει να βρίσκονται κυρίως στις εφελκόμενες διαγώνιους.

Οι σύνδεσμοι μπορεί να ανήκουν σε μία από τις παρακάτω κατηγορίες:

- 1) ενεργοί εφελκόμενοι διαγώνιοι σύνδεσμοι
- 2) σύνδεσμοι μορφής V, στους οποίους οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται τόσο από τις εφελκόμενες όσο και από τις θλιβόμενες διαγώνιους.
- 3) Σύνδεσμοι μορφής K, στους οποίους η τομή των διαγωνίων βρίσκεται σε ένα υποστύλωμα δεν επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται.

ΕΙΚΟΝΑ 25: Πλαίσια με συνδέσμους μορφής V χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε εφελκόμενες και θλιβόμενες διαγώνιους)



4.10 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ q ΚΑΙ ΤΙΜΕΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΕΙ

Ο συντελεστής q συμβάλει στην ικανότητα του φορέα να αποδώσει ενέργεια. Για κανονικά συστήματα οι τιμές που μπορεί να λάβει είναι οι εξής:

ΠΙΝΑΚΑΣ 21: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα		
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2 4	2 $5\alpha_w/\alpha_1$

4.11 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΥΣ ΦΟΡΕΙΣ

Φορείς με ζώνες απόδοσης ενέργειας, θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να αποφεύγονται φαινόμενα λυγισμού ή διαρροής. Οι ζώνες απόδοσης ενέργειας θα πρέπει να διαθέτουν επαρκή πλαστιμότητα και αντοχή και να βρίσκονται

είτε στα μέλη του φορέα είτε στις συνδέσεις. Αν βρίσκονται στα μέλη τα μη πλαστικά μέλη οφείλουν να έχουν υπεραντοχή για αποφυγή διαρροής. Το ίδιο ισχύει και όταν οι ζώνες ενέργειας βρίσκονται στις συνδέσεις.

4.12 ΠΛΑΣΤΙΜΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΕ ΘΛΙΨΗ Η ΚΑΜΨΗ

Η επαρκής πλαστιμότητα των μελών υπό θλίψη ή κάμψη εξασφαλίζεται με τον περιορισμό του λόγου του πλάτους b/t , την κατηγορία πλαστικότητας και τον συντελεστή q

ΠΙΝΑΚΑΣ 22: Απαιτήσεις της κατηγορίας διατομής των πλαστικών στοιχείων ανάλογα με την Κατηγορία Πλαστιμότητας και τον συντελεστή συμπεριφοράς

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
ΚΠΜ	$1,5 < q \leq 2$	κατηγορία 1, 2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	κατηγορία 1 ή 2
ΚΠΥ	$q > 4$	κατηγορία 1

4.13 ΔΟΚΟΙ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΑ

Οι δοκοί θα πρέπει να ελέγχονται ως προς την αντοχή τους έναντι πλευρικού και στρεπτικού λογισμού κατά EN 1993 λαμβάνοντας υπόψη ότι το άκρο της δοκού είναι αυτό που δέχεται την μεγαλύτερη καταπόνηση σε περίπτωση σεισμού. Επίσης για τις πλαστικές αρθρώσεις θα πρέπει να ελέγχεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{σχέση 72})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (\text{σχέση 73})$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (\text{σχέση 74})$$

Τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε θλίψη λαμβάνοντας υπόψη τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Στους ελέγχους τα N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} θα υπολογίζονται ως:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E} \end{aligned} \quad (\text{σχέση 75})$$

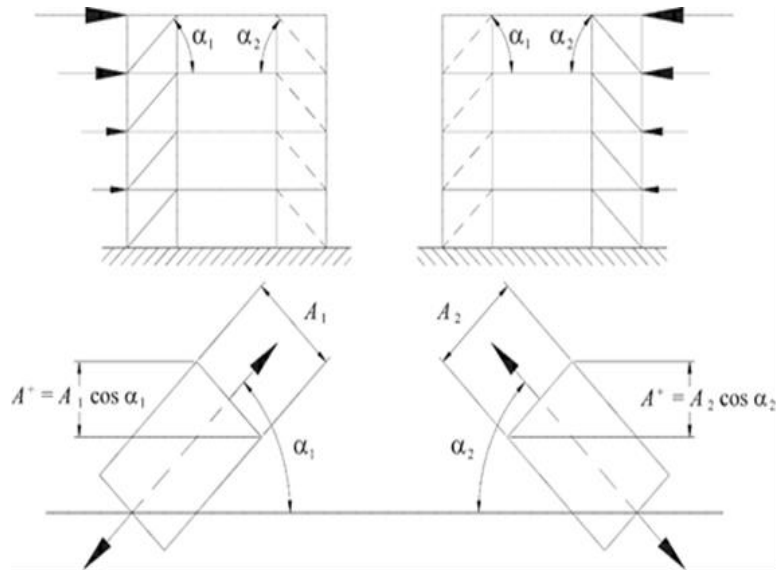
4.14 ΛΕΠΤΟΜΕΡΙΕΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από στην αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων. Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσεων θα τοποθετούνται με τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να φέρει χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο. Κατά συνέπεια για κάθε όροφο θα πρέπει να ισχύει η σχέση

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (\text{σχέση 75})$$

όπου A^+ και A^- είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκόμενων διαγωνίων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα.

ΕΙΚΟΝΑ 26: Παράδειγμα εφαρμογής



Τα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους θα σχεδιάζονται έτσι ώστε συγκεκριμένα στοιχεία ή μέρη στοιχείων, τα οποία ονομάζονται σεισμικοί σύνδεσμοι, να είναι σε θέση να αποσβάνουν ενέργεια μέσω του σχηματισμού πλαστικών μηχανισμών κάμψης και/ ή τέμνουσας. Το δομικό σύστημα θα σχεδιάζεται έτσι ώστε να πραγματοποιείται μια ομοιογενής πλαστική συμπεριφορά του συνόλου των σεισμικών συνδέσμων.

4.15 ΑΝΑΛΥΣΗ

- 1) Τα φορτία βαρύτητας θα παραλαμβάνονται μόνο από τις δοκούς και τα υποστυλώματα χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα μέλη των συνδέσμων.
- 2) Οι διαγώνιοι σε μια ελαστική ανάλυση θα λαμβάνονται υπόψη με τον εξής τρόπο:
 - i) στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους, θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι,
 - ii) στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους σχήματος V, θα λαμβάνονται υπόψη τόσο οι εφελκόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι.
- 3) Το να λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση οποιουδήποτε τύπου συνδέσμων χωρίς έκκεντρότητα τόσο οι εφελκόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι επιτρέπεται υπό την προϋπόθεση:

i) χρησιμοποιείται μη-γραμμική στατική (pushover) ανάλυση του συνόλου ή μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας,

ii) τόσο οι καταστάσεις πριν τον λυγισμό όσο και μετά τον λυγισμό λαμβάνονται υπόψη κατά την προσομοίωση της συμπεριφοράς των διαγωνίων και,

iii) υπάρχουν κείμενα υποστήριξης που να αιτιολογούν το προσομοίωμα το οποίο χρησιμοποιείται για να αντιπροσωπεύσει την συμπεριφορά των διαγωνίων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5ο: ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στην Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης η σεισμική δράση εισάγεται ως δυναμική φόρτιση.

Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοστεί για κάθε τύπο κτιρίου χωρίς περιορισμό, ως γραμμική ελαστική ανάλυση. Για την δυναμική φασματική ανάλυση θα πρέπει να ορισθούν συνδυασμοί που να λαμβάνουν υπόψη την ταυτόχρονη δράση του σεισμού και κατά τις δύο διευθύνσεις X και Y και να γίνει επαλληλία με τον συνδυασμό δράσεων G+0.3Q.

Στην παρούσα μέθοδο ανάλυσης λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση του κτιρίου.

Η παραπάνω συνθήκη θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν μπορεί να αποδειχθεί οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

1. το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα,
2. λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Σε περίπτωση που δεν ικανοποιούνται οι παραπάνω απαιτήσεις, όπως για παράδειγμα σε κτίρια με σημαντική συμβολή στρεπτικών ιδιομορφών, ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών k που λαμβάνεται υπόψη σε μια χωρική ανάλυση πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

1. $k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$
2. $T_k \leq 0,20 s$

Όπου: k : είναι το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη n : είναι το πλήθος των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου T_k : είναι η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ (PUSH OVER)

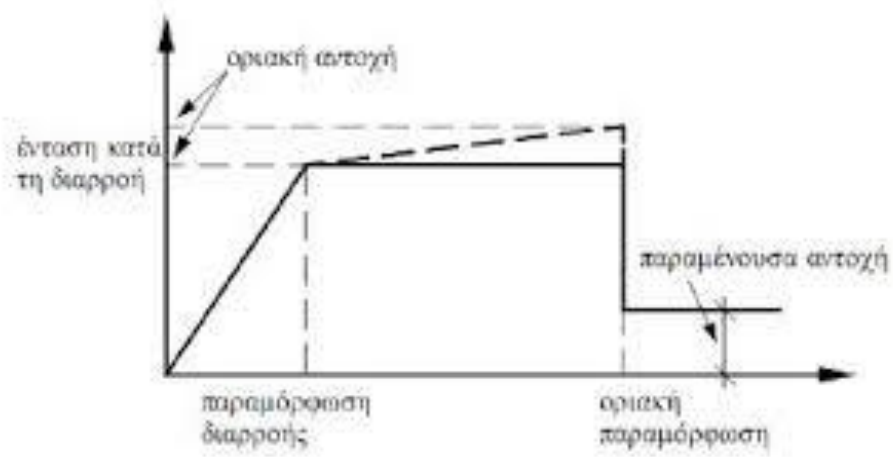
Η ανελαστική στατική ανάλυση pushover είναι γνωστή και ως μέθοδος μετακινήσεων. Κύριος στόχος της μεθόδου είναι η εκτίμηση του μεγέθους των πλαστικών παραμορφώσεων που θα αναπτυχθούν στα δομικά στοιχεία του κτηρίου όταν αυτό υπόκειται σε σεισμική δράση. Η δράση αυτή ελέγχεται και συγκρίνεται με τις επιτρεπόμενες τιμές της επιθυμητής στάθμης επιλεστικότητας.

Όλοι οι σύγχρονοι κανονισμοί προτείνουν ότι η εναπομένουσα πλαστιμότητα μιας κατασκευής θα πρέπει να προσδιορίζεται μέσω μιας ανελαστικής στατικής ανάλυσης pushover. Η προτίμηση αυτή αποδίδεται στο γεγονός ότι η pushover έχει την ικανότητα να εκτιμήσει παράλληλα και την ανελαστική καθώς και την ελαστική συμπεριφορά των υλικών των πλαισίων που μελετώνται κάθε φορά. Με αυτόν τον τρόπο λαμβάνονται υπόψη τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά του νόμου δύναμης παραμόρφωσης των δομικών στοιχείων, οι τιμές των ανελαστικών παραμορφώσεων καθώς και οι τιμές των δυνάμεων στα στοιχεία που έχουν περάσει στην μετελαστική περιοχή της απόκρισής τους. Με αυτόν το τρόπο έχουμε μια πιο ρεαλιστική εικόνα της κατάστασης του φορέα που μελετάται.

Κατά την ανελαστική στατική ανάλυση τα πλαίσια υποβάλλονται σε μια πλευρική ώθηση από πλευρικά φορτία καταναμημένα με τέτοιο τρόπο ώστε να αναλογούν προς τις αδρανειακές δυνάμεις του σεισμού. Οι δυνάμεις αυτές εφαρμόζονται στη στάθμη κάθε διαγράμματος και αυξάνονται μονότονα μέχρι κάποιο από τα δομικά στοιχεία της κατασκευής δεν είναι πλέον σε θέση να φέρει τα κατακόρυφα φορτία του. Στο πρόγραμμα SAP2000 το οποίο έχει χρησιμοποιηθεί για την συγκεκριμένη πτυχιακή, αυτό γίνεται με την προσθήκη πλαστικών αρθρώσεων στην αρχή και το τέλος των στοιχείων της κατασκευής, στα σημεία του φορέα δηλαδή όπου αναπτύσσονται οι μέγιστες καμπτικές ροπές κατά την σεισμική φόρτιση.

Για την περιγραφή της απόκρισης του κάθε πλαισίου λόγω του φαινομένου του σεισμού πραγματοποιείται η εφαρμογή δυο τουλάχιστον διαφορετικών κατανομών φορτίων ως προς το ύψος για όλες τις αναλύσεις. Στην παρούσα εργασία εξετάστηκαν δυο κατανομές, η Ομοιόμορφη και η Ιδιομορφική κατανομή φορτίων. Στην μία περίπτωση τα οριζόντια φορτία που ασκούνται σε κάθε όροφο είναι ανάλογα της μάζας του ορόφου ενώ στη δεύτερη τα οριζόντια φορτία βασίζονται στο σχήμα της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας όπως αυτή προκύπτει από την ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.

Τέλος μετά το πέρας της pushover προκύπτει η καμπύλη αντίστασης του κάθε πλαισίου, χαράσσεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης του χαρακτηριστικού σημείου του κτηρίου. Το σημείο αυτό λέγεται κόμβος ελέγχου και αποτελεί χαρακτηριστικό σημείο της κατασκευής καθώς πάνω σε αυτό μετρούνται οι μετακινήσεις όπως ωθείται το κτήριο. Το σημείο αυτό είναι το κέντρο μάζας της οροφής του κτηρίου. Αφού γίνει εξιδανίκευση αυτής της καμπύλης σε διγραμμική καμπύλη, προσδιορίζεται η στοχευμένη μετακίνηση.



ΕΙΚΟΝΑ 27: Θεωρητική Καμπύλη εντατικού μεγέθους-παραμόρφωσης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7ο: ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Η παρούσα πτυχιακή πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια του προγράμματος SAP2000, κατάλληλο για ανάλυση κατασκευών με χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Μελετήθηκαν 14 πλαίσια. Τα πλαίσια αυτά διακρίθηκαν ισόποσα σε 7 πλαίσια διασυνδεδεμένα με έκκεντρους συνδέσμους και σε 7 πλαίσια χωρίς έκκεντρους συνδέσμους. Η ίδια αντιστοιχία έγινε και όσων αφορά τους ορόφους οι οποίοι κυμαίνονται από 2 έως 17.

Πιο συγκεκριμένα πραγματοποιήθηκε ανάλυση και παρουσία σε αντιστοιχία των εξής:

1. 2ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΜΕ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ -2ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ
2. 3ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΜΕ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ - 3ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ
3. 6ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΜΕ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ - 6ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ
4. 9ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΜΕ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ - 9ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ
5. 12ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΜΕ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ - 12ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ
6. 15ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΜΕ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ - 15ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ
7. 17ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΜΕ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ - 17ΟΡΟΦΟΥ ΠΛΑΣΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΡΟΤΗΤΑ

Σε πρώτο στάδιο έγινε η εισαγωγή των μοντέλων. Οι μονάδες που χρησιμοποιήθηκαν είναι σε KN, m, C και καθορίστηκαν οι συντεταγμένες του κανάβου για τα 17 πλαίσια. Κατά την διεύθυνση x $\{-7.5, -2.5, -0.75, 0, 0.75, 2.5, 7.5\}$ μέτρα. Κατά την διεύθυνση y $\{0\}$ και κατά την διεύθυνση z $\{0, 3, 6, 9, 12, 15, 17\}$ μέτρα.

Έπειτα έγινε η επιλογή υλικών των πλαισίων. Το υλικό που χρησιμοποιήθηκε είναι χάλυβας κατηγορίας S275. Για τον καθορισμό του υλικού χρειάστηκε να εισάγουμε το ειδικό του βάρος (από το οποίο το πρόγραμμα υπολογίζει την μάζα κατ' όγκο), τον λόγο poisson, τον θερμικό συντελεστή καθώς επίσης και το όριο διαρροής και θραύσης του υλικού.

Σε συνέχεια έγινε η επιλογή διατομών των κατασκευών. Οι διατομές επιλέχθηκαν από το πρότυπο αρχείο του προγράμματος euro.pro. Για τις δοκούς επιλέχθηκαν διατομές HEB από HE100B μέχρι HE700B, για τα υποστυλώματα διατομές IPE από IPE100 μέχρι IPE600 και για τις διαγώνιους διατομές TUBO από TUBO114.3 μέχρι TUBO298. Για τα υποστυλώματα και τις δοκούς επιλεχθήκαν ορθογωνικές διατομές τύπου I ενώ για τις διαγώνιους κυκλικές διατομές (pipe).

Έπειτα έγινε προσομοίωση των στηρίξεων, συγκεκριμένα πακτώσεων, δεσμεύοντας και τους έξι βαθμούς ελευθερίας.

Στη συνέχεια καθορίστηκαν τα φορτία και οι συνδυασμοί που εμπλέκονται σε κάθε ανάλυση. Για την γραμμική στατική ανάλυση υπό την δράση κατακόρυφων φορτίων εφαρμόστηκαν τα μόνιμα και τα ωφέλιμα φορτία χρησιμοποιώντας τον συνδυασμό $1.35G + 1.5Q$ για την οριακή κατάσταση αστοχίας και τον συνδυασμό $1.0G + 1.0 Q$ για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Το γραμμικό μόνιμο φορτίο που εφαρμόστηκε σε όλες τις δοκούς είναι ίσο με 25 kN/m , ενώ το γραμμικό κινητό ίσο με 7 kN/m . Έτσι δημιουργήθηκαν δυο load pattern που αφορούν τα μόνιμα και τα κινητά φορτία (DEAD και LIVE) αντίστοιχα. Για την γραμμική ανάλυση υπό την δράση κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων εφαρμόστηκαν στις κατασκευές και πλευρικά φορτία και καθορίστηκε ένα νέο load pattern το LATERAL. Καθορίστηκαν ακολούθως οι οριζόντιες δυνάμεις που ενεργούν στα επίπεδα των πλακών των ορόφων των κατασκευών υπό τριγωνική κατανομή καθώς θέλουμε οι οριζόντιες δράσεις να μειώνονται καθώς οδηγούμαστε από τον ψηλότερο στον χαμηλότερο κόμβο.

Για την πραγματοποίηση της ιδιομορφικής ανάλυσης χρειάστηκε να καθορίσουμε την μάζα την οποία θα λάβει υπόψη το πρόγραμμα και θα κατασκευαστεί το μητρώο μάζας της κατασκευής. Η μάζα που χρησιμοποιήθηκε για την πραγματοποίηση της ιδιομορφικής ανάλυσης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 προέρχεται από τον συνδυασμό φορτίσεων $G + 0.3Q$. Με αυτό τον τρόπο λοιπόν επιλέγουμε να υπολογιστεί η μάζα της κατασκευής από τα φορτία αποφεύγοντας να υπολογιστεί η μάζα του φορέα των κατασκευών δυο φορές καθώς υπάρχει και στα DEAD φορτία.

Για την φασματική ανάλυση χρειάστηκε να καθορίσουμε πρώτα το φάσμα σχεδιασμού επιλέγοντας από το drop down menu του προγράμματος την επιλογή Eurocode 8 2004 ονομάζοντας την RSP. Προσδιορίσαμε την επιτάχυνση του εδάφους, η οποία καθορίζεται σύμφωνα με τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας που υπάρχει στον NEAK2000 (νέος ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός). Για τον τύπο φάσματος σχεδιασμού επιλέχθηκε ο τύπος 1 που αφορά περιοχές με σεισμικά φαινόμενα μεγέθους $M_s < 5.5$. Στην Ελλάδα χρησιμοποιούμε τύπο 1. Το είδος του εδάφους σε κάθε περιοχή της Ελλάδας καθορίζεται από τον NEAK2000. Για την συγκεκριμένη εργασία επιλέχθηκε κατηγορία εδάφους B και συντελεστής του κάτω ορίου του φάσματος $\beta = 0.2$. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q καθορίζεται από τον Ευρωκώδικα 8 ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, για αυτό τον λόγο βασικό στοιχείο αποτελούν οι κατηγορίες διατομών που επιλεχθήκαν και η στρωφική ικανότητα των συνδέσεων των μελών. Για τον λόγο ότι οι τιμές επιτάχυνσης του φάσματος που προκύπτουν είναι σε ποσοστό βαρύτητας δημιουργούμε ένα ακόμα load case που θα παρέχει την φασματική επιτάχυνση σε μονάδες SI, καθώς και ένα συνδυασμό φόρτισης που περιέχει την σεισμική δράση που προκύπτει από την φασματική επιτάχυνση.

Για την πραγματοποίηση σε συνέχεια της push over ανάλυσης θα πρέπει σε πρώτο στάδιο να πραγματοποιηθεί η εκτέλεση της ανάλυσης και έπειτα ο σχεδιασμός της κατασκευής για τους συνδυασμούς των δράσεων που έχουμε καθορίσει.

Για την εκτέλεση των αναλύσεων ορίζουμε ποιους βαθμούς ελευθερίας θα πρέπει να εισάγει το πρόγραμμα, επιλέγοντας επίπεδο πλαίσιο (ZX) ορίζονται οι βαθμοί ελευθερίας σε κάθε κόμβο που είναι δυο μεταφορικοί κατά τους άξονες x και z και ένας στρωφικός κατά τον άξονα y και εκτελούμε την εντολή 'run analysis-run now' η οποία θα μας δώσει τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης.

Επόμενο βήμα αποτελεί ο σχεδιασμός των πλαισίων εφόσον καθορίσουμε τον κανονισμό βάση του οποίου θα πραγματοποιηθούν οι έλεγχοι των διατομών. Ο σχεδιαστικός έλεγχος πραγματοποιείται βάση του 'Eurocode 3-2005'. Επιλέγουμε τους συντελεστές ασφαλείας που αντιστοιχούν σε 1.0 για μεταλλικές κατασκευές στην Ελλάδα, έπειτα τους συνδυασμούς φόρτισης για τους οποίους θέλουμε να πραγματοποιηθεί ο σχεδιασμός της κατασκευής και πραγματοποιούμε τον σχεδιασμό, εξασφαλίζοντας πως δεν θα υπάρξουν ανεπάρκειες διατομών.

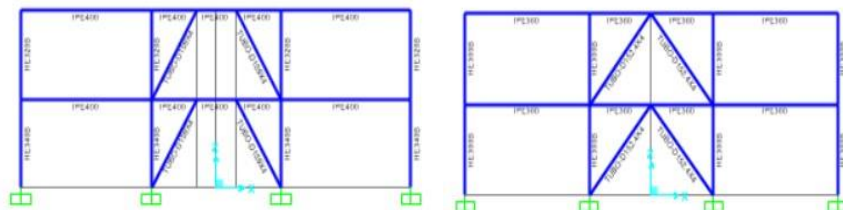
Για την ανάλυση pushover θεωρούμαι ως πιθανά σημεία σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων τα εξής:

- 1) Σημεία που οι ροπές είναι μέγιστες
- 2) Σημεία όπου εφαρμόζονται συγκεντρωμένα φορτία
- 3) Συνδέσεις
- 4) Σημεία τέμνουσών σε δοκούς με διανεμημένο φορτίο

Επομένως θα ορίσουμε ως πιθανές θέσεις σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων τα άκρα όλων των μελών. Επιλέγοντας πρώτα τις δοκούς και μετά τις διαγωνίους, ορίζοντας το αριστερό άκρο των δοκών ως σημείο πλαστικής άρθρωσης που η συμπεριφορά της καθορίζεται από τις παραμέτρους που ορίζει ο FEMA 360 και έπειτα κάνουμε το ίδιο για το δεξί άκρο των δοκών. Έπειτα επιλέγουμε τα υποστυλώματα ώστε να καθορίσουμε τα άκρα τους ως πιθανά σημεία πλαστικών αρθρώσεων, απαιτώντας την αυτόματη επιμέρους διακριτικοποίηση των γραμμικών μελών σε μήκος 2% του συνολικού μήκους των μελών, καθορίζοντας με αυτό τον τρόπο και το μήκος της ζώνης της πλαστικής άρθρωσης και επιλέγουμε όλα τα τμήματα των μελών. Μπορούμε να δούμε αναλυτικά όλα τα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς των πλαστικών αρθρώσεων που επιλέχθηκαν σύμφωνα με τον κανονισμό FEMA356. Έπειτα δημιουργούμε ένα load case το οποίο αποτελεί τις αρχικές συνθήκες για την pushover ανάλυση, για τα μόνιμα κατακόρυφα φορτία και ένα load case που θα εμπεριέχει το μόνιμο φορτίο αλλά ο τύπος της ανάλυσης θα είναι μη γραμμικός. Στην συνέχεια ορίζουμε την φόρτιση PUSH για την pushover ανάλυση και ελέγχουμε την μετακίνηση του master κόμβου κάθε πλαισίου και αποθηκεύουμε όλα τα επιμέρους βήματα της pushover ανάλυσης. Τέλος παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων και έπειτα του σχεδιασμού. Για τις αναλύσεις κατακόρυφων, οριζόντιων φορτίων αλλά και τη φασματική θα παρουσιαστούν τα διαγράμματα ροπών και οι μετακινήσεις. Ενώ για την pushover ανάλυση θα παρουσιαστούν τα επιμέρους βήματα της και η παραμορφωσιακή κατάσταση του φορέα αλλά και η καμπύλη Τέμνουσας Βάσης- Μετακίνησης.

7.1 ΠΛΑΙΣΙΑ

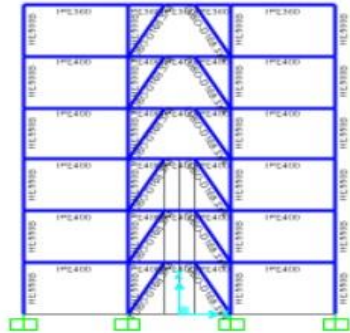
ΖΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-ΖΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



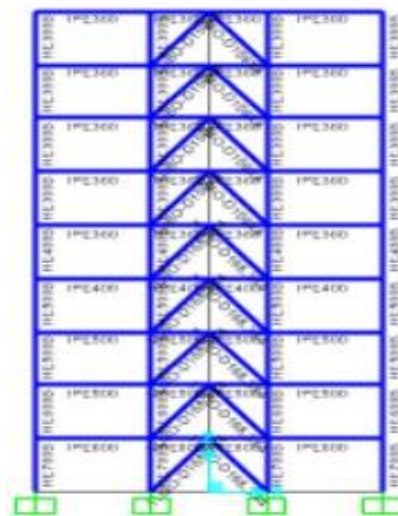
ΖΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-ΖΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



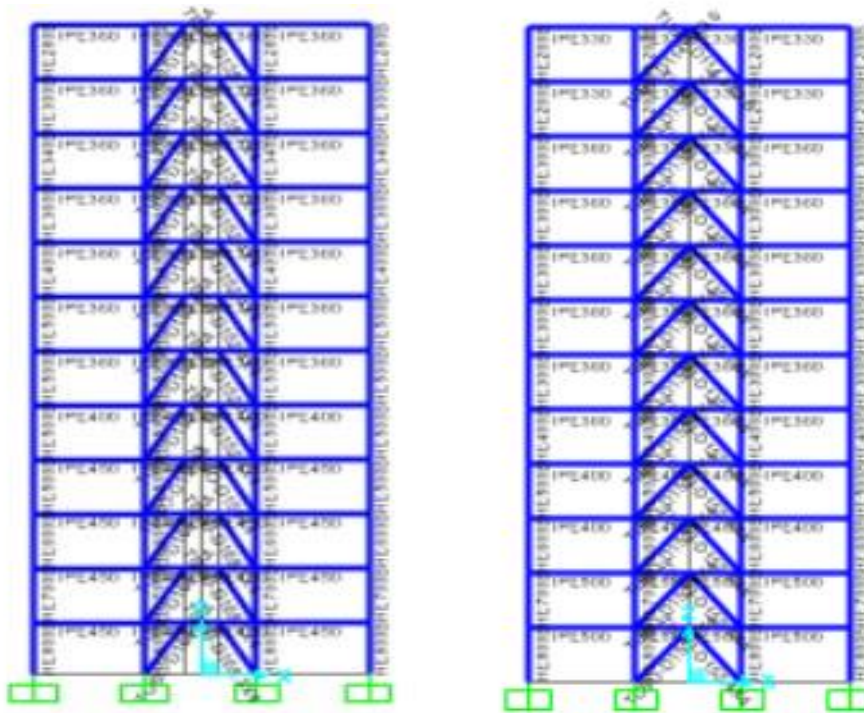
6ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ- 6ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



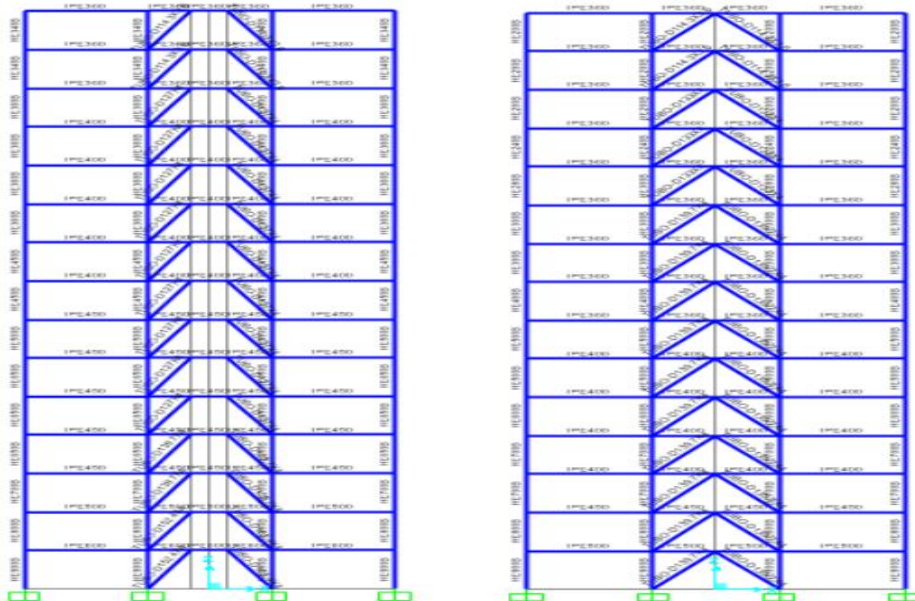
9ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ- 9ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



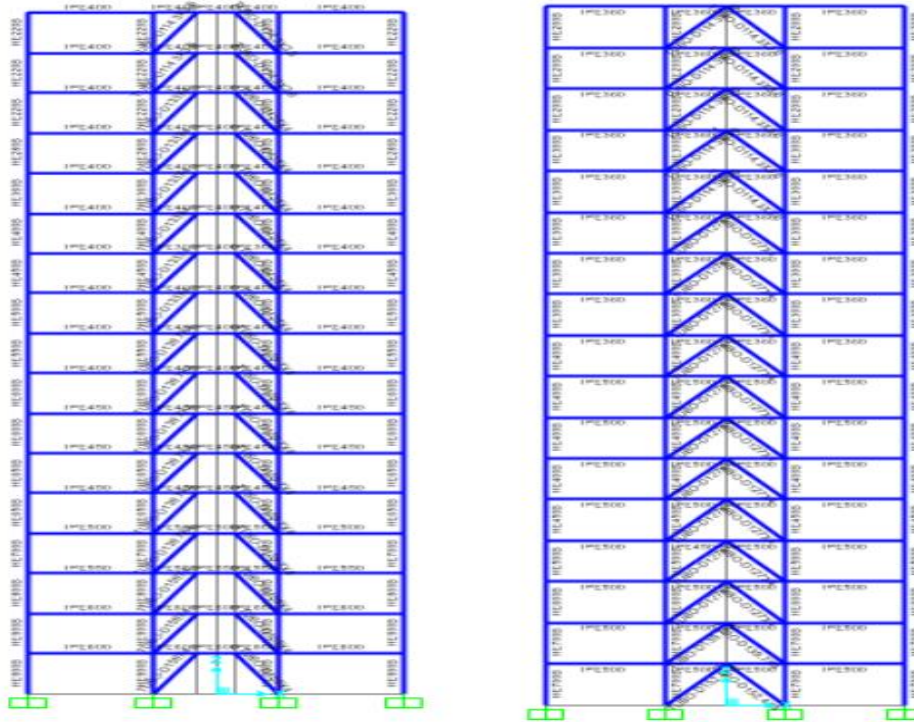
12ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ- 12ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



15ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ- 15ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

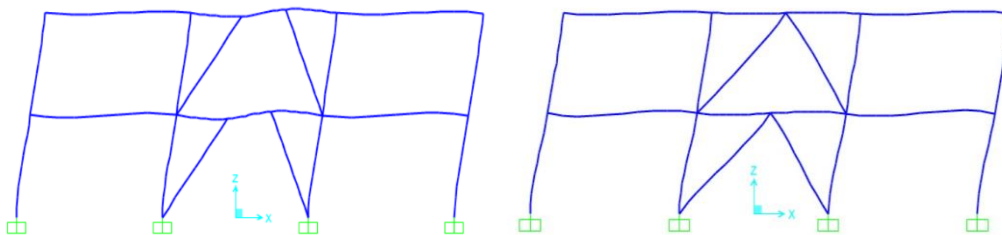


17ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ- 17ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

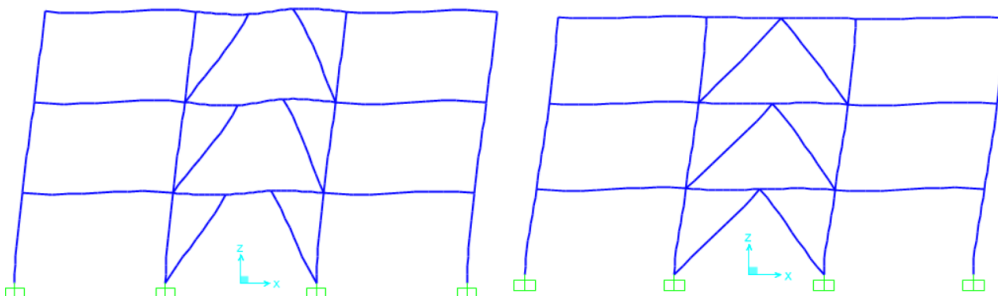


7.2 ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕΤΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΙΔΙΟΜΟΡΦΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ (1^η ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ)

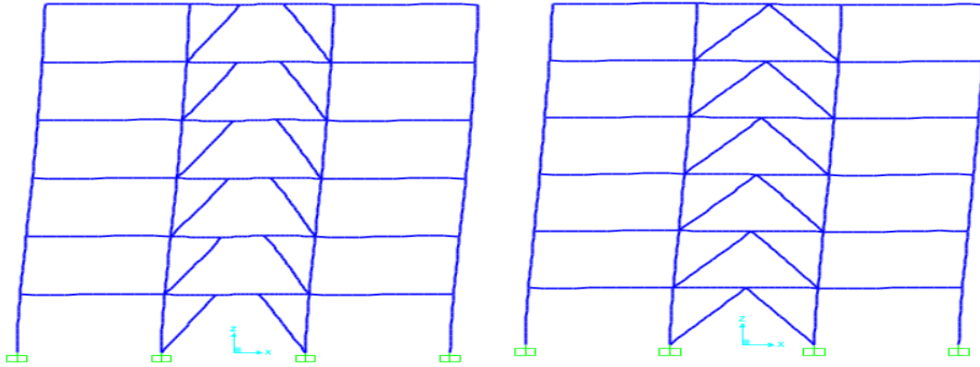
2ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-2ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



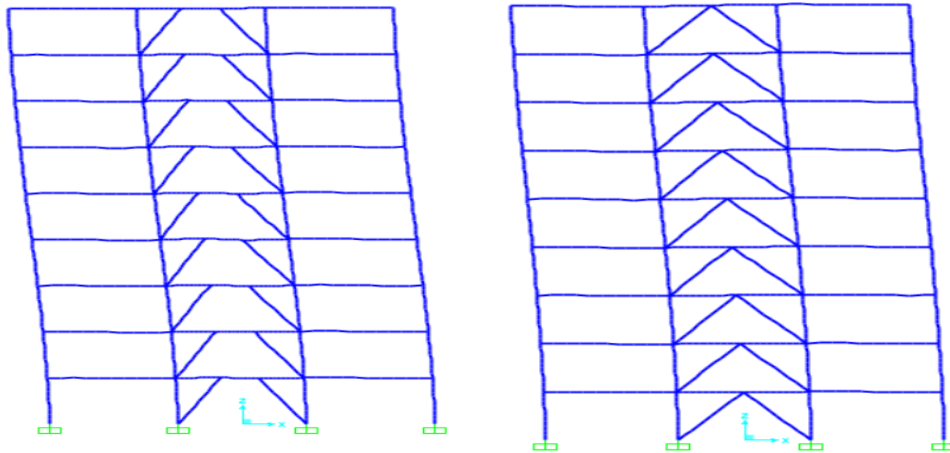
3ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-3ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



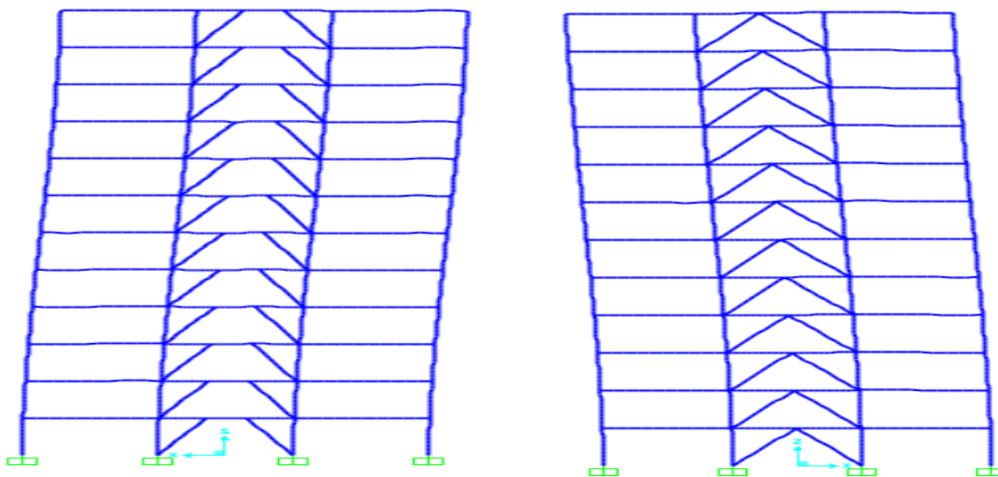
6ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-6ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



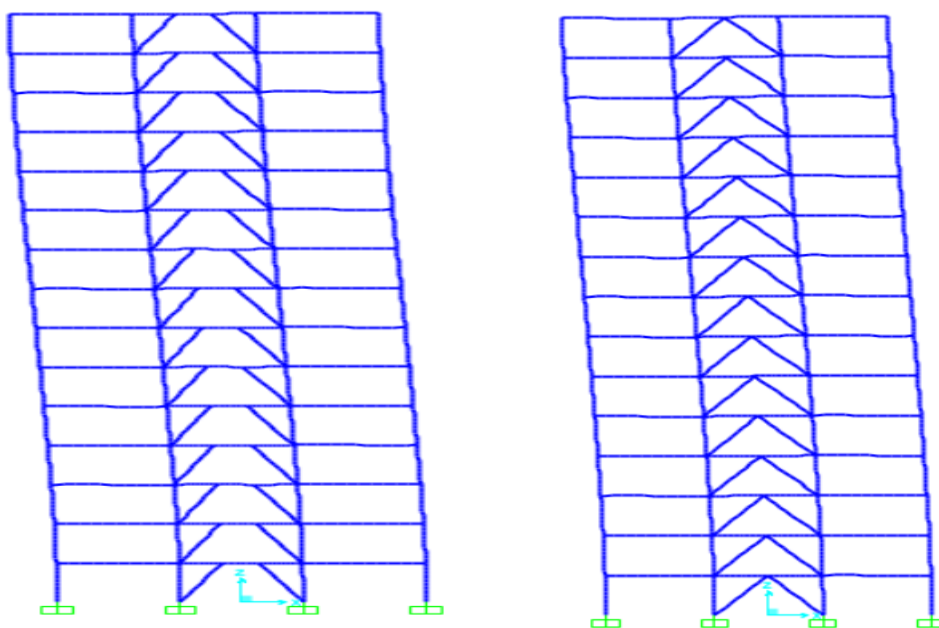
9ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-9ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



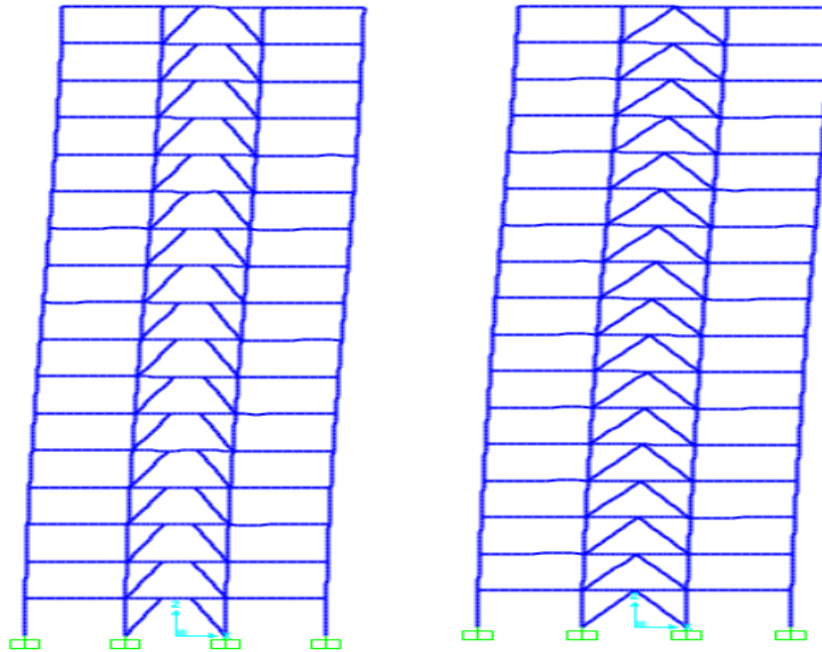
12ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-12ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



15ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-15ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



17ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-17ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



7.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

Η ΚΛΙΜΑΚΑ ΠΟΥ ΑΝΤΟΙΣΤΟΙΧΕΙ ΣΤΟ ΜΠΛΕ ΚΑΙ ΠΡΑΣΙΝΟ ΧΡΩΜΑ ΜΑΣ ΠΑΡΑΠΕΜΠΕΙ ΣΤΟ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ ΠΩΣ ΟΙ ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΤΩΝ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΕΠΑΡΚΟΥΝ

ΜΠΛΕ=ΥΠΕΡΑΝΤΟΧΗ

ΠΡΑΣΙΝΟ= ΠΟΛΥ ΜΕΓΑΛΗ ΑΝΤΟΧΗ

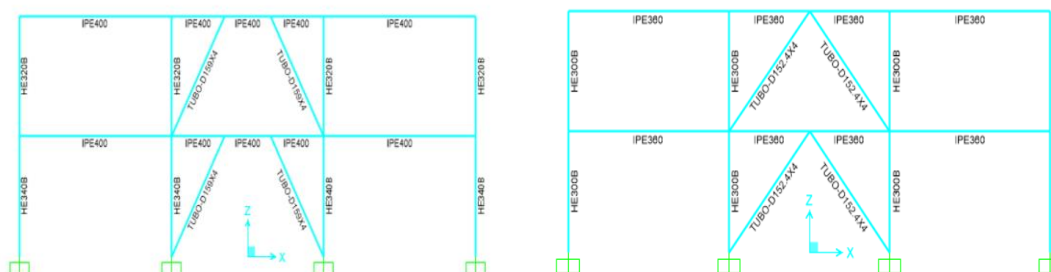
ΚΙΤΡΙΝΟ= ΜΕΤΡΙΑ ΑΝΤΟΧΗ

ΚΑΦΕ = ΠΟΛΥ ΜΙΚΡΗ ΑΝΤΟΧΗ

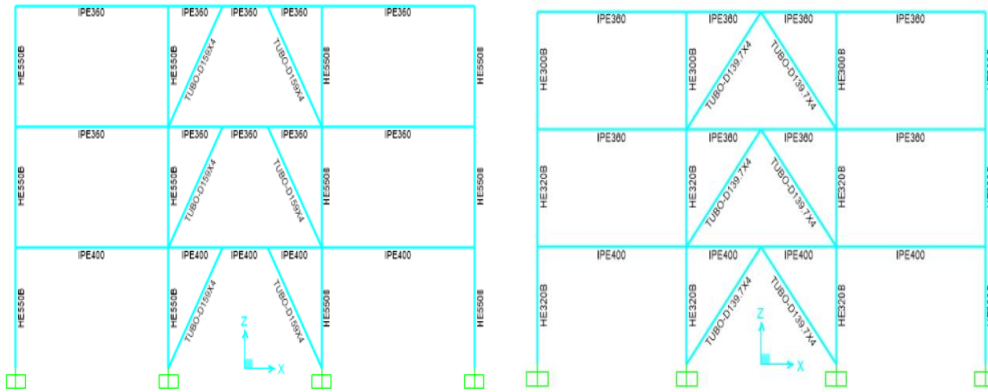
ΚΟΚΚΙΝΟ = ΔΕΝ ΕΠΑΡΚΕΙ



ΖΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-ΖΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



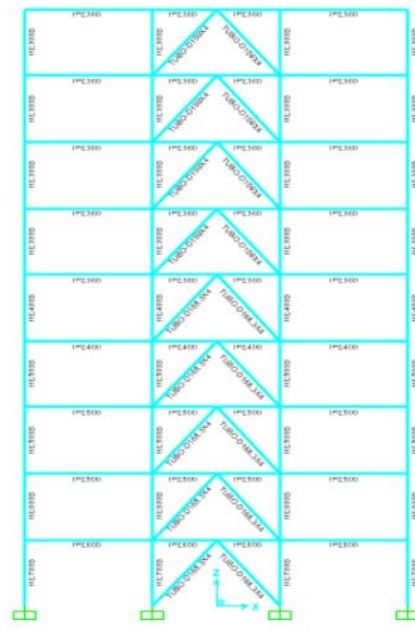
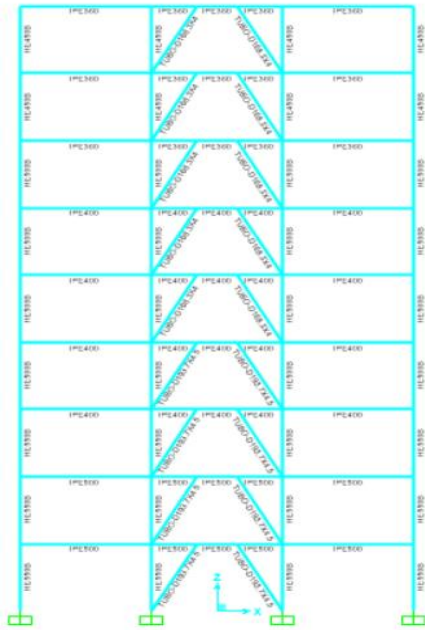
ΖΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-ΖΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



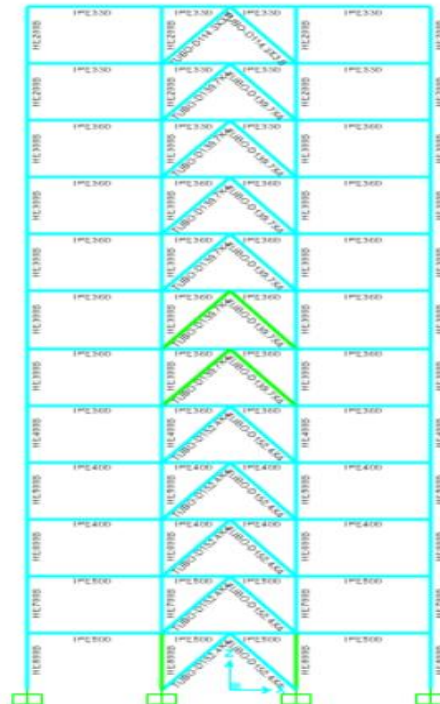
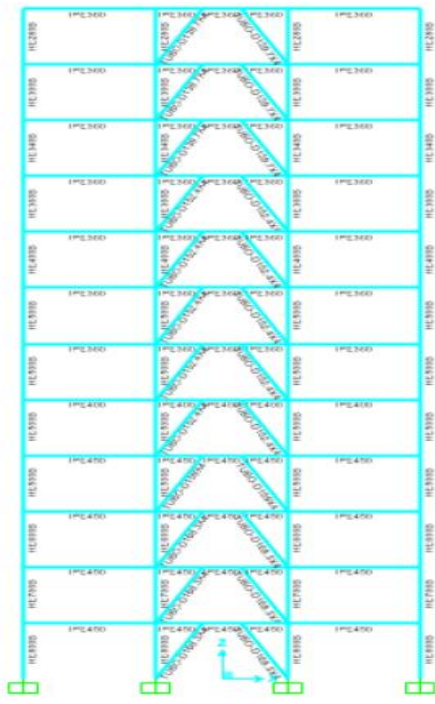
ΒΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-ΖΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



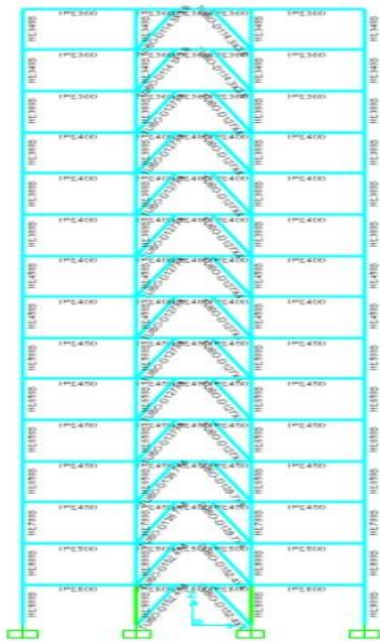
9ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-9ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



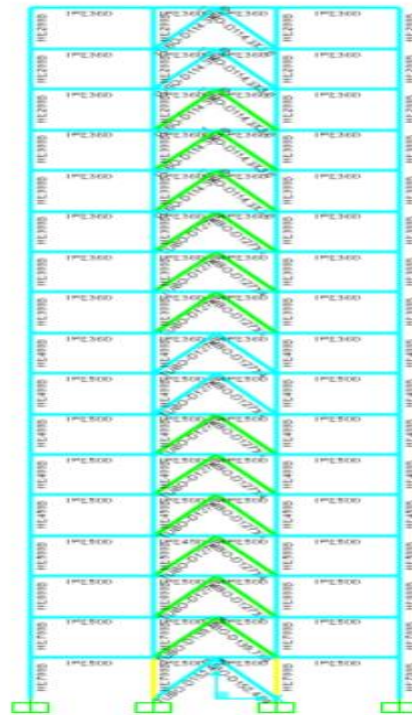
12ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-12ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



15ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-15ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

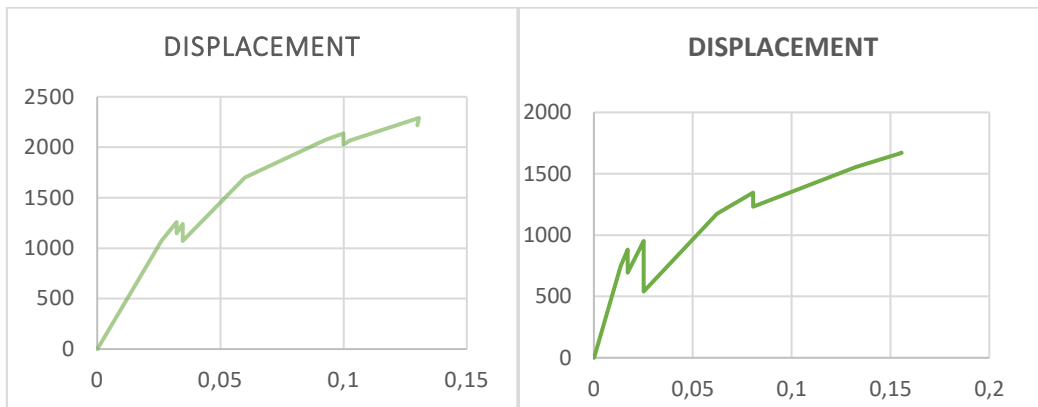


17ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-17ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

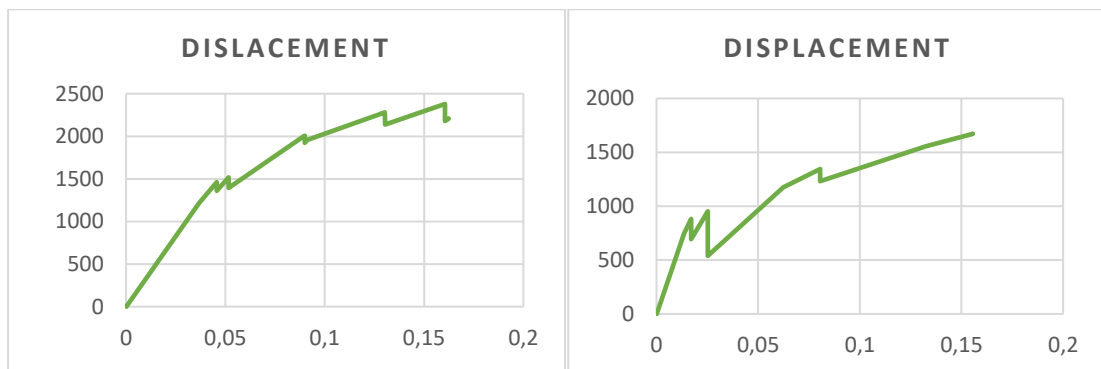


7.4 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ PUSH OVER

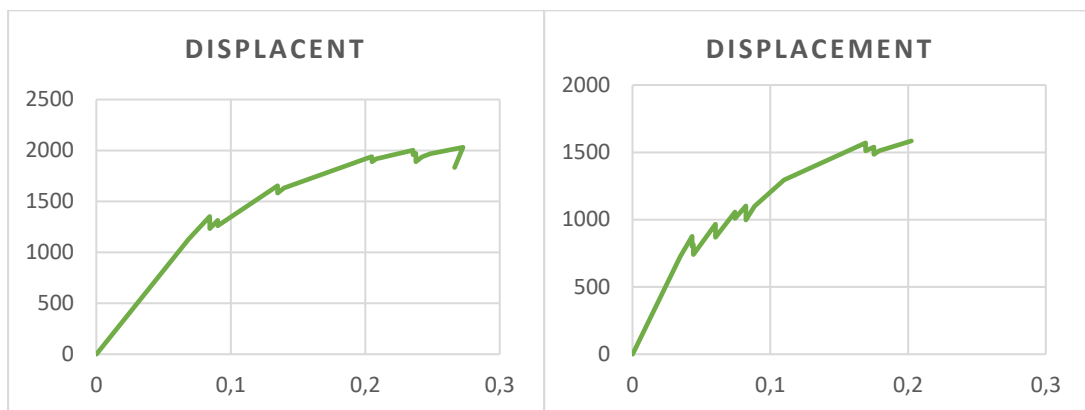
ΖΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-ΖΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



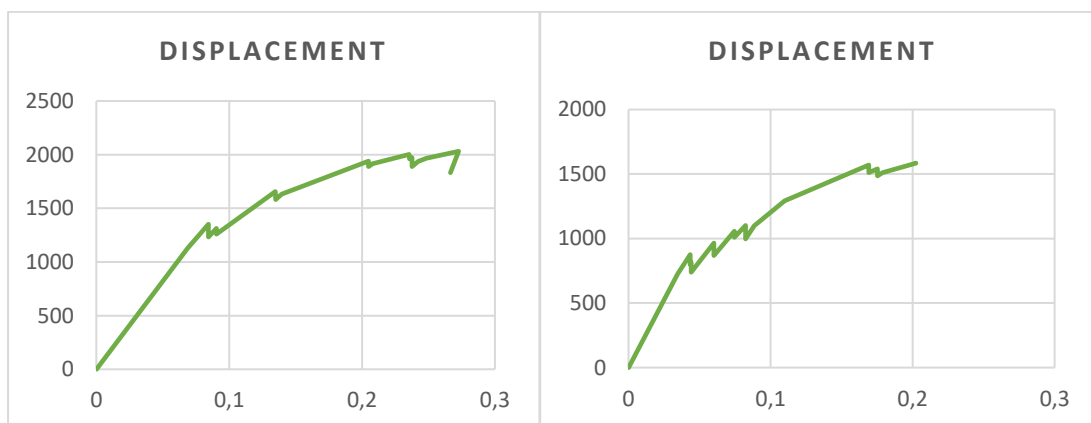
ΖΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-ΖΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



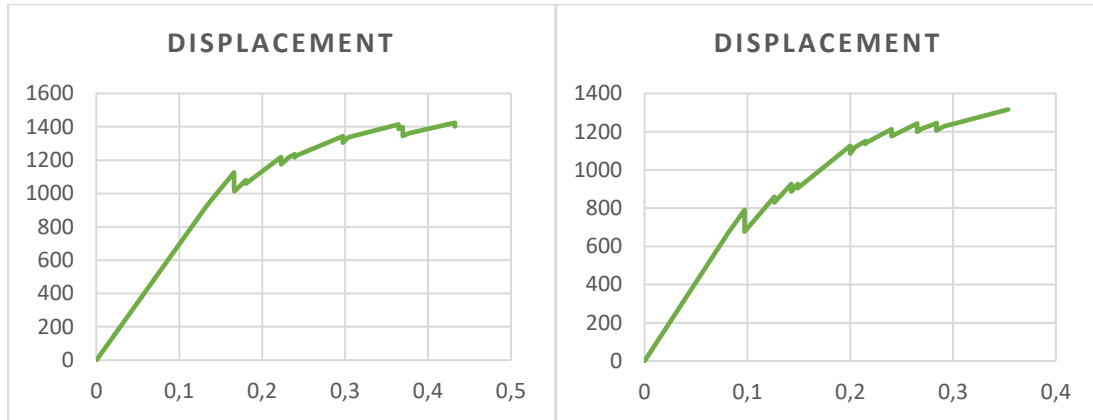
6ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-6ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



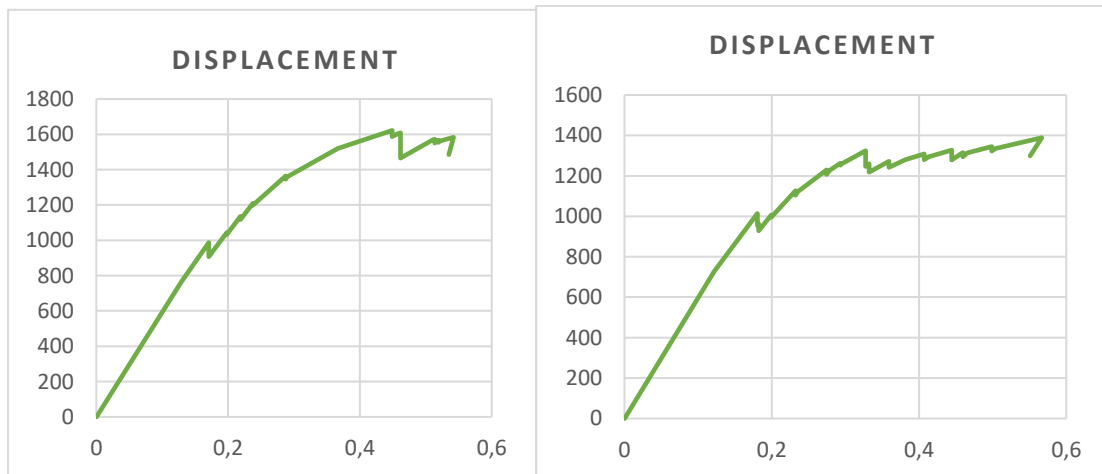
9ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-9ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



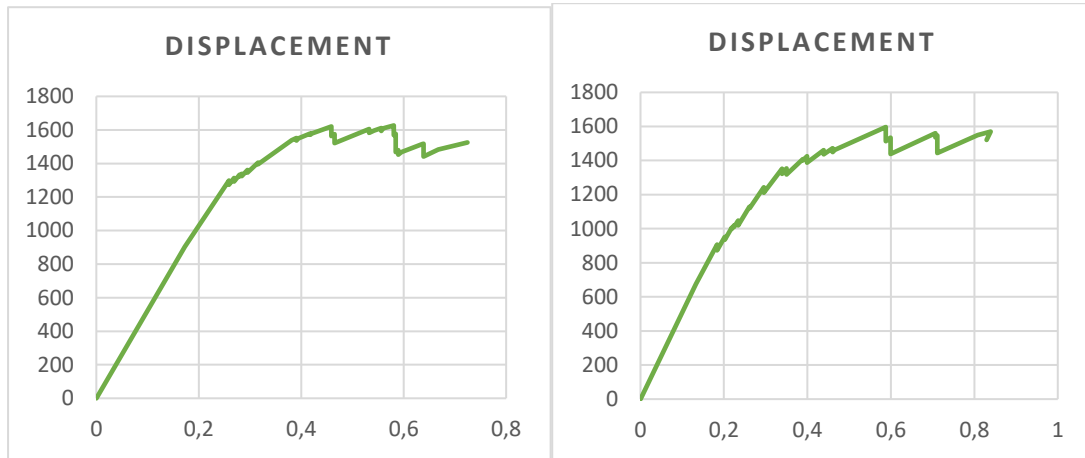
12ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-12ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



15ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-15ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



17ΟΡΟΦΟ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ-17ΟΡΟΦΟ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ



7.5 ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ

Στους παρακάτω πίνακες παρατίθενται οι διατομές των πλαισίων αρχικά με εκκεντρότητα και έπειτα χωρίς εκκεντρότητα καθώς και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι τους.

ΠΛΑΙΣΙΑ	ΟΡΟΦΟΙ	ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΜΕ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ T=(sec)
1	2	HE300B, IPE360, TUBO-D152,4X4 (1,2)	0,19591
2	3	HE320B, IPE400, TUBO-D152,4X4 (1) HE320B, IPE360, TUBO-D139,7X4 (2) HE300B, IPE360, TUBO-D139,7X4 (3)	0,28248
3	6	HE450B, IPE400, TUBO-D152,4X4 (1) HE400B, IPE400, TUBO-D152,4X4 (2,3) HE300B, IPE400, TUBO-D152,4X4 (4) HE280B, IPE360, TUBO-D139,7X4 (5,6)	0,52562
4	9	HE700B, IPE600, TUBO-D168,3X4 (1) HE600B, IPE500, TUBO-D168,3X4 (2) HE500B, IPE500, TUBO-D168,3X4 (3) HE500B, IPE400, TUBO-D168,3X4 (4) HE400B, IPE360, TUBO-D168,3X4 (5) HE300B, IPE360, TUBO-D159X4 (6,7) HE300B, IPE360, TUBO-D159X4 (8,9)	0,95492
5	12	HE800B, IPE500, TUBO-D152,4X4 (1) HE700B, IPE500, TUBO-D152,4X4 (2) HE600B, IPE400, TUBO-D152,4X4 (3) HE500B, IPE400, TUBO-D152,4X4 (4) HE400B, IPE360, TUBO-D152,4X4 (5) HE300B, IPE360, TUBO-D139,7X4 (6,7,8,9,10) HE200B, IPE330, TUBO-D139,7X4 (11) HE200B, IPE330, TUBO-D114,3X3 (12)	1,14867
6	15	HE900B, IPE500, TUBO-D139,7X4 (1) HE800B, IPE450, TUBO-D139,7X4 (2) HE700B, IPE400, TUBO-D139,7X4 (3,4) HE600B, IPE400, TUBO-D139,7X4 (5) HE500B, IPE400, TUBO-D139,7X4 (6) HE500B, IPE360, TUBO-D139,7X4 (7) HE400B, IPE360, TUBO-D139,7X4 (8) HE300B, IPE360, TUBO-D139,7X4 (9,10) HE280B, IPE360, TUBO-D133X4 (11) HE240B, IPE360, TUBO-D133X4 (12) HE200B, IPE360, TUBO-D114,3X3,6 (13,14,15)	1,16258
7	17	HE700B, IPE500, TUBO-D152,4X4 (1) HE700B, IPE500, TUBO-D139,7X4 (2) HE600B, IPE500, TUBO-D127X4 (3) HE500B, IPE500, TUBO-D127X4 (4) HE450B, IPE500, TUBO-D127X4 (5) HE400B, IPE500, TUBO-D127X4 (6,7,8) HE400B, IPE360, TUBO-D127X4 (9) HE300B, IPE360, TUBO-D127X4 (10,11,12) HE300B, IPE360, TUBO-D114,3X3,6 (13) HE300B, IPE360, TUBO-D114,3X3,6 (14) HE200B, IPE360, TUBO-D114,3X3,6 (15,16,17)	1,66739

ΠΛΑΙΣΙΑ	ΟΡΟΦΟΙ	ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΠΛΑΙΣΙΩΝ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ	ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ T=(sec)
1	2	HE340B, IPE400, TUBO-D159X4 (1) HE320B, IPE400, TUBO-D159X4 (2)	0,23364
2	3	HE550B, IPE400, TUBO-D159X4 (1) HE550B, IPE360, TUBO-D159X4 (2,3)	0,31053
3	6	HE550B, IPE400, TUBO-D168,3X4 (1,2,3,4) HE500B, IPE400, TUBO-D168,3X4 (5) HE500B, IPE360, TUBO-D168,3X4 (6)	0,5136
4	9	HE550B, IPE500, TUBO-D193,7X4,5 (1,2) HE550B, IPE400, TUBO-D193,7X4,5 (3) HE500B, IPE400, TUBO-D193,7X4,5 (4) HE500B, IPE400, TUBO-D168,3X4 (5,6) HE500B, IPE360, TUBO-D168,3X4 (7) HE450B, IPE360, TUBO-D168,3X4 (8,9)	0,87344
5	12	HE800B, IPE450, TUBO-D168,3X4 (1) HE700B, IPE450, TUBO-D168,3X4 (2) HE600B, IPE450, TUBO-D168,3X4 (3) HE500B, IPE450, TUBO-D159X4 (4) HE500B, IPE400, TUBO-D152,4X4 (5) HE500B, IPE360, TUBO152,4X4 (6,7) HE400B, IPE360, TUBO-D152,4X4 (8) HE360B, IPE360, TUBO-D152,4X4 (9) HE340B, IPE360, TUBO-D139,7X4 (10) HE300B, IPE360, TUBO-D139,7X4 (11) HE280B, IPE360, TUBO-D139,7X4 (12)	1,24982
6	15	HE900B, IPE600, TUBO-D152,4X4 (1) HE800B, IPE500, TUBO-D152,4X4 (2) HE700B, IPE450, TUBO-D139,7X4 (3) HE650B, IPE450, TUBO-D139,7X4 (4) HE650B, IPE450, TUBO-D127X4 (5,6) HE500B, IPE450, TUBO-D127X4 (7) HE450B, IPE400, TUBO-D127X4 (8,9) HE360B, IPE400, TUBO-D127X4 (10,11) HE360B, IPE400, TUBO-D127X4 (12) HE360B, IPE360, TUBO-D127X4 (13) HE340B, IPE360, TUBO-D114,3X3,6 (14,15)	1,49943
7	17	HE900B, IPE600, TUBO-D159X4 (1,2) HE800B, IPE550, TUBO-D159X4 (3) HE700B, IPE500, TUBO-D139,7X4 (4) HE650B, IPE450, TUBO-D139,7X4 (5,6) HE600B, IPE450, TUBO-D139,7X4 (7) HE600B, IPE400, TUBO-D139,7X4 (8) HE550B, IPE400, TUBO-D139,7X4 (9,10) HE450B, IPE400, TUBO-D133X4 (11) HE400B, IPE400, TUBO-D133X4 (12) HE360B, IPE400, TUBO-D133X4 (13) HE280B, IPE400, TUBO-D133X4 (14) HE220B, IPE400, TUBO-D133X4 (15) HE220B, IPE400, TUBO-D114,3X3,6 (16,17)	1,68091

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8ο: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Από τις παραπάνω αναλύσεις καταλήξαμε στην διεξαγωγή κάποιων συμπερασμάτων:

- 1) Οι διατομές των πλαισίων ακολουθούν ένα συγκεκριμένο μοτίβο. Πάντα ξεκινάμε με διατομές μεγαλύτερες και ανάλογα τον αριθμό των ορόφων καταλήγουμε σε διατομές μικρότερες και αυτό για να αποφύγουμε το επιπλέον βάρος που θα επηρέαζε αρνητικά την κατασκευή.
- 2) Η ιδιοπερίοδος κάθε πλαισίου είναι πάντα σχεδόν ίση με το υποδεκαπλάσιο κάθε ορόφου και αυτό συμβαίνει ανεξαρτήτως εκκεντρότητας ή όχι. Για παράδειγμα όπως βλέπουμε στους πίνακες διατομών το 2οροφο με εκκεντρότητα έχει ιδιοπερίοδο ίση με $T=0,19591$ sec και το 2όροφο χωρίς εκκεντρότητα $T=0,23364$ sec.
- 3) Παρατηρούμε επίσης πως η ιδιοπερίοδος T των πλαισίων χωρίς εκκεντρότητα είναι πάντα μεγαλύτερη από αυτή των πλαισίων με εκκεντρότητα.
- 4) Στις αναλύσεις που μας παρουσιάζουν την επάρκεια των διατομών καταλήγουμε στο συμπέρασμα πως στα πλαίσια με εκκεντρότητα το έκκεντρο τμήμα των δοκών αποσβένει την ενέργεια ενώ στα πλαίσια χωρίς εκκεντρότητα την ενέργεια αποσβένουν οι στηρίξεις.
- 5) Οι καμπύλες push over είναι ενδεικτικές του ύψους των πλαισίων βλέπουμε πως στα πλαίσια μικρότερων υψών οι καμπύλες είναι μικρότερης κλίσης από ότι στα πλαίσια που αντιστοιχούν σε μεγαλύτερα ύψη.
- 6) Η στοχευμένη μετακίνηση είναι ανάλογη του ύψους των πλαισίων, τα πολυόροφα πλαίσια έχουν μεγαλύτερη στοχευμένη μετακίνηση από αυτά που αντιστοιχούν σε μικρότερα ύψη.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1) FEMA 356 (2000). Federal emergency management agency: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Report No. FEMA-, 356.
- 2) SAP2000 (2010). Static and dynamic finite element analysis of structures- vers14.2.2. Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- 3) EN 1998-1 : 2004 (Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός)
- 4) 4)EN 1993-1-1 : 2005 (Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα)
- 5) Διδακτορική διατριβή κ. Νικόλαου Καλαπόδη με θέμα «Αντισεισμικός σχεδιασμός επίπεδων μεταλλικών διασυνδεδεμένων πλαισίων με χρήση τριών νέων μεθόδων».
- 6) Προσομοίωση κατασκευών σε προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή (εφαρμογές με το πρόγραμμα SAP2000), Εμμανουήλ Κίρτας, Γεώργιος Παναγόπουλος.
- 7) Μεταλλικές κατασκευές, Ανδρέας χρ. Γιαννόπουλος
- 8) Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων ,Αβραμίδης Ιωάννης, Αθανατοπούλου Ασημίνα, Μορφίδης Κωνσταντίνος.

