



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Σύγκριση Νέας με Υφιστάμενη Έκδοση του Ευρωκώδικα 8 για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό Μεταλλικών Κτιρίων

Μεταπτυχιακή Εργασία
Νίκος Παύλου

EMK ME 2022 13

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, Καθηγητής

Αθήνα, Οκτώβριος 2022



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Σύγκριση Νέας με Υφιστάμενη Έκδοση του Ευρωκώδικα 8 για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό Μεταλλικών Κτιρίων

Μεταπτυχιακή Εργασία

Νίκος Παύλου

EMK ΜΕ 2022 13

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, Καθηγητής

Αθήνα, Οκτώβριος 2022

Copyright © Νίκος Παύλου, 2022
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Nikos Pavlou, 2022
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this master thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Νίκος Παύλου (2022)

Σύγκριση Νέας με Υφιστάμενη Έκδοση του Ευρωκώδικα 8 για τον Αντισεισμικό Σχεδιασμό Μεταλλικών Κτιρίων

Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2022 13

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Nikos Pavlou (2022)

Master Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2022 13

Comparative Assessment of New with Existing Eurocode 8 Version for Earthquake Resistance of Steel Structures

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου και επιβλέποντα της μεταπτυχιακής μου εργασίας κ. Χάρη Γαντέ για την άριστη συνεργασία και τη βοήθεια που μου παρείχε κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της εργασίας μου. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω το Λέκτορα κ. Παύλο Θανόπουλο για τη βοήθεια που μου προσέφερε σχετικά με το προσομοίωμα του φορέα.

Η παρούσα εργασία είναι αφιερωμένη στη μητέρα μου Βάσω, η οποία υπήρξε πάντα ένα ανεκτίμητο στήριγμα για εμένα και της οφείλω όλη τη διαδρομή των σπουδών μου.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2022 13

**Σύγκριση Νέας με Υφιστάμενη Έκδοση του Ευρωκώδικα 8 για τον
Αντισεισμικό Σχεδιασμό Μεταλλικών Κτιρίων**

Νίκος Παύλου

Επιβλέπων: Χάρης Γαντές, Καθηγητής

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία αναδεικνύει και αξιολογεί τις διαφορές της νέας έκδοσης του Ευρωκώδικα 8 με την υπάρχουσα, όσον αφορά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών. Η νέα έκδοση του Ευρωκώδικα 8 που εξετάζεται, prEN1998:2022, βρίσκεται σε κατάσταση διαμόρφωσης και μένει να οριστικοποιηθεί καθώς και να προσαρτηθεί το εθνικό προσάρτημα. Κατά τη σύγκριση του μέρους 1-1 και 1-2 του Ευρωκώδικα 8 της νέας έκδοσης με την υπάρχουσα, διαπιστώθηκε ότι τα εντατικά μεγέθη λόγω σεισμού με τα οποία σχεδιάζεται ένα νέο κτίριο είναι πλέον δυσμενέστερα. Η αύξηση των εντατικών μεγεθών οφείλεται πρωτίστως στη μείωση του συντελεστή συμπεριφοράς q και δευτερευόντως στο διαφορετικό τρόπο υπολογισμού του φάσματος σχεδιασμού. Επιπλέον, ο νέος Ευρωκώδικας κατατάσσει τα εδάφη με πιο δυσμενή όρια από τον προγενέστερο.

Σε επίπεδο σχεδιασμού μελών, στο μέρος 1-2 του Ευρωκώδικα 8 διαφοροποιούνται οι δράσεις σχεδιασμού τους ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, τον τύπο του στατικού συστήματος και την κατηγορία του χάλυβα της μεταλλικής κατασκευής, καθώς εισάγονται ο συντελεστής σεισμικής δράσης Ω και οι συντελεστές υπεραντοχής ω_{rm} και κράτυνσης του υλικού στις κρίσιμες περιοχές ω_{sh} . Στο παράρτημα Ε και Η του Ευρωκώδικα 8 παρουσιάζονται οι έλεγχοι και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες των συνδέσεων δοκού υποστυλώματος, διαγώνιων μελών και θεμελίωσης των υποστυλωμάτων. Οι συνδέσεις διαχωρίζονται ανάλογα με το μέλος και τη χρονική σειρά στα οποία εμφανίζεται μηχανισμός.

Στο κεφάλαιο 4 επιλύεται ένα παράδειγμα του μαθήματος σιδηρών κατασκευών II με τη νέα έκδοση του Ευρωκώδικα 8 για να διαπιστωθεί κατά πόσο επαρκεί ένα κτίριο που έχει σχεδιαστεί με την προγενέστερη έκδοση του Ευρωκώδικα 8. Μη έχοντας γνώση του νέου εθνικού παραρτήματος που αφορά τη σεισμική επιτάχυνση θεωρήθηκαν παράμετροι τέτοιοι ώστε το φάσμα απόκρισης να είναι όμοιο με αυτό του παραδείγματος. Όμως, ο συντελεστής συμπεριφοράς q παρουσίασε μείωση με αποτέλεσμα τα εντατικά μεγέθη που σχεδιάζεται πλέον η κατασκευή να παρουσιάσουν αύξηση. Η αύξηση των μεγεθών αυτών σε συνδυασμό με τη διαφοροποίηση των ελέγχων των μελών έδειξε κυρίως ότι τα διαγώνια μέλη και οι δοκοί αστοχούσαν, ο έλεγχος της μέγιστης μετακίνησης των ορόφων δεν επαρκούσε και ότι οι συνδέσεις δοκού υποστυλώματος πρέπει να παραλάβουν μεγαλύτερη ροπή λόγω αύξησης της ικανοτικής αντοχής των δοκών.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES



MASTER THESIS
EMK ΔΕ 2022 13

Comparative Assessment of New with Existing Eurocode 8 Version for Earthquake Resistance of Steel Structures

Nikos Pavlou

Supervisor: Charis Gantes

ABSTRACT

The present work highlights and evaluates the differences between the new version of Eurocode 8 and the existing one, in regards to the seismic design of steel structures. The new version under consideration, prEN1998:2022, is currently being drafted in order to be finalized and added in the National Annex. The comparison of parts 1-1 and 1-2 between the current and the new version led to the conclusion that the design seismic loads are greater in the latter. That increase is mainly due to the reduction of the behavior factor q and, also, due to the different way of determining the design response spectrum. In addition to that, the soil classification of the new version is stricter compared to the existing version.

In part 1-2 of Eurocode 8, member design loads are affected by the ductility class, the structural type and the steel grade of the structure, due the introduction of the seismic action magnification factor Ω , the material overstrength factor ω_{rm} , and overstrength factor ω_{sh} accounting for hardening of the dissipative zones. Annex E and H of Eurocode 8 present the design criteria and the constructional details of beam to column, bracing and column to foundation connections. The connections are classified according to the type of member and the time order in which plastic hinges occur.

To evaluate whether a building designed with the existing version is still sufficient with the new version, on chapter 4 of this work, an example of the course Steel Structures II is solved using the new version to compare the outcome. As the seismic acceleration of the new National Annex has not been published yet, parameters were taken into consideration to secure that the response spectrum is similar to that of this example. Though, as per the requirements of the new version, the behaviour factor q decreased which led to an increase of the design loads of the structure. That increase in combination with the different classification of members in the new version resulted in the failure of the bracing members and the beams. Furthermore, story drifts exceeded the limits. Finally, the beam-to-column connections design moments were larger due to the increase of the beam capacity.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ	1
1.1	Εισαγωγή.....	1
2	ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΕΡΟΥΣ 1-1 EC8	3
2.1	Μέρος 1 EN1998:2004	3
2.1.1	Κατηγοριοποίηση Εδάφους	3
2.1.2	Φάσμα Απόκρισης.....	5
2.1.3	Φάσμα Σχεδιασμού	8
2.2	Μέρος 1-1 prEN1998:2022.....	8
2.2.1	Κατηγοριοποίηση Εδάφους	8
2.2.2	Φάσμα Απόκρισης.....	9
2.2.3	Φάσμα Σχεδιασμού	13
2.3	Σύγκριση φασμάτων απόκρισης.....	13
3	ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΕΡΟΥΣ 1-2 EC8	15
3.1	Μέρος 1 EN1998:2004	15
3.1.1	Συντελεστής Συμπεριφοράς q	15
3.1.2	Φαινόμενα 2 ^{ης} τάξης και Συντελεστής Υπεραντοχής	17
3.1.3	Υποστυλώματα και Δοκάρια	17
3.1.4	Συνδέσεις	18
3.1.5	Διαγώνια Μέλη	19
3.2	Μέρος 1-2 prEN1998:2022.....	21
3.2.1	Συντελεστής Συμπεριφοράς q	21
3.2.2	Συντελεστές Υπεραντοχής	26
3.2.3	Φαινόμενα 2 ^{ης} τάξεως.....	28
3.2.4	Σχεδιασμός Μελών.....	28
3.2.5	Αποκατάσταση Συνέχειας Υποστυλώματος.....	30
3.2.6	Υποστυλώματα και Δοκάρια	31
3.2.7	Συνδέσεις	32
3.2.8	Διαγώνια Μέλη	55
4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ.....	59
4.1	Περιγραφή Φορέα	59
4.2	Φορτία κατασκευής και φάσμα σχεδιασμού	61
4.3	Συνδυασμοί φορτίσεων και εντατικά μεγέθη	64
4.4	Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων.....	66
4.5	Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών.....	67
4.6	Έλεγχος σύνδεσης διαγώνιων	71
4.7	Έλεγχος πλαισίου ροπήs.....	73

4.8 Έλεγχος δοκών	76
4.9 Έλεγχος κόμβων	80
4.10 Έλεγχος υποστυλωμάτων	81
4.11 Έλεγχος συνδέσεων.....	88
5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	89
6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	91

1 ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΕΣ

1.1 Εισαγωγή

Οι Ευρωκώδικες είναι ένα σύμπλεγμα κανονισμών για τον σχεδιασμό έργων πολιτικού μηχανικού που συντάχθηκαν από την CEN (Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης) στο πλαίσιο της οδηγίας 89/106/ΕΟΚ. Σήμερα υπάρχουν δέκα Ευρωκώδικες, τέσσερις εκ των οποίων είναι γενικής φύσεως και οι υπόλοιποι έξι αναφέρονται στα επιμέρους υλικά κατασκευής των φορέων. Οι Ευρωκώδικες βασίζονται στις έννοιες των οριακών καταστάσεων, των συντελεστών ασφαλείας και των κανόνων εφαρμογής. Ιδιαίτερη μνεία πρέπει να γίνει στο ότι οι Ευρωκώδικες σε αρκετές περιπτώσεις επιτρέπουν σε κάθε χώρα της Ευρωπαϊκής Ένωσης να επιλέξει ορισμένες παραμέτρους, εκδίδοντας τα Εθνικά Προσαρτήματα.

Ο Ευρωκώδικας 0 δημιουργήθηκε το 1990 και αποτελεί τη βάση όλων των Ευρωκωδίκων, επεξηγεί τη λογική τους και η γνώση του αποτελεί προϋπόθεση για να είναι δυνατή η μελέτη οποιουδήποτε άλλου Ευρωκώδικα. Ειδικότερα, περιγράφει τις αρχές και τις προϋποθέσεις για την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την ανθεκτικότητα των φορέων και βασίζεται στην αρχή των οριακών καταστάσεων με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών. Στον ακόλουθο Πίνακα 1.1 αναφέρονται οι υπόλοιποι Ευρωκώδικες.

Ευρωκώδικας	Έτος Σύνταξης	Πραγματούεται
EC1	1991	Τις δράσεις σχεδιασμού των κατασκευών
EC2	1992	Τον σχεδιασμό κατασκευών από σκυρόδεμα
EC3	1993	Τον σχεδιασμό των μεταλλικών κατασκευών
EC4	1994	Τον σχεδιασμό των σύμμεικτων κατασκευών
EC5	1995	Τον σχεδιασμό των ξύλινων κατασκευών
EC6	1996	Τον σχεδιασμό από τοιχοποιία
EC7	1997	Τον γεωτεχνικό σχεδιασμό
EC8	1998	Τον αντισεισμικό σχεδιασμό
EC9	1999	Τον σχεδιασμό κατασκευών από αλουμίνιο

Πίνακας 1.1: Διάκριση Ευρωκωδίκων

Ειδικότερα ο αντισεισμικός σχεδιασμός φορέων, στον οποίο επικεντρώνεται η παρούσα εργασία διακρίνεται στα ακόλουθα μέρη σύμφωνα με τον Πίνακα 1.2. Το μέρος 1 του συγκεκριμένου Ευρωκώδικα δίνει τις γενικές απαιτήσεις σεισμικής συμπεριφοράς και τους κανόνες καθορισμού της σεισμικής δράσης για το σχεδιασμό οποιουδήποτε τύπου έργου. Κυρίως όμως δίνει κριτήρια συμμόρφωσης και ειδικούς κανόνες για κτίρια από ωπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα, φέρουσα τοιχοποιία, ξύλο, σύμμικτα κτίρια και κτίρια με σεισμική μόνωση. Οι κανόνες και οι διατάξεις του μέρους 1 του EC8 ισχύουν κατ' αναλογία και για μη κτιριακά έργα που καλύπτονται στα μέρη 2 έως 6, όπου τα συγκεκριμένα κεφάλαια δεν ορίζουν διαφορετικά τον τύπο του κάθε έργου. Τα κεφάλαια του μέρους 1 του Ευρωκώδικα 8 παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.3.

Μέρος EC8	Τίτλος
EN1998-1	Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις, κανόνες για κτίρια
EN1998-2	Γέφυρες
EN1998-3	Αποτίμηση και ενίσχυση κτιρίων
EN1998-4	Σιλό, δεξαμενές, αγωγοί
EN1998-5	Θεμελιώσεις, αντιστηρίξεις, γεωτεχνικά θέματα
EN1998-6	Πύργοι, ιστοί, καπνοδόχοι

Πίνακας 1.2: Μέρη EC8

Κεφάλαιο	
1	Γενικά
2	Απαιτήσεις Συμπεριφοράς και Κριτήρια Συμμόρφωσης
3	Εδαφικές Συνθήκες και Σεισμικές Δράσεις
4	Σχεδιασμός Κτιρίων
5	Ειδικό Κανόνες για Κτίρια Σκυροδέματος
6	Ειδικό Κανόνες για Μεταλλικές Κατασκευές
7	Ειδικό Κανόνες για Σύμμικτες Κατασκευές
8	Ειδικό Κανόνες για Ξύλινες Κατασκευές
9	Ειδικό Κανόνες για Κατασκευές από Φέρουσα Τοιχοποιία
10	Σεισμική Μόνωση

Πίνακας 1.3: Κεφάλαια του Ευρωκώδικα 8-1

2 ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΕΡΟΥΣ 1-1 EC8

2.1 Μέρος 1 EN1998:2004

2.1.1 Κατηγοριοποίηση Εδάφους

Ο EN1998-1:2004 ταξινομεί τα εδάφη σε πέντε κατηγορίες A, B, C, D, E ανάλογα με τη στρωματογραφία, την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων $v_{s,30}$, την τιμή N_{SPT} (πλήθος κρούσεων σε πρότυπη διείσδυση 30cm) και την τιμή της διατμητικής αντοχής αδιατάραχτου αστράγγιστου εδάφους C_u . Η ταχύτητα $v_{s,30}$ αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m εδάφους και υπολογίζεται από την Εξίσωση 2.1.

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad \text{Εξ. (2.1)}$$

όπου:

h_i είναι το πάχος στρώματος του εδάφους (m),

v_i είναι η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων του στρώματος i και

N είναι το πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30m εδάφους

Κατάταξη Εδαφών				
Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή Στρωματογραφίας	$V_{s,30}$	N_{SPT}	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, χαλικιών, 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, χαλικιών 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 vs κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800\text{m/s}$			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10m 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			

Πίνακας 2.1: Κατηγοριοποίηση εδάφους σύμφωνα με τον EN1998-1:2004

2.1.2 Φάσμα Απόκρισης

Η ελαστική επιτάχυνση της *οριζόντιας συνιστώσας* της σεισμικής φόρτισης σε κάθε περιοχή του φάσματος σύμφωνα με τον EN1998-1:2004 υπολογίζεται από τις Εξισώσεις 2.2:

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

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad \text{Εξ.(2.2)}$$

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου:

$$\alpha_g \text{ είναι η επιτάχυνση του εδάφους με, } \alpha_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad \text{Εξ.(2.3)}$$

S είναι ο συντελεστής εδάφους,

η είναι ο συντελεστής απόσβεσης, για $\xi=5\%$ $\eta=1$, ενώ σε διαφορετική περίπτωση η τιμή του συντελεστή απόσβεσης υπολογίζεται από την Εξίσωση 2.4:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55 \quad \text{Εξ.(2.4)}$$

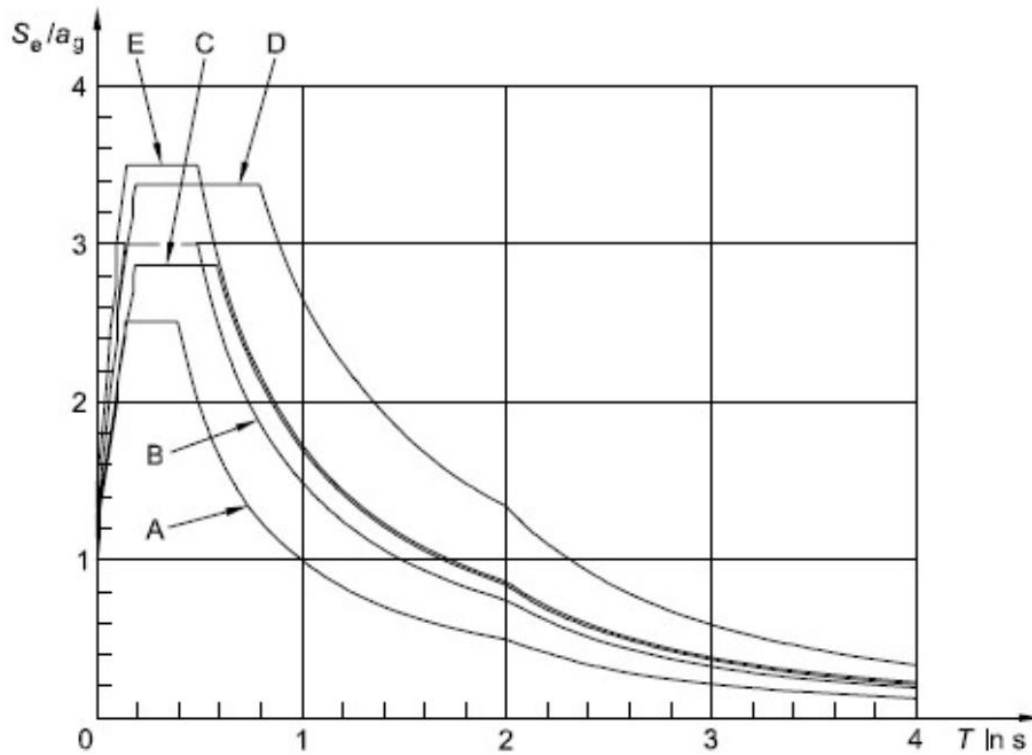
Ο Ευρωκώδικας προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τον τύπο 1 και τον τύπο 2, για τους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τις χαρακτηριστικές περιόδους T_B, T_C και T_D καθώς και του συντελεστή εδάφους. Το φάσμα σχεδιασμού τύπου 1 εφαρμόζεται για σεισμούς μεγαλύτερους των 5,5 βαθμών της κλίμακας ρίχτερ, ενώ το φάσμα σχεδιασμού τύπου 2 για σεισμούς μικρότερους των 5,5 βαθμών της κλίμακας ρίχτερ. Με βάση το εθνικό προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται το φάσμα τύπου 1.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Συντελεστής Σπουδαιότητας
I (μικρή σπουδαιότητα)	0,8
II (συνήθης σπουδαιότητα)	1
III (μεγάλη σπουδαιότητα)	1,2
IV (πολύ μεγάλη σπουδαιότητα)	1,4

Πίνακας 2.2: Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γ_I κατά EN1998-1:2004

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1,00	0,15	0,40	2,50
B	1,20	0,15	0,50	2,50
C	1,15	0,20	0,60	2,50
D	1,35	0,20	0,80	2,50
E	1,40	0,15	0,50	2,50

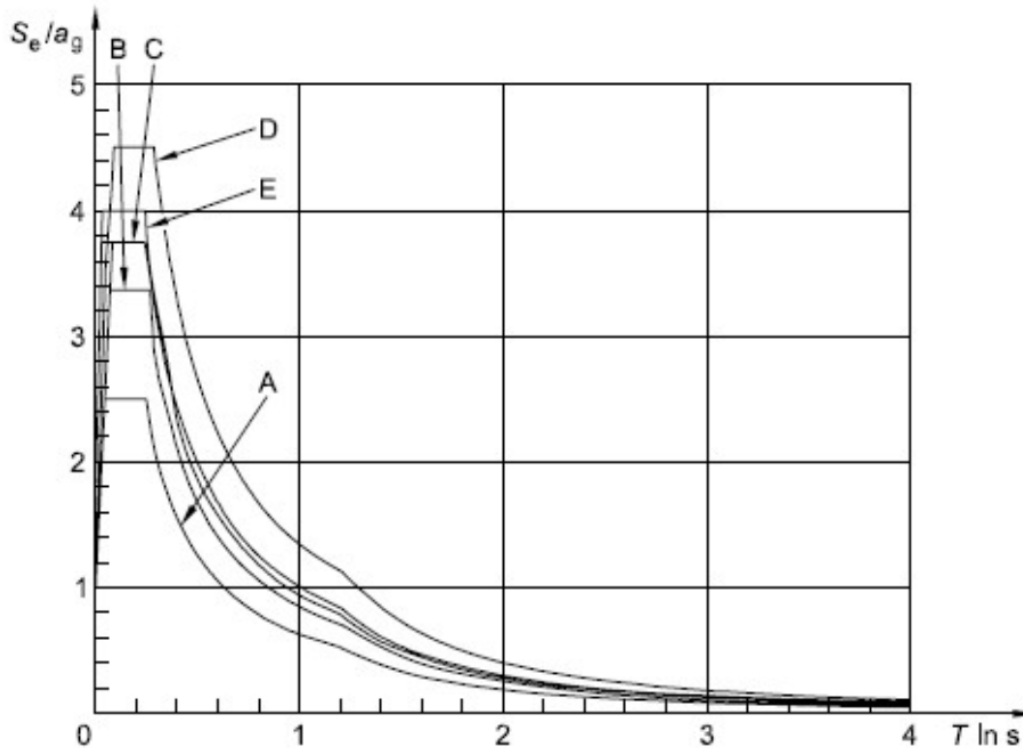
Πίνακας 2.3: Παράμετροι προσδιορισμού φάσματος απόκρισης τύπου 1



Εικόνα 2.1: Γενική μορφή του φάσματος απόκρισης τύπου 1 για απόσβεση 5% σύμφωνα με τον EN1998-1:2004

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1,00	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,50	0,10	0,25	1,2
D	1,80	0,10	0,30	1,2
E	1,60	0,05	0,25	1,2

Πίνακας 2.4: Παράμετροι προσδιορισμού φάσματος απόκρισης τύπου 2



Εικόνα 2.2: Γενική μορφή του φάσματος απόκρισης τύπου 2 για απόσβεση 5% σύμφωνα με τον EN1998-1:2004

Η ελαστική επιτάχυνση της *κατακόρυφης συνιστώσας* της σεισμικής φόρτισης σε κάθε περιοχή του φάσματος, σύμφωνα με τον EN1998-1:2004, υπολογίζεται από τις Εξισώσεις 2.5:

$$\begin{aligned}
 S_{ve}(T) &= \alpha_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] && \text{για } 0 \leq T \leq T_B \\
 S_{ve}(T) &= \alpha_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 && \text{για } T_B \leq T \leq T_C \\
 S_{ve}(T) &= \alpha_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \frac{T_C}{T} && \text{για } T_C \leq T \leq T_D \\
 S_{ve}(T) &= \alpha_{vg} \cdot \eta \cdot 3,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}
 \end{aligned}
 \tag{2.5}$$

όπου:

α_{vg} είναι κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης του εδάφους

Φάσμα	α_{vg}/α_g	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
Τύπου 1	0,90	0,05	0,15	1,00
Τύπου 2	0,45	0,05	0,15	1,00

Πίνακας 2.5: Τιμές κατακόρυφης συνιστώσας επιτάχυνσης εδάφους και χαρακτηριστικών περιόδων

Για κατασκευές που βρίσκονται σε άκρες πρανών και κορυφών λόφων ύψους μεγαλύτερου των 30m χρειάζεται να πραγματοποιηθεί τοπογραφική ενίσχυση μέσω του συντελεστή μεγέθυνσης S_T . Η ενίσχυση αυτή επιτυγχάνεται με τον πολλαπλασιασμό των φασματικών τιμών με τον συγκεκριμένο συντελεστή. Ο συντελεστής S_T προσδιορίζεται από τον Πίνακα 2.6 του Παραρτήματος Α του Τμήματος 5 του EN1998-1:2004.

A/A	Περιγραφή	Μέση κλίση	S _T
1	Μεμονωμένοι λόφοι	i < 15° i > 15°	1,00 ≥ 1,20
2	Κορυφογραμμές με πλάτος στέψης σημαντικά μικρότερο από το πλάτος στέψης	i < 15° 15° < i < 30° i > 30°	1,00 ≥ 1,20 ≥ 1,40
3	Περίπτωση 1 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	i < 15° i > 15°	1,00 ≥ 1,44
4	Περίπτωση 2 και παρουσία χαλαρής επιφανειακής στρώσης	i < 15° 15° < i < 30° i > 30°	≥ 1,00 ≥ 1,44 ≥ 1,68

Πίνακας 2.6: Τιμές συντελεστή S_T για θέσεις κοντά σε άκρο πρανούς

2.1.3 Φάσμα Σχεδιασμού

Όταν η κατασκευή σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού, δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση, αλλά πραγματοποιείται ελαστική ανάλυση με βάση το μειωμένο φάσμα σχεδιασμού. Η συγκεκριμένη μείωση επιτυγχάνεται με τη διαίρεση των τιμών του ελαστικού φάσματος με τον συντελεστή συμπεριφοράς q. Για την οριζόντια συνιστώσα σεισμικής φόρτισης, οι σχέσεις που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού S_d(T) σε κάθε περιοχή του φάσματος δίνονται από τις Εξισώσεις 2.6:

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad \text{Εξ. (2.6)}$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

2.2 Μέρος 1-1 prEN1998:2022

2.2.1 Κατηγοριοποίηση Εδάφους

Στο μέρος 1-1 prEN1998:2022 κατατάσσονται τα εδάφη σε έξι κατηγορίες A, B, C, D, E, F ανάλογα με τη στρωματογραφία και την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων v_{s,H}. Η ταχύτητα v_{s,H} αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων και υπολογίζεται από την Εξίσωση 2.7.

$$v_{s,H} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad \text{όπου} \quad \text{Εξ. (2.7)}$$

h_i = πάχος στρώματος εδάφους (m)

v_i = ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στρώματος i

N = πλήθος στρωμάτων στα ανώτερα 30m εδάφους

H = 30 εάν H₈₀₀ ≥ 30m (η v_{s,H} γίνεται ίδια με την v_{s,30})

H = H₈₀₀ εάν H₈₀₀ < 30m,

με H₈₀₀ να είναι το βάθος του εδάφους όπου η v_s ≥ 800m/s

Σε περίπτωση που το έδαφος είναι βραχώδες H₈₀₀ = 0 τότε το έδαφος κατηγοριοποιείται ως A.

	Κατηγορία Εδάφους	Σκληρά	Μεσαία Σκληρότητας	Μαλακά
Κατηγορία βάθους	Εύρος H_{800} \ Εύρος $v_{s,H}$	$400\text{m/s} \leq v_{s,H} < 800\text{ m/s}$	$250\text{m/s} \leq v_{s,H} < 400\text{ m/s}$	$150\text{m/s} \leq v_{s,H} < 250\text{ m/s}$
Πολύ ρηχή	$H_{800} \leq 5\text{m}$	A	A	E
Ρηχή	$5\text{m} < H_{800} \leq 30\text{m}$	B	E	E
Μέση	$30\text{m} < H_{800} \leq 100\text{m}$	B	C	D
Βαθιά	$H_{800} > 100\text{m}$	B	F	F

Πίνακας 2.7: Κατηγοριοποίηση εδάφους σύμφωνα με τον prEN1998-1-1:2022

2.2.2 Φάσμα Απόκρισης

Σύμφωνα με τον prEN1998-1-1:2022 η ελαστική επιτάχυνση της *οριζόντιας συνιστώσας* της σεισμικής φόρτισης σε κάθε περιοχή του φάσματος υπολογίζεται από τις Εξισώσεις 2.8.

$$S_e(T) = \frac{S_a}{F_a} \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_A$$

$$S_e(T) = \frac{S_a}{T_B - T_A} \cdot [\eta \cdot (T_B \cdot T_A) + \frac{T_B - T}{F_a}] \quad \text{για } T_A \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = \eta \cdot S_a \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad \text{Εξ. (2.8)}$$

$$S_e(T) = \eta \cdot \frac{S_B \cdot T_B}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = \eta \cdot T_D \cdot \frac{S_B \cdot T_B}{T^2} \quad \text{για } T \geq T_D$$

όπου,

S_a είναι η μέγιστη επιτάχυνση του φάσματος απόκρισης (για 5% απόσβεση), που αντιστοιχεί στο πλατό του φάσματος και S_B είναι η επιτάχυνση του φάσματος απόκρισης που αντιστοιχεί στην περίοδο T_B και δίνονται από την Εξίσωση 2.9 και την Εξίσωση 2.10 αντίστοιχα.

$$S_a = F_T \cdot F_a \cdot S_{a,RP} \quad \text{Εξ. (2.9)}$$

$$S_B = F_T \cdot F_B \cdot S_{B,RP} \quad \text{Εξ. (2.10)}$$

$$T_B = 1 \text{ sec,}$$

F_a είναι ο λόγος S_a με την αναμενόμενη επιτάχυνση του φάσματος απόκρισης για T_A ,

$$T_C = \frac{S_B \cdot T_B}{S_a},$$

$$T_B = \frac{T_C}{\chi} \text{ εάν } 0,05\text{s} \leq \frac{T_C}{\chi} \leq 0,10\text{s}$$

$$T_B = 0,05 \text{ εάν } \frac{T_C}{\chi} < 0,10\text{s}$$

$$T_B = 0,10 \text{ εάν } \frac{T_C}{\chi} > 0,10\text{s}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{(10 + \frac{T_C \cdot (\xi - 5)}{T_C + 30 \cdot (T - T_A)})}{(5 + \xi)}} \quad \text{είναι ο συντελεστής απόσβεσης με } \eta = 1 \text{ για } \xi = 5\% \quad \text{Εξ. (2.11)}$$

T_A (s)	χ	F_a	T_D (s)
0,02	4	2,5	2 εάν $S_{B,RP} \leq 1 \text{ m/s}^2$ 1+ $S_{B,RP}$ εάν $S_{B,RP} > 1 \text{ m/s}^2$

Πίνακας 2.8: Τιμές παραμέτρων φάσματος απόκρισης

όπου,

$$S_{a,RP} = \gamma_{Ls,cc} \cdot S_{a,ref} \quad \text{Εξ. (2.12)}$$

$$S_{\beta,RP} = \gamma_{Ls,cc} \cdot S_{\beta,ref} \quad \text{Εξ. (2.13)}$$

$$S_{\beta,ref} = f_h \cdot S_{a,ref} \quad \text{Εξ. (2.14)}$$

$f_h = 0,2$ για χαμηλά και πολύ χαμηλά σεισμικά επίπεδα

$f_h = 0,3$ για μεσαία σεισμικά επίπεδα

$f_h = 0,4$ για υψηλά σεισμικά επίπεδα

$$S_{a,475} = S_{a,ref} \cdot \left(\frac{475}{T_{ref}}\right)^{1/k}, \quad k = 3 \text{ και } T_{ref} \text{ η περίοδος επαναφοράς}$$

Επίπεδο Σεισμικότητας	$S_{a,475}$ (m/s ²)
Πολύ Χαμηλό	< 1,0
Χαμηλό	1,0 – 2,5
Μεσαίο	2,5 – 5,0
Υψηλό	> 5,0

Πίνακας 2.9: Τιμές μέγιστης επιτάχυνσης φάσματος για σεισμό με περίοδο επαναφοράς τα 475 χρόνια $S_{a,475}$

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Κατηγορία Σπουδαιότητας			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
NC	1,2	1,5	1,8	2,2
SD	0,8	1,0	1,2	1,5
DL	0,4	0,5	0,5	0,6

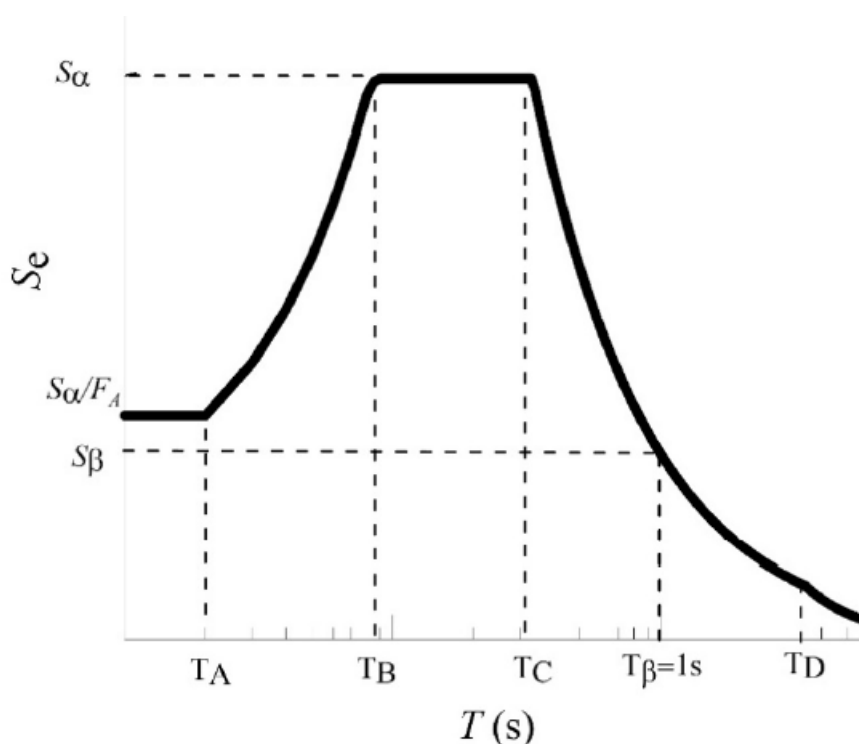
Πίνακας 2.10: Τιμές συντελεστή $\gamma_{Ls,cc}$

Η κατηγορία σπουδαιότητας, εξαρτάται από τη χρήση του κάθε κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα:

- CC1 αφορά κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα κ.α.
- CC2 αφορά συνήθη κτίρια, όπως κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά κτίρια κ.α.
- CC3-a αφορά κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης σπουδαιότητας από πλευράς συνεπειών σε περίπτωση κατάρρευσης, όπως σχολεία, χώροι συνάθροισης κοινού, πολιτισμικά ιδρύματα κ.α.
- CC3-b αφορά κτίρια ζωτικής σημασίας, για την πολιτική προστασία και τον εξοπλισμό τους, όπως νοσοκομεία, πυροσβεστικούς σταθμούς κ.α.

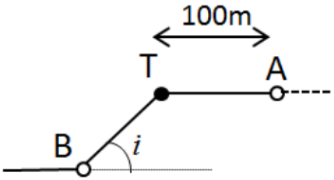
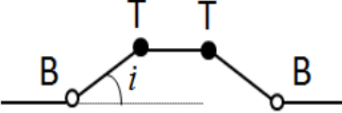
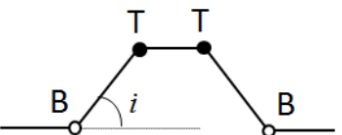
Κατηγορία Εδάφους	F_α		F_β	
	H_{800} και $v_{s,H}$ διαθέσιμα	Σταθερή τιμή	H_{800} και $v_{s,H}$ διαθέσιμα	Σταθερή τιμή
A	1,0	1,0	1,0	1,0
B	$(\frac{v_{s,H}}{800})^{-0,40 \cdot r_\alpha}$	$1,3 \cdot (1 - 0,1 \cdot S_{\alpha,RP}/g)$	$(\frac{v_{s,H}}{800})^{-0,70 \cdot r_\beta}$	$1,6 \cdot (1 - 0,2 \cdot S_{\beta,RP}/g)$
C		$1,6 \cdot (1 - 0,2 \cdot S_{\alpha,RP}/g)$		$2,3 \cdot (1 - 0,3 \cdot S_{\beta,RP}/g)$
D		$1,8 \cdot (1 - 0,3 \cdot S_{\alpha,RP}/g)$		$3,2 \cdot (1 - S_{\beta,RP}/g)$
E	$(\frac{v_{s,H}}{800})^{-0,40 \cdot r_\alpha} \cdot \frac{H}{30} \cdot (4 - \frac{H}{10})$	$2,2 \cdot (1 - 0,5 \cdot S_{\alpha,RP}/g)$	$(\frac{v_{s,H}}{800})^{-0,70 \cdot r_\beta} \cdot \frac{H}{30}$	$3,2 \cdot (1 - S_{\beta,RP}/g)$
F	$1,25 \cdot (\frac{v_{s,H}}{800})^{0,40 \cdot r_\alpha}$	$1,7 \cdot (1 - 0,3 \cdot S_{\alpha,RP}/g)$	$1,25 \cdot (\frac{v_{s,H}}{800})^{-0,70 \cdot r_\beta}$	$4,0 \cdot (1 - S_{\beta,RP}/g)$
$r_\alpha = 1 - \frac{S_{\alpha,RP}/g}{v_{s,H}/150}$, $r_\beta = 1 - \frac{S_{\beta,RP}/g}{v_{s,H}/150}$				

Πίνακας 2.11: Συντελεστές εδάφους



Εικόνα 2.3: Γενική μορφή του φάσματος απόκρισης σύμφωνα με τον prEN1998-1-1:2022

Για κατασκευές που βρίσκονται σε άκρες πρανών και κορυφών λόφων ύψους μεγαλύτερου των 30m χρειάζεται να πραγματοποιηθεί τοπογραφική ενίσχυση μέσω του συντελεστή μεγέθυνσης F_T . Η ενίσχυση αυτή επιτυγχάνεται με τον πολλαπλασιασμό των φασματικών τιμών με τον συγκεκριμένο συντελεστή. Ο συντελεστής F_T προσδιορίζεται από τον ακόλουθο πίνακα του prEN1998-1-1:2022. Για θέσεις μεταξύ της βάσης και της κορυφής, μπορεί να θεωρηθεί γραμμική μείωση του συντελεστή F_T από το σημείο T προς τα σημεία βάσης A (βρίσκεται σε απόσταση 100m από το σημείο T) και B.

Περιγραφή Θέσης	F_T	Απλοποιημένο Σκίτσο
Επίπεδες επιφάνειες, πρηνή και μεμονωμένοι λόφοι με γωνία κλίσης $i < 15^\circ$ ή ύψους $< 30\text{m}$	1,0	
Πρηνή με μέση κλίση $i > 15^\circ$	1,2	
Κορυφογραμμές με πλάτος στέψης σημαντικά μικρότερο από το πλάτος βάσης και μέση κλίση $15^\circ < i < 30^\circ$	1,2	
Κορυφογραμμές με πλάτος στέψης σημαντικά μικρότερο από το πλάτος βάσης και μέση κλίση $i > 30^\circ$	1,4	

Πίνακας 2.12: Τιμές συντελεστή F_T για θέσεις κοντά σε άκρο πρηνούς

Στον prEN1998-1-1:2022 ανάλογα με τη σταθερά $S_{\beta,RP}$, την κατηγορία του εδάφους και τη χρονική διάρκεια του ισχυρού τμήματος της εδαφικής επιτάχυνσης D_R , προσδιορίζονται οι βαθμοί της κλίμακας ρίχτερ M_w , σύμφωνα με τον Πίνακα 2.13. Η χρονική διάρκεια D_R είναι ίδια με τη χρονική διάρκεια του ελαστικού τμήματος του φάσματος. Οι τιμές του Πίνακα 2.13 αφορούν περιοχές εντός 20km από το επίκεντρο του σεισμού.

$S_{\beta,RP}$ (m/sec ²)	M_w	D_R (sec) για κατηγορία εδάφους A	D_R (sec) για κατηγορία εδάφους B	D_R (sec) για κατηγορία εδάφους C
$< 0,08$	4,5	0,5	0,6	0,75
$0,08 < S_{\beta,RP} < 0,2$	5,0	1,0	1,2	1,5
$0,2 < S_{\beta,RP} < 0,5$	5,5	2,0	2,4	3,0
$0,5 < S_{\beta,RP} < 1,2$	6,0	4,0	4,8	6,0
$1,2 < S_{\beta,RP} < 2,5$	6,5	8,0	9,6	12,0
$2,5 < S_{\beta,RP} < 4,0$	7,0	16,0	19,2	24,0
$S_{\beta,RP} > 4,0$	7,5	32,0	38,4	48,0

Πίνακας 2.13: Εύρος $S_{\beta,RP}$ ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους, τους βαθμούς της κλίμακας ρίχτερ M_w και τη χρονική διάρκεια D_R .

Για τον υπολογισμό της ελαστικής επιτάχυνσης της *κατακόρυφης συνιστώσας* της σεισμικής φόρτισης σε κάθε περιοχή του φάσματος, σύμφωνα με τον prEN1998-1-1:2022, ισχύουν οι σχέσεις του οριζοντίου φάσματος με τις ακόλουθες αλλαγές:

Οι επιταχύνσεις S_a και S_b αντικαθίσταται από τις S_{av} και S_{bv} και οι περίοδοι T_B και T_C από τις T_{Bv} και T_{Cv} αντίστοιχα. Πιο συγκεκριμένα προσδιορίζονται σύμφωνα με τις Εξισώσεις 2.15:

$$S_{av} = f_{hva} \cdot S_a$$

$$S_{bv} = f_{hvb} \cdot S_b$$

$$T_{CV} = \frac{S_{bv} \cdot T_B}{S_{av}}$$

ΕΞ.(2.15)

$$T_{bv} = 0,05 \text{ sec}$$

$$f_{vha} = \begin{cases} 0,6 & \text{εάν } S_a < 2,5 \text{ m/s}^2 \\ 0,04 \cdot S_a + 0,5 & \text{εάν } 2,5 \text{ m/s}^2 \leq S_a \leq 7,5 \text{ m/s}^2 \\ 0,8 & \text{εάν } S_a > 7,5 \text{ m/s}^2 \end{cases}$$

$$f_{vhb} = 0,6$$

2.2.3 Φάσμα Σχεδιασμού

Για την οριζόντια συνιστώσα σεισμικής φόρτισης, οι Εξισώσεις 2.16 που δίνουν την επιτάχυνση σχεδιασμού $S_r(T)$ σε κάθε περιοχή του φάσματος είναι:

$$S_r(T) = \frac{S_e(T)}{R_q(T)} \quad \mu\epsilon$$

$$R_q(T) = R_{q0} \quad 0 \leq T \leq T_A$$

$$0 \leq T \leq T_A$$

$$R_q(T) = R_{q0} + (q - R_{q0}) \cdot (T - T_A) / (T_B - T_A) \quad T_A \leq T \leq T_B$$

$$T_A \leq T \leq T_B$$

ΕΞ.(2.16)

$$R_q(T) = q \quad T_B \leq T$$

$$T_B \leq T$$

όπου $R_{q0} = q_R \cdot q_s$

2.3 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης

Στην παρούσα ενότητα συγκρίνονται φάσματα απόκρισης της υφιστάμενης και της νέας έκδοσης του Ευρωκώδικα. Πιο συγκεκριμένα, εφαρμόζοντας τις εξισώσεις και τους πίνακες του κεφαλαίου 2 που προηγήθηκαν υπολογίζονται τα φάσματα απόκρισης ως εξής:

EN1998-1:2004

Κατηγορία εδάφους B

Σεισμική ζώνη Z2 με $a_g = 0,24 \cdot g$

$$0 \leq T \leq 0,15 \rightarrow S_e(T) = 2,4 \cdot 1,2 \cdot [1 + (T/0,15) \cdot (1 \cdot 2,5 - 1)] = 2,88 \cdot [1 + 10 \cdot T]$$

$$0,15 \leq T \leq 0,5 \rightarrow S_e(T) = 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2,5 = 7,2$$

$$0,5 \leq T \leq 2 \rightarrow S_e(T) = 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot (0,5/T) = 3,6/T$$

$$2 \leq T \leq 4 \rightarrow S_e(T) = 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot (0,5 \cdot 2)/T^2 = 7,2/T^2$$

prEN1998-1-1:2022

Κατηγορία εδάφους B

$$S_{a,RP} = 6 \text{ m/sec}^2$$

Υψηλά επίπεδα σεισμικότητας, $f_h = 0,4$ και άρα $S_{b,RP} = 0,4 \cdot 6 = 2,4 \text{ m/sec}^2$

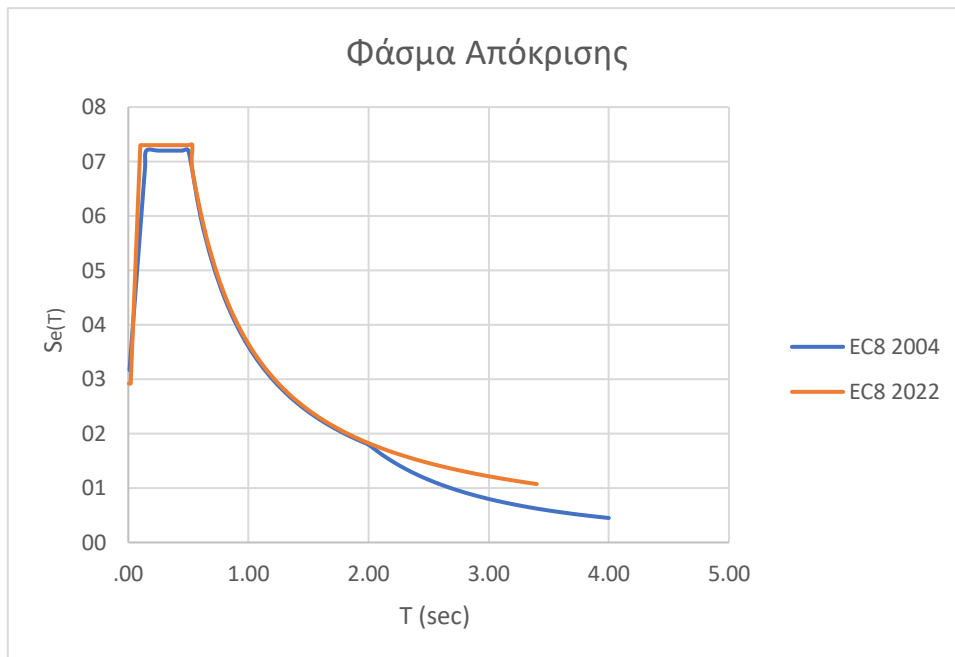
Σύμφωνα με τον Πίνακα 2.13 η τιμή $S_{b,RP} = 2,4 \text{ m/sec}^2$ αντιστοιχεί σε σεισμό 5,5 της κλίμακας ρίχτερ

$$0 \leq T \leq 0,02 \rightarrow S_e(T) = 7,2/2,5 = 2,88$$

$$0,15 \leq T \leq 0,5 \rightarrow S_e(T) = 90 \cdot [(T - 0,02) + (0,1 - T)/2,5]$$

$$0,5 \leq T \leq 2 \rightarrow S_e(T) = 7,2$$

$$2 \leq T \leq 4 \rightarrow S_e(T) = 1,31/T^2$$



Εικόνα 2.4: Φάσμα απόκρισης

Με βάση τις παραδοχές των δύο παραπάνω φασμάτων απόκρισης παρατηρείται ότι τα συγκεκριμένα είναι σχεδόν ίδια. Σε κάθε περίπτωση όμως, για να διαπιστωθεί με ακρίβεια κατά πόσο διαφοροποιείται το φάσμα απόκρισης θα πρέπει πρώτα να προσαρτηθεί το εθνικό προσάρτημα στο νέο Ευρωκώδικα, το οποίο θα προσδιορίζει τις τιμές $S_{\alpha,RP}$ και $S_{\beta,RP}$ για τις περιοχές των αντίστοιχων σεισμικών ζωνών.

3 ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΕΡΟΥΣ 1-2 EC8

3.1 Μέρος 1 EN1998:2004

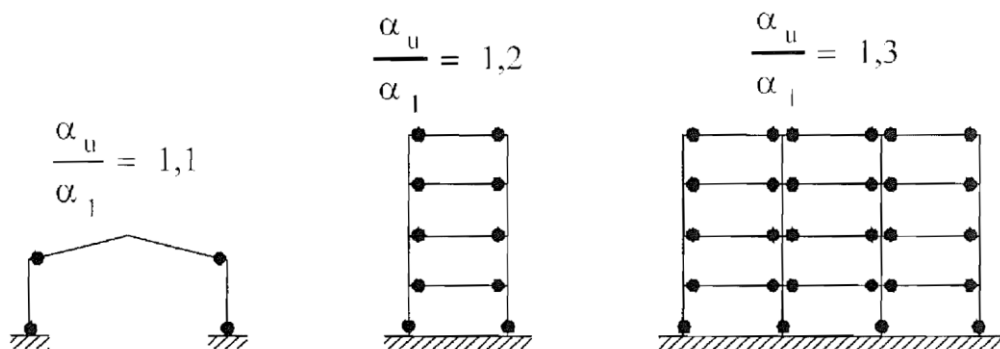
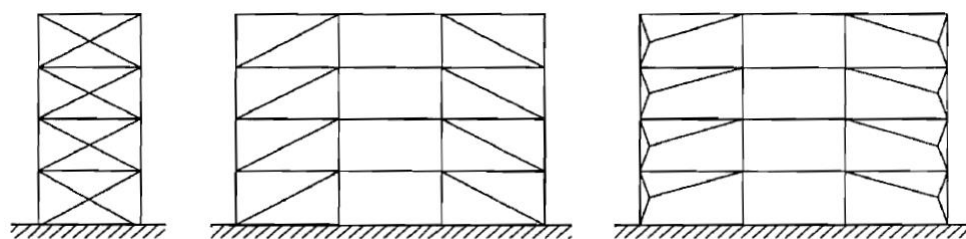
3.1.1 Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Οι μεταλλικές κατασκευές έχουν την ικανότητα απόδοσης ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων τους. Η επιρροή της πλαστιμότητας του φορέα, μειώνει τη σεισμική απόκρισή του και η μείωση αυτή λαμβάνεται υπόψη στο συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής συμπεριφοράς εξαρτάται από τον τύπο στατικής διαμόρφωσης του φορέα, από την κανονικότητα σε κάτοψη, σε όψη και την κατηγορία πλαστιμότητας. Ο συντελεστής q δίνεται από τον ακόλουθο πίνακα ανάλογα με τον τύπο στατικής διαμόρφωσης του κτιρίου, και την κατηγορία πλαστιμότητας.

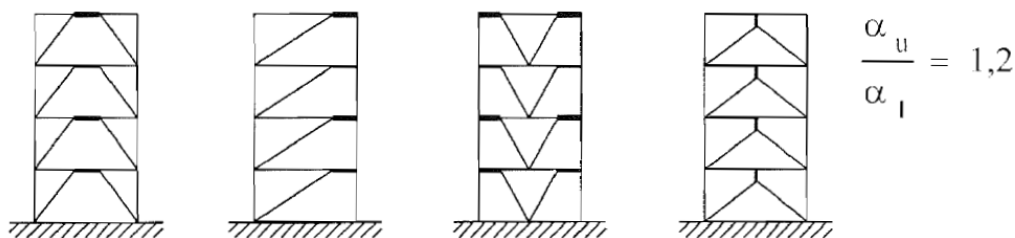
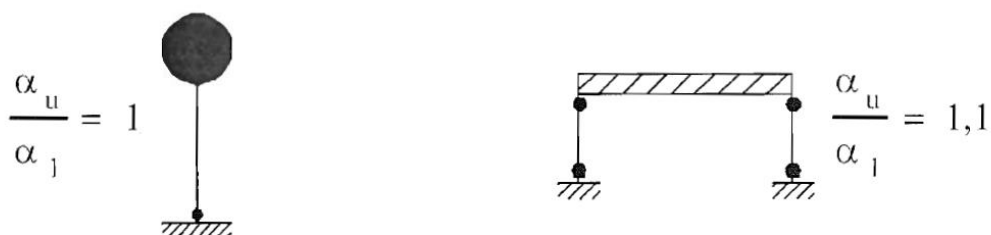
Τύπος Στατικού Συστήματος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	Μέση	Υψηλή
Πλαίσια ροπής	4	$5 \cdot a_u/a_1$
Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας: Διαγώνιοι Σχήματος V	4 2	4 2
Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	4	$5 \cdot a_u/a_1$
Ανεστραμμένο εκκρεμές	4	$2 \cdot a_u/a_1$

Πίνακας 3.1: Μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής a_u/a_1 είναι ο λόγος της σεισμικής δράσης που μετατρέπει τον φορέα σε μηχανισμό προς τη σεισμική δράση που οδηγεί στην πρώτη καμπτική διαρροή του φορέα. Στις Εικόνες 3.1 έως 3.4 ο EN1998-1:2004 προσδιορίζει το λόγο a_u/a_1 ανάλογα με τον τύπο του φορέα. Για κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη ο λόγος a_u/a_1 προκύπτει ως ο μέσος όρος της τιμής 1,0 και της τιμής που αντιστοιχεί στα αντίστοιχα κτίρια που είναι κανονικά σε κάτοψη. Για κτίρια μη κανονικά καθ' ύψος ο συντελεστής συμπεριφοράς q μειώνεται κατά 20%.

Εικόνα 3.1: Λόγος α_u/α_l για πλαίσια ροής

Εικόνα 3.2: Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας

Εικόνα 3.3: Λόγος α_u/α_l για πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίαςΕικόνα 3.4: Λόγος α_u/α_l για ανεστραμμένο εκκρεμές

Ο EN1998-1:2004 ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας και τον συντελεστή συμπεριφοράς q , για τις μεταλλικές κατασκευές, ορίζει την απαιτούμενη κατηγορία διατομής των μελών.

Κατηγορία πλαστιμότητας	Συντελεστής συμπεριφοράς q	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής μελών
DCM	$1,5 < q \leq 2$	1,2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	1 ή 2
DCH	$q > 4$	1

Πίνακας 3.2: Απαιτούμενη κατηγορία διατομής μελών

3.1.2 Φαινόμενα 2^{ης} τάξης και Συντελεστής Υπεραντοχής

Τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης (P-Δ) μπορεί να αγνοηθούν αν ο συντελεστής ευαισθησίας της σχετικής μετακίνησης θ κάθε ορόφου μιας κατασκευής ικανοποιεί την Εξίσωση 3.1 και να μην ξεπερνάει την τιμή 0,3. Εάν $0,1 < \theta \leq 0,2$ τότε τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, μέσω της προσαύξησης των σεισμικών μεγεθών, πολλαπλασιάζοντάς τα με $1/(1-\theta)$.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \quad \text{Εξ. (3.1)}$$

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου

V_{tot} είναι η συνολική τέμνουσα του ορόφου

h είναι το ύψος του ορόφου

d είναι η τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης του κάθε ορόφου

Ο Ευρωκώδικας για τις μεταλλικές κατασκευές ορίζει τον συντελεστή υπεραντοχής του υλικού γ_{ov} λόγω του ότι το πραγματικό όριο διαρροής του χάλυβα είναι υψηλότερο του ονομαστικού, με $\gamma_{ov} = 1,25$.

3.1.3 Υποστυλώματα και Δοκάρια

Για την πλευρική εξασφάλιση των δοκών διατομής I ή H με $\frac{h}{t_f} \leq 40 \cdot \epsilon$, έναντι πλευρικού λυγισμού ο Ευρωκώδικας ορίζει τη μέγιστη απόσταση που πρέπει να έχουν οι πλευρικές στηρίξεις L_{st} σύμφωνα με τις Εξισώσεις 3.2:

$$L_{st} = 35 \cdot \epsilon \cdot i_z \quad \text{για } 0,625 \leq \psi \leq 1 \quad \text{Εξ. (3.2)}$$

$$L_{st} = (60 - 40 \cdot \psi) \cdot \epsilon \cdot i_z \quad \text{για } -1 \leq \psi \leq 0,625$$

$$\text{Όπου } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{όπου } \psi = \frac{M_{Ed, \min}}{M_{pl, Rd}}$$

Για τον έλεγχο επάρκειας των δοκών πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες εξισώσεις:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd, b} \quad \text{Εξ. (3.3)}$$

$$N_{Ed} \leq 0,15 \cdot N_{Rd, b} \quad \text{Εξ. (3.4)}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{Rd, b} \quad \text{Εξ. (3.5)}$$

όπου M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} η ροπή, η αξονική και η τέμνουσα σχεδιασμού αντίστοιχα που αναπτύσσεται στις δοκούς λόγω σεισμού,

$M_{Rd, b}$, $N_{Rd, b}$, $V_{Rd, b}$ η καμπτική, η αξονική και η διατμητική αντοχή της δοκού αντίστοιχα. Σε περίπτωση που η διατομή της δοκού είναι κατηγορίας 1 ή 2 συμβολίζονται με $M_{pl, Rd}$, $N_{pl, Rd}$, $V_{pl, Rd}$, ενώ αν είναι κατηγορίας 3 με $M_{el, Rd}$, $N_{el, Rd}$, $V_{el, Rd}$.

Για κτίρια DC2 με πλαισιωτό ή διπλό σύστημα ισοδύναμο προς πλαισιωτό, για την αποφυγή σχηματισμού μαλακού ορόφου, η διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων γίνεται με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό των κόμβων μεταξύ πρωτευόντων ή δευτερευουσών σεισμικών δοκών και πρωτευόντων υποστυλωμάτων. Για τον ικανοτικό σχεδιασμό κόμβων πρέπει να ικανοποιείται η Εξίσωση 3.6.

$$\Sigma_{MRc} \geq 1,3 \cdot \Sigma_{MRb} \quad \text{Εξ. (3.6)}$$

όπου,

Σ_{MRc} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο. Χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή της ροπής αντοχής των υποστυλωμάτων μέσα στο εύρος διακύμανσης των αξονικών δυνάμεων που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδυασμό,

Σ_{MRb} είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο. Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, οι ροπές αντοχής αυτών των συνδέσεων λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του Σ_{MRb} .

Επιπρόσθετα, ο σχεδιασμός των υποστυλωμάτων σε θλιπτική, καμπτική και διατμητική ένταση απαιτείται να γίνει με βάση την Εξίσωση 3.7.

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

Εξ.(3.7)

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}$$

όπου,

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ είναι η θλιπτική, η καμπτική και η διατμητική ένταση αντίστοιχα που αναπτύσσεται στα υποστυλώματα, υπό φορτία βαρύτητας,

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ είναι η θλιπτική, η καμπτική και η διατμητική ένταση αντίστοιχα που αναπτύσσεται στα υποστυλώματα, υπό σεισμικά φορτία,

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής του υλικού,

Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου $M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ όλων των δοκών στις οποίες αναπτύσσονται κρίσιμες περιοχές.

3.1.4 Συνδέσεις

Όταν η τέμνουσα σχεδιασμού του κόμβου υπερβαίνει την τέμνουσα αντοχής του κορμού του υποστυλώματος απαιτείται η ενίσχυση του κόμβου, γιατί αλλιώς ενδέχεται να συμβεί τοπικός λυγισμός των πελμάτων των υποστυλωμάτων με αποτέλεσμα, αν η δοκός είναι συγκολλημένη με τα πέλαμα του υποστυλώματος, να συμβούν υψηλές παραμορφώσεις στη ζώνη σύνδεσης και να υπάρξει αστοχία. Η ενίσχυση του κορμού του υποστυλώματος μπορεί να επιτευχθεί με την προσθήκη ελάσματος που συγκολλάται πάνω στον κορμό του υποστυλώματος και πρέπει να ικανοποιούνται η Εξίσωση 3.8 και η Εξίσωση 3.9. Επιπρόσθετα, ο Ευρωκώδικας ορίζει την διατμητική παραμόρφωση του κόμβου θ_p , όπου για DCH δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη των 35 mrad, ενώ για κατασκευές ΚΠΜ με $q > 2$ δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη των 25 mrad. Η διατμητική παραμόρφωση του κόμβου προσδιορίζεται από την Εξίσωση 3.10.

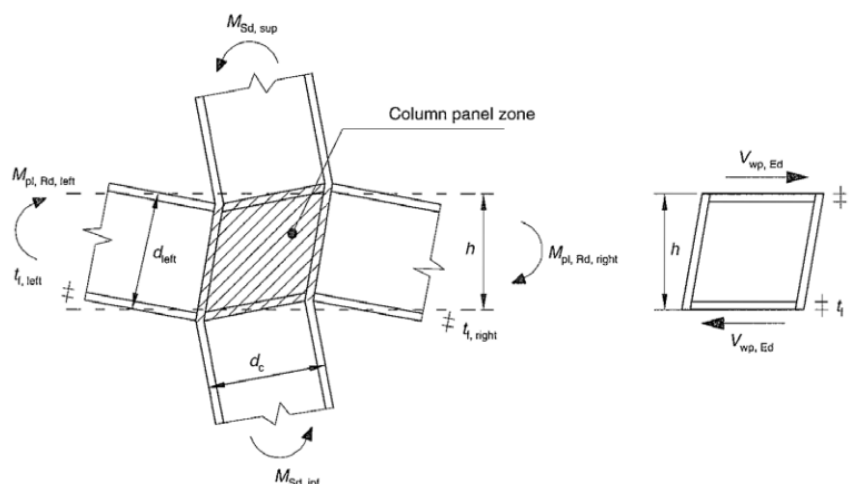
$$\theta_p = \delta/0,5 \cdot L$$

Εξ.(3.10)

όπου,

δ η βύθιση της δοκού στο μέσον,

L το άνοιγμα της δοκού



Εικόνα 3.5: Κομβοέλασμα Υποστυλώματος

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd}$$

Εξ.(3.8)

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wb,Rd}$$

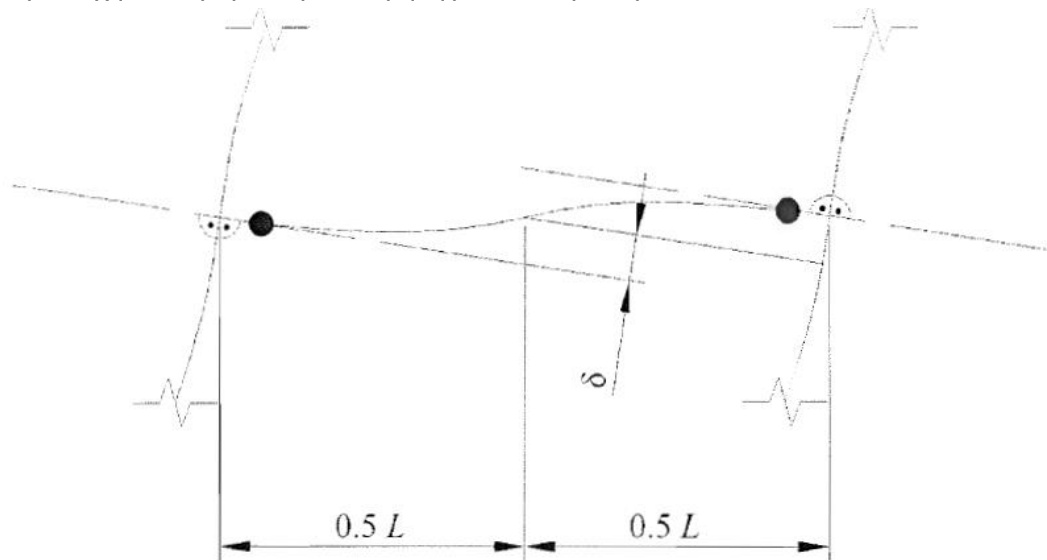
Εξ.(3.9)

όπου,

$V_{wp,Ed}$ είναι η διατμητική δύναμη του ελάσματος

$V_{wp,Rd}$ είναι η διατμητική αντοχή του ελάσματος

$V_{wb,Rd}$ είναι η αντοχή σε λυγισμό λόγω διάτμησης του ελάσματος



Εικόνα 3.6: Παραμόρφωση δοκού για τον προσδιορισμό του θ_p

3.1.5 Διαγώνια Μέλη

Τα διαγώνια μέλη μορφής Χ θα πρέπει να έχουν ανηγμένη λυγηρότητα $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2$, ενώ τα μέλη διαφορετικής μορφής, όπως τα διαγώνια μέλη σχήματος V, θα πρέπει να έχουν ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 2$. Για κατασκευές με περισσότερους από δύο ορόφους ο Ευρωκώδικας δεν οριοθετεί την ανοιγμένη λυγηρότητα. Η ανηγμένη λυγηρότητα προσδιορίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση 3.11.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A \cdot f_y / N_{cr}} \quad \text{Εξ. (3.11)}$$

όπου,

A είναι το εμβαδόν της διατομής,

$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / l^2$ είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγώνιου

Τα διαγώνια μέλη που σχεδιάζονται σε εφελκυσμό χρειάζεται να ικανοποιούν την Εξίσωση 3.12, ενώ τα μέλη που σχεδιάζονται για να παραλαμβάνουν και θλιπτικά φορτία θα πρέπει να ελέγχονται και σύμφωνα με την Εξίσωση 3.13.

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed} \quad \text{Εξ. (3.12)}$$

$$N_{b,Rd} \geq N_{Ed} \quad \text{Εξ. (3.13)}$$

Επιπρόσθετα, τα διαγώνια μέλη μιας κατασκευής θα πρέπει να ελέγχονται στο αν ο μέγιστος συντελεστής υπεραντοχής τους Ω_i διαφέρει λιγότερο από 25% της ελάχιστης τιμής τους Ω , με την τιμή του συντελεστή Ω_i να προσδιορίζεται από την Εξίσωση 3.14.

$$\Omega_i = (N_{pl,Rd} / N_{Ed,i}) \quad \text{Εξ. (3.14)}$$

όπου,

$N_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής σε λυγισμό των διαγώνιων μελών,

$N_{Ed,i}$ η αξονική ένταση των διαγώνιων μελών

Τα έκκεντρα διαγώνια μέλη διαχωρίζονται κατά τον EN1998-1:2004 σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τον τρόπο δημιουργίας μηχανισμού σε αυτά και υπολογίζονται από τις Εξισώσεις 3.15 για μέλη με διατομές I και H και από τις Εξισώσεις 3.16 για μέλη με κοίλες ορθογωνικές διατομές. Αν $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$ η καμπτική και η διατμητική αντοχή των μελών πρέπει να ικανοποιεί τις Εξισώσεις 3.17. Αν $N_{Ed} / N_{pl,Rd}$

> 0,15 θα πρέπει να ικανοποιούνται οι Εξισώσεις 3.18. Ο συντελεστής υπεραντοχής Ω_i των έκκεντρων διαγώνιων μελών προκύπτει από τις Εξισώσεις 3.19.

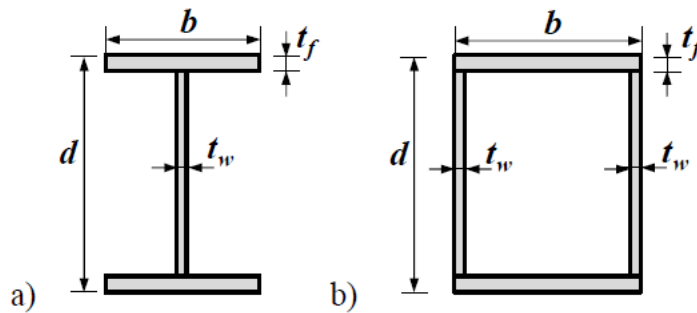
- Κοντά μέλη στα οποία ο μηχανισμός συμβαίνει λόγω τέμνουσας
- Μέλη με μεγάλο μήκος στα οποία ο μηχανισμός συμβαίνει λόγω κάμψης
- Μέλη με μεσαίο μήκος στα οποία ο μηχανισμός συμβαίνει λόγω κάμψης και τέμνουσας

$$M_{p,link} = b \cdot t_f \cdot (d - t_f) \cdot f_y \quad \text{Εξ.(3.15)}$$

$$V_{p,link} = t_w \cdot (d - t_f) \cdot (f_y / \sqrt{3})$$

$$M_{p,link} = b \cdot t_f \cdot (d - t_f) \cdot f_y \quad \text{Εξ.(3.16)}$$

$$V_{p,link} = 2 \cdot t_w \cdot (d - t_f) \cdot (f_y / \sqrt{3})$$



Εικόνα 3.7: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά μεταλλικών διατομών.

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad \text{Εξ.(3.17)}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}$$

$$e \leq 1,6 \cdot M_{p,link,r} / V_{p,link,r} \quad \text{όταν } R < 0,3 \quad \text{Εξ.(3.18)}$$

$$e \leq (1,15 - 0,5 \cdot R) \cdot 1,6 \cdot M_{p,link,r} / V_{p,link,r}$$

όπου,

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \cdot [1 - (N_{Ed} / N_{pl,Rd})]$$

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \cdot [1 - ((N_{Ed} / N_{pl,Rd})^2)^{0,5}]$$

$R = t_w \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot N_{Ed} / (A \cdot V_{Ed})$ για διατομές I και H με A το εμβαδόν της διατομής

$R = 2 \cdot t_w \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot N_{Ed} / (A \cdot V_{Ed})$ για κοίλη ορθογωνική διατομή

$$\Omega_i = 1,5 \cdot V_{p,link,i} / V_{Ed,i} \quad \text{για μέλη μικρού μήκους} \quad \text{Εξ.(3.19)}$$

$$\Omega_i = 1,5 \cdot M_{p,link,i} / M_{Ed,i} \quad \text{για μέλη μεσαίου και μεγάλου μήκους}$$

Στην περίπτωση που αναπτύσσονται ίσες ροπές ταυτόχρονα και στα δύο άκρα των μελών, μπορεί να γίνει η κατηγοριοποίησή τους ανάλογα με το μήκος e και σύμφωνα με τις Εξισώσεις 3.20 και την Εικόνα 3.8. Όταν όμως η ροπή που αναπτύσσεται στα άκρα τους είναι διαφορετική τότε η κατηγοριοποίησή τους γίνεται σύμφωνα με τις Εξισώσεις 3.21. Όταν πραγματοποιείται ανελαστική ανάλυση η πλαστική ροπή θ_p που αναπτύσσεται μεταξύ των διαγώνιων μελών και των μελών που βρίσκονται εξωτερικά από αυτά σύμφωνα με την Εικόνα 3.8, υπολογίζεται από τις Εξισώσεις 3.22.

$$e < e_s = 1,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{μέλη μικρού μήκους}$$

$$e > e_L = 3,0 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{μέλη μεγάλου μήκους} \quad \text{Εξ.(3.20)}$$

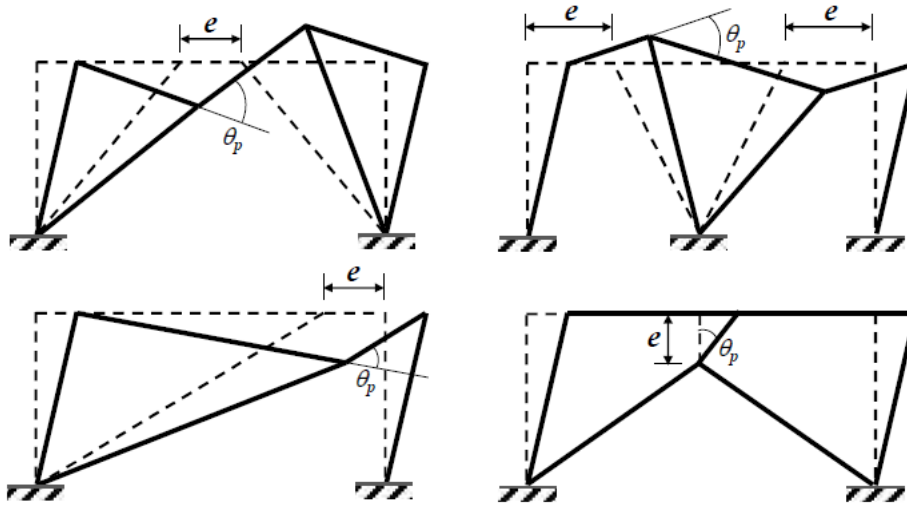
$$e_s \leq e \leq e_L \quad \text{μέλη μεσαίου μήκους}$$

$$e < e_s = 0,8 \cdot (1 + a) \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{μέλη μικρού μήκους}$$

$$e > e_L = 1,5 \cdot (1 + a) \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{μέλη μεγάλου μήκους} \quad \text{Εξ.(3.21)}$$

$$e_s \leq e \leq e_L \quad \text{μέλη μεσαίου μήκους}$$

όπου, α είναι ο λόγος της μικρότερης ροπής $M_{Ed,A}$ από τα δύο άκρα των μελών προς τη μεγαλύτερη ροπή $M_{Ed,B}$ όπου αναπτύσσεται και ο μηχανισμός.



Εικόνα 3.8: Γωνία θ_p μεταξύ των διαγώνιων μελών και των μελών που βρίσκονται εξωτερικά τους

$$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \text{ rad}$$

μέλη μικρού μήκους

$$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02 \text{ rad}$$

μέλη μεγάλου μήκους Εξ.(3.22)

$$\theta_p \leq \theta_{pR} = \text{γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ανωτέρων τιμών}$$

μέλη μεσαίου μήκους

3.2 Μέρος 1-2 prEN1998:2022

3.2.1 Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Στο νέο Ευρωκώδικα ο συντελεστής συμπεριφοράς q ισούται με το γινόμενο του συντελεστή συμπεριφοράς που λαμβάνει υπόψη την ανακατανομή της έντασης κατά τη διάρκεια του σεισμού q_R , του συντελεστή συμπεριφοράς που λαμβάνει υπόψη την ένταση από όλες τις υπόλοιπες πηγές q_S (που ισούται με 1,5) και του συντελεστή συμπεριφοράς q_D που λαμβάνει υπόψη την παραμόρφωση και την ανάπτυξη πλαστικών αρθρώσεων σε μία κατασκευή, Εξίσωση 3.23.

$$q = q_D \cdot q_R \cdot q_S$$

Εξ.(3.23)

Οι συντελεστές q_D , q_R , q_S εξαρτώνται από τον τύπο του στατικού συστήματος καθώς και από την κατηγορία πλαστιμότητας του φορέα και δίνονται από τον Πίνακα 3.3. Στον prEN1998-1-2:2022 μέσω του δείκτη σεισμικής δράσης S_δ και του στατικού συστήματος του φορέα, προσδιορίζεται η ελάχιστη κατηγορία πλαστιμότητας που πρέπει να σχεδιάζεται ο φορέας. Πιο συγκεκριμένα, ο δείκτης S_δ δίνεται από την Εξίσωση 3.24. Στο νέο Ευρωκώδικα ο συμβολισμός των κατηγοριών πλαστιμότητας DCL, DCM, DCH αντικαθίσταται από DC1, DC2, DC3 αντίστοιχα. Για κατασκευές DC1 θα πρέπει να σχεδιάζονται σχεδόν στο ελαστικό τμήμα του φάσματος. Οι δυνάμεις σχεδιασμού στα μέλη και στις συνδέσεις της κατασκευής υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς q ισούται με 1,5 με q_D και q_R ίσοι με 1. Τα μέλη και οι συνδέσεις των συγκεκριμένων κατασκευών πρέπει να έχουν δυσκαμψία και αντοχή σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

$$S_\delta = \delta \cdot F_\alpha \cdot F_T \cdot S_{\alpha,475}$$

Εξ.(3.24)

όπου, δ είναι η παραμόρφωση του κτιρίου και δίνεται από τον Πίνακα 3.3, ενώ F_α , F_T και $S_{\alpha,475}$ όπως προσδιορίζονται στους Πίνακες 2.11, 2.12 και 2.9 αντίστοιχα.

	Κατηγορία σπουδαιότητας			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
δ	0,60	1,0	1,25	1,60

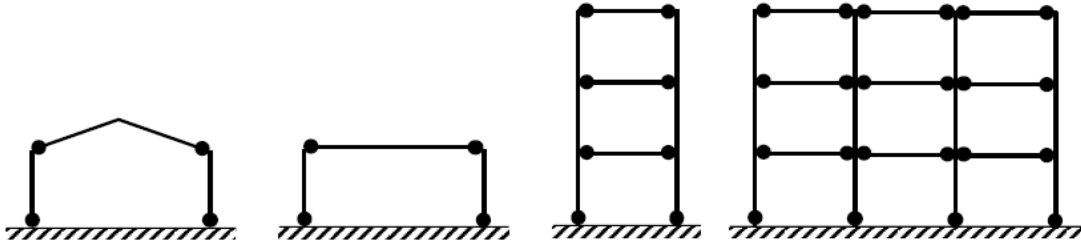
Πίνακας 3.3: Παραμόρφωση δ ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου

Τύπος Στατικού Συστήματος	Όρια δείκτη σεισμικής δράσης S_d (m/s ²)		
	DC1	DC2	DC3
Πλαίσια Ροπής	5,0	6,5	Χωρίς Όρια
Πλαίσια με κεντρικούς ή έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	5,0	6,5	Χωρίς Όρια
Πλαίσια με πλευρική εξασφάλιση	-	-	Χωρίς Όρια
Μικτό Σύστημα	5,0	7,5	Χωρίς Όρια
Μεταλλικές κατασκευές με πυρήνα/τοιχούς από σκυρόδεμα	5,0	7,5	Χωρίς Όρια
Ελαφροβαρή συστήματα	5,0	7,5	Χωρίς Όρια
Ανεστραμμένο εκκρεμές	2,5	5,0	Χωρίς Όρια

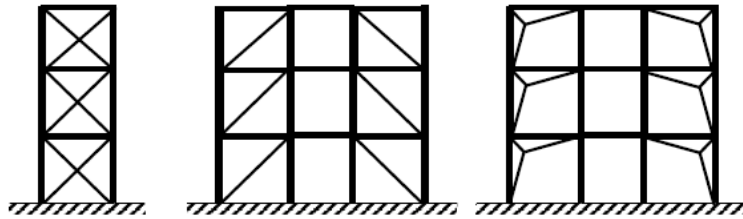
Πίνακας 3.4: Τιμές συντελεστή S_d

Τύπος Στατικού Συστήματος	Κατηγορία Πλαστιμότητας					
	DC2			DC3		
	q _D	q _R	q	q _D	q _R	Q
Πλαίσια ροής:						
Μονώροφα κτίρια με μέλη κατηγορίας διατομών 3 και 4	1,3	1	2	-	-	-
Μονώροφα κτίρια με μέλη κατηγορίας διατομών 1 και 2	1,8	1,1	3	3,3	1,1	5
Πολυώροφα κτίρια	1,8	1,3	3,5	3,3	1,3	6
Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας:						
Σχήματος V	1,7	1	2,5	2,4	1,1	4
Διαγώνιοι						
Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	1,8	1,3	3,5	3,1	1,3	6
Πλαίσια με πλευρική εξασφάλιση των συνδέσμων δυσκαμψίας				3,3	1,2	6
Μικτό σύστημα:						
Με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας	1,8	1,1	3	2,9	1,1	4,8
Με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	2,1	1,3	4	3,3	1,3	6,5
Με πλευρική εξασφάλιση	-	-	-	3,3	1,3	6,5
Ελαφροβαρή μεταλλικά συστήματα με:						
Συνδέσμους δυσκαμψίας	1,3	1	2	1,7	1	2,5
Επένδυση από μεταλλικά ελάσματα	1,3	1	2	1,7	1	2,5
Επένδυση από ξύλο	1,3	1	2	1,7	1	2,5
Επένδυση από γυψοσανίδα	1	1	1,7	1,3	1	2
Ανεστραμμένο εκκρεμές	1,3	1	2	1,5	1	2,3

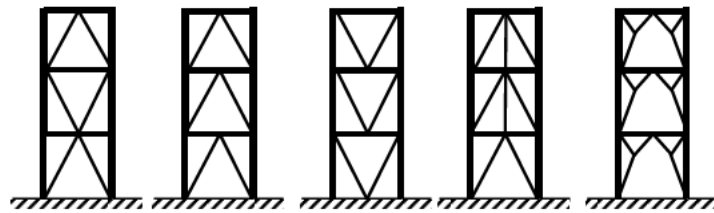
Πίνακας 3.5: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q



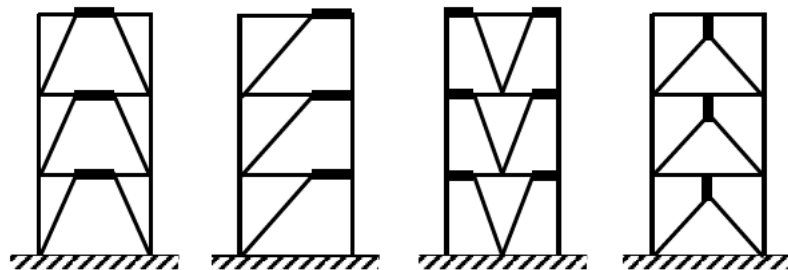
Εικόνα 3.9: Πλαίσια ροής



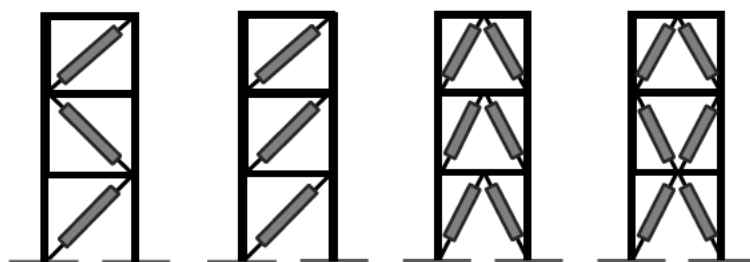
Εικόνα 3.10: Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας που παραλαμβάνουν μόνο εφελκυστικές δυνάμεις



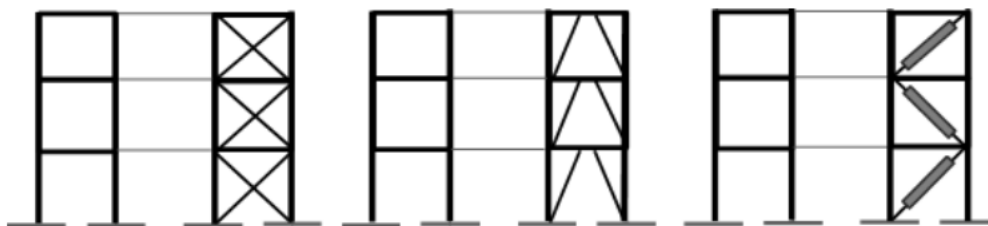
Εικόνα 3.11: Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας που παραλαμβάνουν εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις



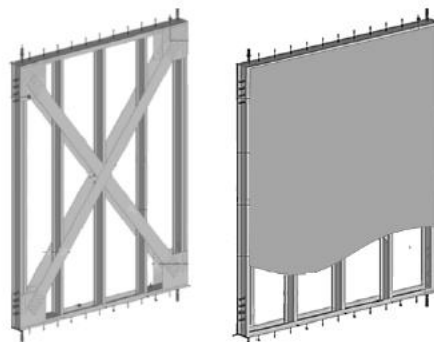
Εικόνα 3.12: Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους δυσκαμψίας



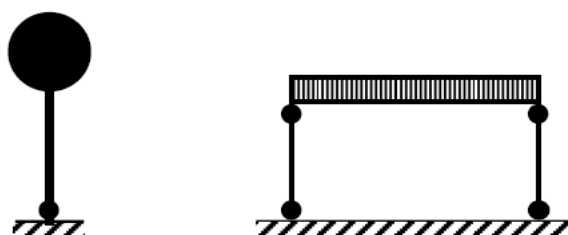
Εικόνα 3.13: Πλαίσια με πλευρική εξασφάλιση των συνδέσμων δυσκαμψίας



Εικόνα 3.14: Μικτό σύστημα



Εικόνα 3.15: Ελαφροβαρή μεταλλικά συστήματα



Εικόνα 3.16: Ανεστραμμένο εκκρεμές

Στον prEN1998-1-2:2022 ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας, το συντελεστή συμπεριφοράς και τον τύπο του στατικού συστήματος, ορίζει την απαιτούμενη κατηγορία διατομής των μελών για τις μεταλλικές κατασκευές.

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Συντελεστής q	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
DC2	$1,5 < q \leq 2$	1,2,3 και 4 για μονώροφα πλαίσια ροπής και ελαφροβαρή συστήματα
	$1,5 < q \leq 2$	1,2 για ανεστραμμένο εκκρεμές
	$1,5 < q \leq 2,5$	1,2,3 και 4 για ελαφροβαρή συστήματα
	$2 < q \leq 3,5$	1,2 για πλαίσια ροπής, με κεντρικούς και έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας και μικτά συστήματα
DC3	$q > 3,5$	1
	$2 \leq q \leq 2,5$	3 ή 4 για ελαφροβαρή συστήματα

Πίνακας 3.6: Απαιτούμενη κατηγορία διατομής μελών

3.2.2 Συντελεστές Υπεραντοχής

Ο prEN1998-1-2:2022 για τις μεταλλικές κατασκευές ορίζει τον συντελεστή υπεραντοχής του υλικού ω_{rm} ανάλογα με την κατηγορία του χάλυβα. Ο συγκεκριμένος συντελεστής προσδιορίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.7. Στις μεταλλικές κατασκευές σε περίπτωση που χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η κράτυνση στις κρίσιμες περιοχές, ορίζεται ο συντελεστής ω_{sh} και προσδιορίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 3.8 για κτίρια σχεδιασμένα με DC3, ενώ για κτίρια σχεδιασμένα με DC2 ο συντελεστής ω_{sh} ισούται με 1,1. Στον Πίνακα 3.8 το μήκος των μελών συμβολίζεται με e , η πλαστική ροπή και η τέμνουσα σχεδιασμού στατικού συστήματος με πλαίσια που έχουν έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας συμβολίζονται με $M_{p,link}$ και $V_{p,link}$ αντίστοιχα και υπολογίζονται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο με τον EN1998-1:2004, σύμφωνα με τις Εξισώσεις 3.25 έως 3.28.

Επιπλέον για DC3 ορίζεται ο συντελεστής υπεραντοχής σχεδιασμού Ω_d , ο οποίος δεν θα πρέπει να είναι μικρότερος της μονάδας και προσδιορίζεται από την Εξίσωση 3.25 για τα υποστυλώματα. Για τις κατασκευές με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας ο συντελεστής $\Omega_{d,i}$ για κάθε μέλος δίνεται από την Εξίσωση 3.26 και την Εξίσωση 3.27, όπου δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την ελάχιστη τιμή Ω_d περισσότερο από 25%, με εξαίρεση τα μέλη του τελευταίου ορόφου. Σε πλαίσια με αντιλυγισμικούς συνδέσμους δυσκαμψίας, όπως ορίζεται στην Ενότητα 3.2.8, ο συντελεστής Ω_d προσδιορίζεται από την Εξίσωση 3.28, όπου $N_{Rd,i}$ είναι η αξονική αντοχή σχεδιασμού στο κέντρο των πλευρικά εξασφαλισμένων συνδέσμων δυσκαμψίας και $N_{Ed,i}$ είναι η αξονική ένταση των συνδέσμων δυσκαμψίας.

$$\Omega_d = \min[(M_{pl,Rd,b} - M_{Ed,G})/M_{Ed,E}] \quad \text{Εξ. (3.25)}$$

$M_{pl,Rd,b}$ είναι η πλαστική ροπή σχεδιασμού όλων των δοκών που καταλήγουν στο υποστυλόμετρο

$M_{Ed,G}$ είναι η ροπή που αναπτύσσεται στις δοκούς από τα φορτία βαρύτητας

$M_{Ed,E}$ είναι η ροπή που αναπτύσσεται στις δοκούς από τα σεισμικά φορτία

$$\Omega_d = \min(V_{p,link,i} / V_{Ed,i}) \text{ για μικρού και μεσαίου μήκους μελών με } e \leq 2,6 \quad \text{Εξ. (3.26)}$$

$$\Omega_d = \min(M_{p,link,i} / M_{Ed,i}) \text{ για μεσαίου μήκους μελών με } e > 2,6 \cdot M_{p,link} / V_{p,link} \text{ και μεγάλου μήκους μελών} \quad \text{Εξ. (3.27)}$$

$$\Omega_d = \min(N_{Rd,i} / N_{Ed,i}) \quad \text{Εξ. (3.28)}$$

Κατηγορία Χάλυβα	ω_{rm}
S235	1,45
S275	1,35
S355 και S420	1,25
S460	1,2

Πίνακας 3.7: Συντελεστής υπεραντοχής του χάλυβα ω_{rm}

Τύπος Στατικού Συστήματος	Κρίσιμη Περιοχή	Μηχανισμός ανάπτυξης κρίσιμων περιοχών	ω_{sh}
Πλαίσια Ροπής	Δοκάρια	Κάμψη	$\left(\frac{f_y+f_u}{2f_y}\right) \leq 1,2$
	Συνδέσεις		
	Υποστυλώματα στη βάση		
	Συνδέσεις τριβής	Τριβή	$1,3 \cdot \omega_{sr} \cdot \omega_{\mu} \leq 2,2$
Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας	Χιαστί	Αξονική	1,1
	Όλα τα μέλη	Κάμψη	1,1
	Κρίσιμες Συνδέσεις	Αξονική	1,1
		Κάμψη	1,2
		Διάτμηση	1,5
Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	Μικρού Μήκους Μέλη	Διάτμηση $e \leq M_{p,link}/V_{p,link}$ (πολύ κοντά μέλη)	1,8
		Διάτμηση $M_{p,link}/V_{p,link} < e \leq 1,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$ (κοντά μέλη)	1,5
	Μεσαίου Μήκους Μέλη	Κάμψη και Διάτμηση $e \leq 2,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$	1,5
		Κάμψη και Διάτμηση $2,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link} \leq e \leq 3,6 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$	1,35
	Μεγάλου Μήκους Μέλη	Κάμψη $3 \cdot M_{p,link}/V_{p,link} \leq e \leq 5 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$	1,25
		Κάμψη $e > 5 \cdot M_{p,link}/V_{p,link}$	$\omega_{sh} = \left(\frac{f_y+f_u}{2f_y}\right) \leq 1,2$
	Δοκοί - Υποστυλώματα	Κάμψη	1,1
	Πλαίσια με πλευρική εξασφάλιση των συνδέσμων δυσκαμψίας	Διαγώνια Μέλη	Αξονική
Δοκοί - Υποστυλώματα		Κάμψη	1,2

Πίνακας 3.8: Συντελεστής κράτυνσης στις κρίσιμες περιοχές ω_{sh} για DC3

3.2.3 Φαινόμενα 2^{ης} τάξεως

Τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης (P-Δ) μπορεί να αγνοηθούν αν ο συντελεστής ευαισθησίας της σχετικής μετακίνησης ορόφου θ ικανοποιεί την Εξίσωση 3.29.

$$\theta \leq 0,1 \quad \text{Εξ.}(3.29)$$

Σε περίπτωση που η ανάλυση γίνει με την επιβολή δυνάμεων ο συντελεστής θ δίνεται από την Εξίσωση 3.30, ενώ σε περίπτωση που γίνει με την επιβολή μετακινήσεων ο συντελεστής δίνεται από την Εξίσωση 3.31.

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot q_s \cdot V_{\text{tot}} \cdot h_s} \quad \text{Εξ.}(3.30)$$

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_{r,SD}}{V_{s,SD} \cdot h_s} \quad \text{Εξ.}(3.31)$$

όπου,

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας του ορόφου,

V_{tot} είναι η συνολική τέμνουσα του ορόφου,

$V_{s,SD}$ είναι η συνολική τέμνουσα του ορόφου για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD (Σημαντικές Βλάβες) όπως προκύπτει από την ανάλυση εφαρμογής μετακινήσεων,

h_s είναι το ύψος του ορόφου,

q_s, q_R όπως ορίζονται στην ενότητα 3.2.1,

$d_{r,SD}$ είναι η τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD (Σημαντικές Βλάβες),

όπου η μέγιστη τιμή της σχετικής μετακίνησης των ορόφων δίνεται από την Εξίσωση 3.32,

$$d_{r,SD} \leq \lambda_s \cdot h_s \quad \text{Εξ.}(3.32)$$

με το συντελεστή λ_s για τις μεταλλικές κατασκευές και για όλες τις κατηγορίες πλαστιμότητας να προσδιορίζεται από τον ακόλουθο πίνακα.

Τύπος Στατικού Συστήματος	λ_s
Πλαίσια Ροπής	0,020
Πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας και ανεστραμμένο εκκρεμές	0,015
Μικτό Σύστημα	0,020
Ελαφροβαρή Συστήματα	0,010

Πίνακας 3.9: Συντελεστής λ_s για τις μεταλλικές κατασκευές

Αν $0,1 < \theta \leq 0,2$ τα σεισμικά μεγέθη πολλαπλασιάζονται με $1/(1-\theta)$, ενώ αν σε οποιονδήποτε όροφο $0,2 < \theta \leq 0,3$ τα φαινόμενα της 2^{ης} τάξης θα πρέπει να υπολογίζονται με μη γραμμική ανάλυση που λαμβάνει υπόψη τη γεωμετρική μη γραμμικότητα. Σε καμία περίπτωση ο συντελεστής θ δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $0,3 \cdot q_R$. Για τις μεταλλικές κατασκευές DC3 σε περίπτωση που $q_s < \omega_{rm} \cdot \Omega_d$ ο συντελεστής θ δίνεται από την Εξίσωση 3.33.

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_{r,SD}}{\omega_{rm} \cdot \Omega_d \cdot q_R \cdot V_{\text{tot}} \cdot h_s} \quad \text{Εξ.}(3.33)$$

3.2.4 Σχεδιασμός Μελών

Για τον σχεδιασμό των μελών σε αντοχή και ευστάθεια καθώς και τον σχεδιασμό των συνδέσεων των μεταλλικών κατασκευών με DC2 πρέπει να γίνει με βάση τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης σύμφωνα με τις Εξισώσεις 3.34, ενώ των κατασκευών DC3 σύμφωνα με τις Εξισώσεις 3.35.

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} "+" M_{Ed,E} \quad \text{Εξ.(3.34)}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} "+" V_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} "+" \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} "+" \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot M_{Ed,E} \quad \text{Εξ.(3.35)}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} "+" \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot \Omega_d \cdot V_{Ed,E}$$

όπου,

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ είναι η ένταση της αξονικής, της ροπής και της τέμνουσας λόγω των φορτίων βαρύτητας,

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ είναι η ένταση της αξονικής, της ροπής και της τέμνουσας λόγω των σεισμικών φορτίων, "+" συμβολίζονται οι συνδυασμοί με + ή - ,

Ω είναι ο συντελεστής σεισμικής δράσης και προκύπτει από τον Πίνακα 3.10,

ω_{rm} , ω_{sh} και Ω_d προσδιορίζονται από τον Πίνακα 3.7, 3.8 και τις Εξισώσεις (3.25) – (3.28) αντίστοιχα.

Σε κατασκευές DC1 και DC2 η αντοχή των μη κρίσιμων μελών R_d που καταλήγουν σε κρίσιμες συνδέσεις θα πρέπει να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.36.

$$R_d \geq \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot R_{fy} \quad \text{Εξ.(3.36)}$$

όπου R_{fy} είναι η αντοχή των συνδέσεων.

Όταν σε ένα δομικό στοιχείο, ο στόχος ανασχεδιασμού για επιλεγμένη στάθμη επιτελεστικότητας, εκφράζεται σε όρους επιθυμητής μέγιστης αποδεκτής γωνίας στροφής χορδής θ , τότε η αναγκαία πλαστιμότητα ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας προσδιορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\theta_{SD} = \frac{1}{\gamma_{Rd,SD,\theta}} \cdot (\theta_y + \alpha_{SD,\theta} \cdot \theta_u^{pl})$$

όπου,

$\alpha_{SD,\theta}$ είναι το τμήμα του πλαστικού τμήματος της μέγιστης χορδής στροφής $\theta_u^{pl} = \theta_u - \theta_y$ που αφορά τη στάθμη επιτελεστικότητας SD (στάθμη σημαντικών βλαβών). Η τιμή της σταθεράς $\alpha_{SD,\theta} = 0,5$ και $\gamma_{Rd,SD,\theta}$ είναι ο συντελεστής μερικής αντοχής για τη στάθμη SD σύμφωνα με τον EN 1998.

$$\theta_{NC} = \frac{1}{\gamma_{Rd,NC,\theta}} \cdot (\theta_y + \theta_u^{pl})$$

όπου,

$\gamma_{Rd,NC,\theta}$ είναι ο συντελεστής μερικής αντοχής για τη στάθμη NC (οιωνοί κατάρρευση) σύμφωνα με τον EN 1998 με $\gamma_{Rd,NC,\theta} \geq \gamma_{Rd,SD,\theta}$

Για τη στάθμη επιτελεστικότητας DL τα όρια παραμόρφωσής της είναι ίδια με αυτά του EN 1998.

Τα ελαφροβαρή μεταλλικά συστήματα που αναφέρονται στον Πίνακα 3.10 αφορούν μεταλλικές κατασκευές με τοιχοπληρώσεις που προσφέρουν δυσκαμψία και παρουσιάζονται αναλυτικά στο παράρτημα F του prEN1998-1-2:2022. Οι τοιχοπληρώσεις μπορεί να είναι είτε από μεταλλικούς τοίχους που εμπειρεύουν χιαστί μέλη είτε από ελάσματα δυσκαμψίας. Οι συγκεκριμένες κατασκευές μπορούν να είναι DC2 ή DC3 και κατασκευάζονται από μέλη ψυχρής έλασης κατηγορίας διατομών 4.

Τύπος Στατικού Συστήματος	Ω	Μέλη Εφαρμογής
Πλαίσια Ροπής Μονώροφα κτίρια με μέλη κατηγορίας διατομών 3 και 4 Μονώροφα κτίρια με μέλη κατηγορίας διατομών 1 και 2 Πολυώροφα κτίρια	1,5 1,7 2,0	Υποστυλώματα
Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας: Σχήματος V Διαγώνιοι	1,5	Δοκάρια και υποστυλώματα
Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	2,0	Δοκάρια, σύνδεσμοι δυσκαμψίας και υποστυλώματα
Μικτό σύστημα Με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας Με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	1,7 2,0	Δοκάρια και υποστυλώματα των πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας Υποστυλώματα πολυώροφων κτιρίων Δοκάρια, σύνδεσμοι δυσκαμψίας και υποστυλώματα πλαισίων με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας
Ελαφροβαρή μεταλλικά συστήματα με: Συνδέσμους δυσκαμψίας Επένδυση από μεταλλικά ελάσματα Επένδυση από ξύλο Επένδυση από γυψοσανίδα	1,5 1,5 1,5 1,3	Συνδέσεις
Ανεστραμμένο εκκρεμές	1,5	Υποστυλώματα

Πίνακας 3.10: Συντελεστής σεισμικής δράσης Ω

3.2.5 Αποκατάσταση Συνέχειας Υποστυλώματος

Η αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος μπορεί να γίνει είτε με συγκόλληση είτε με κοχλίωση και θα πρέπει να γίνει τουλάχιστον στα 1,20 m μακριά από τις συνδέσεις δοκού υποστυλώματος για να αποφευχθεί η αλληλεπίδραση. Εάν το ύψος του ορόφου είναι μικρότερο των 2,40 m η αποκατάσταση συνέχειας του υποστυλώματος θα πρέπει να γίνει στο μέσον του καθαρού του ύψους. Για τα υποστυλώματα η απαιτούμενη αντοχή σε τέμνουσα $V_{Rd,c}$ και στις δύο διευθύνσεις της διατομής του υποστυλώματος θα πρέπει να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.37.

$$V_{Rd,c} \geq 2 \cdot M_{pl,Rd,c}(N_{Ed})/h_{ss} \quad \text{Εξ.}(3.37)$$

όπου,

$M_{pl,Rd,c}(N_{Ed})$ η πλαστική ροπή αντοχής του υποστυλώματος ανά διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση από το αξονικό φορτίο N_{Ed} ,

h_{ss} είναι η απόσταση των άνω παρειών των πλακών των ορόφων μεταξύ των οποίων γίνεται η αποκατάσταση συνέχειας του υποστυλώματος.

3.2.6 Υποστυλώματα και Δοκάρια

Για την πλευρική εξασφάλιση των δοκών έναντι πλευρικού λυγισμού ο prEN1998-1-2:2022 διαχωρίζει τη μέγιστη απαιτούμενη απόσταση των πλευρικών στηρίξεων ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας. Για κατασκευές DC2 εξακολουθούν να ισχύουν οι Εξισώσεις 3.2 του EN1998-1:2004, ενώ για κατασκευές DC3 πρέπει να ικανοποιείται η Εξίσωση 3.38. Ο σχεδιασμός των πλευρικών στηρίξεων για DC3 θα πρέπει να γίνεται μέσω της επιβολής σημειακού φορτίου Q_m σύμφωνα με την Εξίσωση 3.39.

$$L_{st} = 0,19 \cdot i_z \cdot E_s / (\omega_{rm} \cdot f_y) \quad \text{Εξ. (3.38)}$$

όπου,

i_z είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον ασθενή άξονα της διατομής z ,

E_s είναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα,

ω_{rm} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής του χάλυβα και

f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα

$$Q_m = 0,06 \cdot \omega_{rm} \cdot N_{f,Ed} \quad \text{Εξ. (3.39)}$$

με $N_{f,Ed}$ η αξονική δύναμη του θλιβόμενου πέλματος του υπό εξέταση μέλους σύμφωνα με την Εξίσωση 3.40.

$$N_{f,Ed} = b_f \cdot t_f \cdot f_y \quad \text{Εξ. (3.40)}$$

με b_f και t_f το πλάτος και το πάχος του θλιβόμενου πέλματος της δοκού αντίστοιχα.

Για τον έλεγχο επάρκειας των δοκών σε ροπή και αξονική δύναμη εξακολουθούν να ισχύουν οι Εξισώσεις 3.3 έως 3.5 του EN1998:2004, ενώ για τον έλεγχο επάρκειας σε τέμνουσα ισχύει η Εξίσωση 3.41.

$$V_{Ed} \leq \begin{cases} 0,15 \cdot V_{Rd,b} \text{ για δοκούς κατηγορίας διατομής 1 ή 2} \\ V_{Rd,b} \text{ για δοκούς κατηγορίας διατομής 3 ή 4} \end{cases} \quad \text{Εξ. (3.41)}$$

όπου V_{Ed} η τέμνουσα σχεδιασμού αντίστοιχα που αναπτύσσεται στις δοκούς λόγω σεισμού και $V_{Rd,b}$ η διατμητική αντοχή της δοκού αντίστοιχα.

Για DC3 η τέμνουσα σχεδιασμού προκύπτει από την Εξίσωση 3.42 όπου $V_{Ed,G}$ η τέμνουσα σχεδιασμού υπό την επιβολή φορτίων βαρύτητας και $V_{Ed,M}$ η τέμνουσα σχεδιασμού κατά την εφαρμογή πλαστικών ρομών με αντίθετα πρόσημα στα άκρα της δοκού "A" και "B", σύμφωνα με την Εξίσωση 3.43.

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad \text{Εξ. (3.42)}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,b,A} + M_{pl,Rd,b,B}) / L_h \quad \text{Εξ. (3.43)}$$

με L_h η απόσταση μεταξύ των πλαστικών αρθρώσεων της δοκού.

Για τον έλεγχο υποστυλωμάτων κτιρίων DC2 η Εξίσωση 3.6 μπορεί να αγνοηθεί. Ο σχεδιασμός τους όμως σε αντοχή και ευστάθεια θα πρέπει να γίνει σύμφωνα με τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φόρτισης όπως ορίστηκαν στις Εξισώσεις 3.25 και 3.26.

Για DC3 τα υποστυλώματα θα πρέπει να ικανοποιούν την Εξίσωση 3.44 και την Εξίσωση 3.45. Για υποστυλώματα με διατομή κατηγορίας 3 ή 4, η αξονική δύναμη N_{Ed} δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το $0,6 \cdot N_{Rd,c}$, όπου $N_{Rd,c}$ είναι η θλιπτική αντοχή του υποστυλώματος σύμφωνα με τον EN 1993-1-1.

$$\Sigma M_{pl,Rd,c}(N_{Ed}) \geq \Sigma [\omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot (M_{pl,Rd,b} + S_h \cdot V_{Ed,M}) + S_h \cdot V_{Ed,G}] \quad \text{Εξ. (3.44)}$$

όπου,

$\Sigma M_{pl,Rd,c}(N_{Ed})$ είναι το άθροισμα των ρομών αντοχής των υποστυλωμάτων που καταλήγουν σε κόμβο, λαμβάνοντας υπόψη το αξονικό φορτίο N_{Ed} στο σεισμικό σχεδιασμό,

$\Sigma M_{pl,Rd,b}$ είναι το άθροισμα των ρομών αντοχής των δοκών που καταλήγουν στον κόμβο,

$V_{Ed,M}$ είναι η διατμητική δύναμη κατά τη διάρκεια του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων και στα δύο άκρα της δοκού,

$V_{Ed,G}$ είναι η διατμητική δύναμη σχεδιασμού για φορτία βαρύτητας,

s_h είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου της αναμενόμενης πλαστικής άρθρωσης και του άξονα του υποστυλώματος,

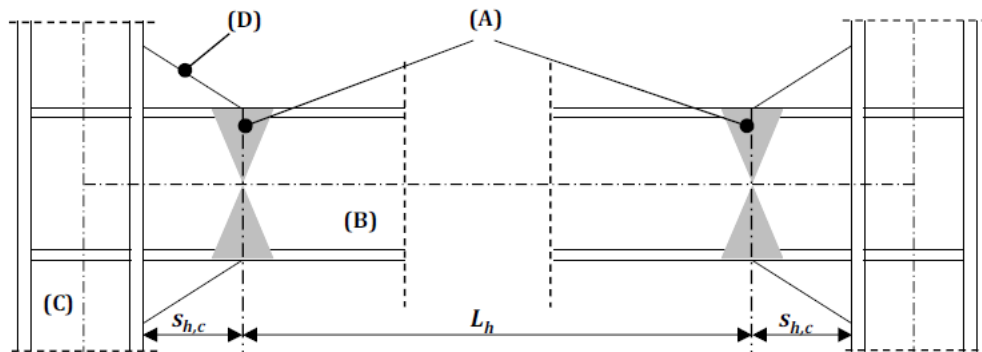
ω_{rm} και ω_{sh} είναι οι συντελεστές υπεραντοχής και κράτυνσης αντίστοιχα.

$$V_{Ed} \leq \begin{cases} 0,5 \cdot V_{Rd,c} \text{ για υποστυλώματα κατηγορίας διατομής 1 ή 2} \\ V_{Rd,c} \text{ για υποστυλώματα κατηγορίας διατομής 3 ή 4} \end{cases} \quad \text{Εξ. (3.45)}$$

όπου $V_{Rd,c}$ είναι η αντοχή σε τέμνουσα του υποστυλώματος σύμφωνα με τον EN 1993-1-1.

3.2.7 Συνδέσεις

Κατά το παράρτημα E του prEN1998-1-2:2022 οι συνδέσεις δοκού υποστυλώματος διακρίνονται με βάση το μέλος και τη χρονική σειρά κατά τα οποία εμφανίζεται μηχανισμός. Στην Εικόνα 3.17 με (A) απεικονίζεται η ιδανική θέση ανάπτυξης πλαστικής άρθρωσης, με (B) και με (C) η δοκός και το υποστυλώμα αντίστοιχα, ενώ με D η νεύρωση αν υπάρχει στον κόμβο για λόγους ενίσχυσης.



Εικόνα 3.17: Σύνδεση υποστυλώματος και δοκού

Πιο συγκεκριμένα, για συνδέσεις που η κρίσιμη περιοχή εμφανίζεται στις δοκούς, θα πρέπει οι συνδέσεις να ικανοποιούν την Εξίσωση 3.46, λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της υπεραντοχής και της κράτυνσης των υλικών. Για συνδέσεις όπου η κρίσιμη περιοχή εμφανίζεται ταυτόχρονα και στη δοκό και στην ίδια τη σύνδεση, θα πρέπει η αντοχή της σύνδεσης να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.47, ενώ σε περίπτωση που η κρίσιμη περιοχή εμφανίζεται στις συνδέσεις, “μερικής αντοχής”, η αντοχή της σύνδεσης θα πρέπει να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.48. Τέλος, όταν ο μηχανισμός εμφανίζεται σε κοχλιωτές συνδέσεις “τριβής” θα πρέπει να ικανοποιείται η Εξίσωση 3.49.

$$M_{con,Rd} \geq \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot (M_{b,pl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M}) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G} \quad \text{Εξ. (3.46)}$$

όπου,

$M_{con,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της σύνδεσης,

$M_{b,pl,k}$ είναι η ροπή αντοχής της δοκού στη σύνδεση,

$s_{h,c}$ είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου της αναμενόμενης πλαστικής άρθρωσης και του υποστυλώματος της σύνδεσης σύμφωνα με την Εικόνα 3.17.

$V_{Ed,M}$ είναι η τέμνουσα σχεδιασμού κατά την εφαρμογή πλαστικών ρομών με αντίθετα πρόσημα στα άκρα της δοκού σύμφωνα με την Εξ. (3.43).

$$M_{con,Rd} \geq (M_{b,pl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M}) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G} \quad \text{Εξ. (3.47)}$$

$$\frac{1}{\omega_{rm}} \cdot [(M_{b,pl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M}) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G}] \leq M_{con,Rd} < [(M_{b,pl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M}) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G}] \quad \text{Εξ. (3.48)}$$

όπου,

ω_{rm} δίνεται από τον Πίνακα 3.7, αλλά η τιμή $1/\omega_{rm}$ δεν θα πρέπει να μικρότερη του 0,74.

$$0,25 \cdot [(M_{b,pl,k} + S_{h,c} \cdot V_{Ed,M}) + S_{h,c} \cdot V_{Ed,G}] \leq M_{con,Rd} < \frac{1}{\omega_{rm}} \cdot [(M_{b,pl,k} + S_{h,c} \cdot V_{Ed,M}) + S_{h,c} \cdot V_{Ed,G}] \quad \text{Εξ. (3.49)}$$

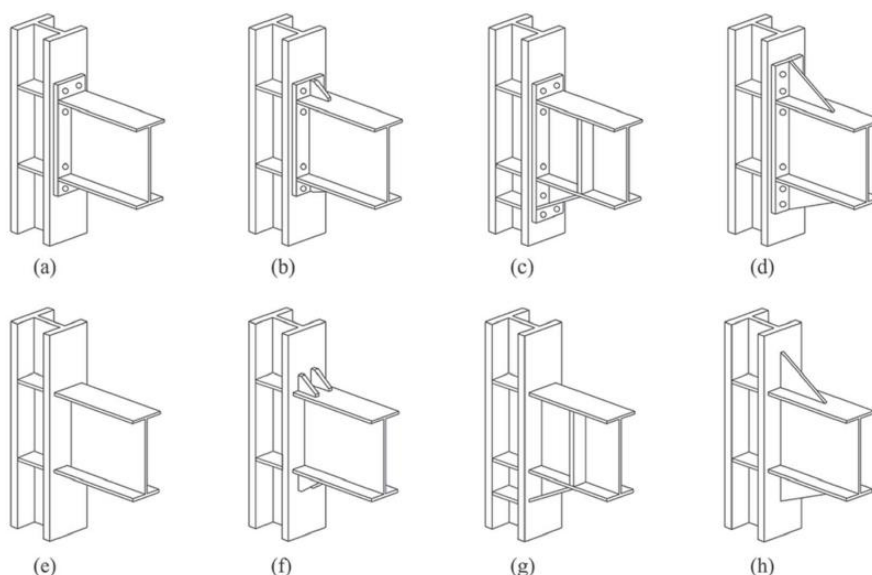
Τα μέλη που έχουν συνδέσεις “μερικής αντοχής” και “τριβής” θα πρέπει να έχουν ροπή σύμφωνα με την Εξίσωση 3.50.

$$M_{pl,Rd} \geq \begin{cases} \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot M_{con,Rd} & \text{για συνδέσεις “μερικής αντοχής”} \\ 1,3 \cdot \omega_{sr} \cdot \omega_{\mu} \cdot M_{con,Rd} & \text{για συνδέσεις “τριβής”} \end{cases} \quad \text{Εξ. (3.50)}$$

όπου,

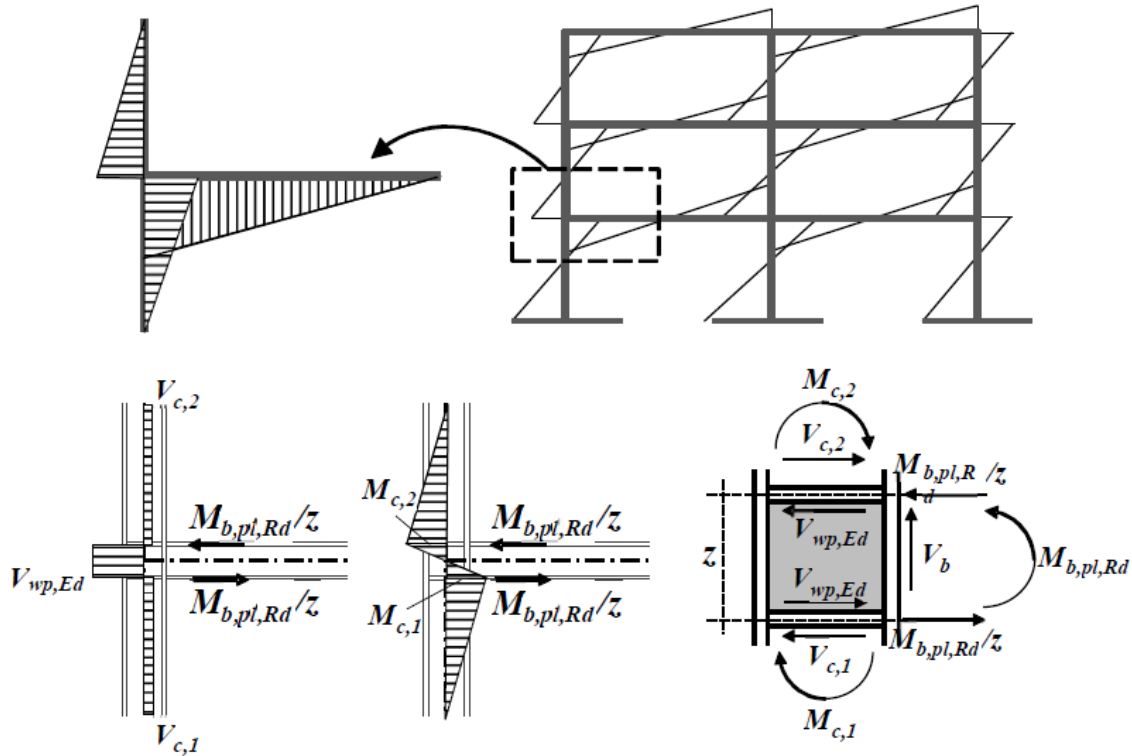
ω_{sr} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής των μελών τριβής της σύνδεσης και ισούται με 1,1 εκτός και αν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα,

ω_{μ} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής των μελών τριβής της σύνδεσης και ισούται με το λόγο του 95% της σταθεράς τριβής $\mu_{s,upper}$ και της τιμής σχεδιασμού του 5% της δυναμικής σταθεράς τριβής μ_d .



Εικόνα 3.18: Κοχλιωτές και συγκολλητές συνδέσεις δοκού υποστυλώματος

Σύμφωνα με τον prEN1998-1-2:2022 εξακολουθούν να ισχύουν οι Εξισώσεις (3.8) και (3.9) του EN1998-1:2004, με τη διαφορά ότι πλέον ο Ευρωκώδικας ορίζει την $V_{wp,Rd}$ ανάλογα με το είδος του κόμβου. Πιο συγκεκριμένα, αν σχηματίζεται μηχανισμός πρώτα στη δοκό ή στην ίδια τη σύνδεση, η αντοχή του κορμού του υποστυλώματος σε τέμνουσα, $V_{wp,Rd}$ είναι ίση με την ελαστική αντοχή του κορμού του υποστυλώματος χωρίς να προσμετράται η αντοχή κάποιου επιπρόσθετου ελάσματος στον κόμβο αν υπάρχει. Αν υπάρχουν οι ίδιες πιθανότητες να σχηματιστεί πρώτα μηχανισμός στο υποστυλώμα ή στη δοκό ή στην ίδια τη σύνδεση, τότε η $V_{wp,Rd}$ ισούται με την πλαστική αντοχή του κορμού, δηλαδή της τέμνουσας σχεδιασμού του κόμβου του υποστυλώματος $V_{wp,Ed}$ που ισούται με την ελάχιστη ροπή αντοχής ανάμεσα στη δοκό και στο υποστυλώμα και στην επιπρόσθετη αντοχή του ελάσματος αν αυτό υπάρχει. Τέλος, αν ο μηχανισμός δημιουργηθεί πρώτα στο υποστυλώμα η $V_{wp,Ed}$ ισούται με τις ροπές σχεδιασμού λόγω σεισμού.



Εικόνα 3.19: Δυνάμεις κορμού υποστυλώματος κόμβου

Κατά την ενίσχυση των κόμβων με την προσθήκη ελάσματος για κατασκευές DC3, στο νέο Ευρωκώδικα προστίθεται ο έλεγχος του πάχους του συνολικού κορμού όπως αυτός προκύπτει από την Εξίσωση 3.51. Επιπλέον, για κατασκευές DC3 η διατμητική παραμόρφωση του κόμβου θ_p δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από 0,03 rad, ενώ για κατασκευές DC2 δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από 0,02 rad.

$$t = (t_w + t_{swp}) \geq [(d_b - 2 \cdot t_{b,f}) + (d_c - 2 \cdot t_{c,f})] / 90 \quad \text{Εξ. (3.51)}$$

όπου,

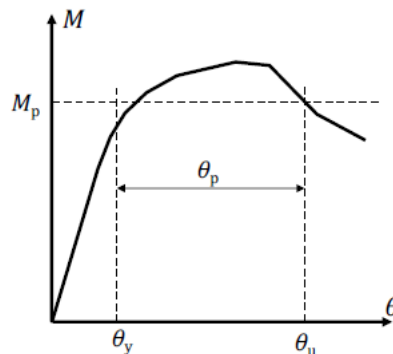
d_b είναι το ύψος της πιο υψίκορμης δοκού που συνδέεται στον κόμβο

$t_{b,f}$ είναι το πάχος του πέλματος της πιο υψίκορμης δοκού

d_c είναι το ύψος της διατομής του υποστυλώματος που συνδέεται στον κόμβο

$t_{c,f}$ είναι το πάχος του πέλματος του υποστυλώματος

t_{swp} είναι το πάχος του ελάσματος



Εικόνα 3.20: Προσδιορισμός της διατμητικής παραμόρφωσης του κόμβου θ_p

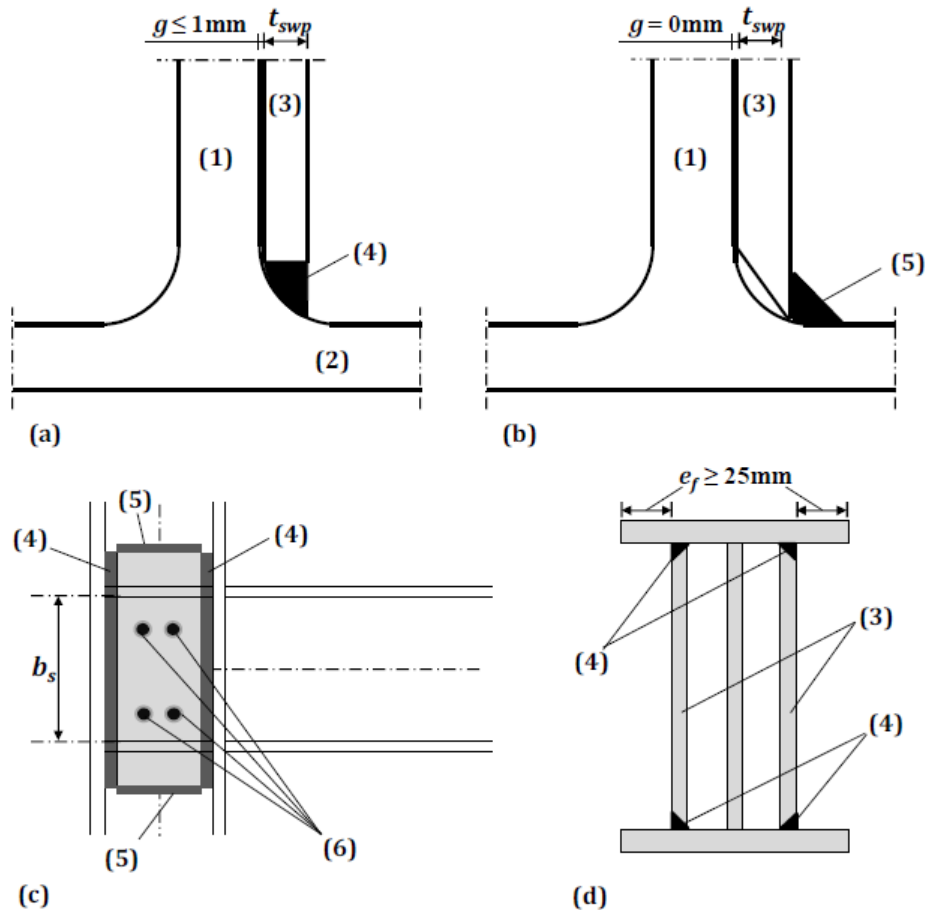
Όταν ενισχύουμε τον κόμβο με την προσθήκη ενός ελάσματος στον κορμό του υποστυλώματος στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται εσωραφές πλήρους διεύθυνσης Εικόνα 3.21 (4), πρέπει οι οριζόντιες

ραφές της συγκόλλησης του ελάσματος με τον κορμό του υποστυλώματος να πραγματοποιούνται σε απόσταση g μικρότερη του 1mm (πάχος ραφής). Στην περίπτωση όμως που χρησιμοποιούνται εξωραφές Εικόνα 3.21 (5), οι οριζόντιες ραφές της συγκόλλησης του ελάσματος με τον κορμό του υποστυλώματος πρέπει να πραγματοποιούνται σε απόσταση g ίση με 0mm.

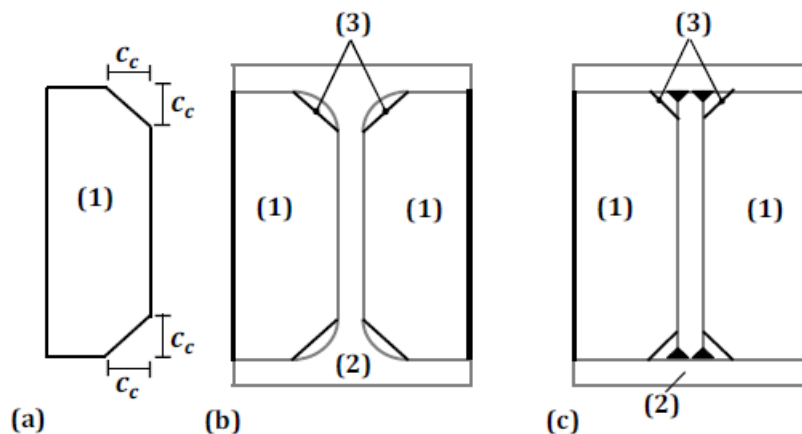
Αν τα ελάσματα ενίσχυσης του κορμού του υποστυλώματος βρίσκονται μακριά από τον ίδιο τον κορμό του υποστυλώματος, πρέπει τα ελάσματα να τοποθετούνται σε απόσταση τέτοια ώστε η απόσταση e_f που ορίζεται από το άκρο του πέλματος της διατομής του υποστυλώματος μέχρι το έλασμα ενίσχυσης να είναι μεγαλύτερη των 25mm Εικόνα 3.21 (d) και κάθε έλασμα να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.43.

Η επιφάνεια διάτμησης του ενισχυμένου κόμβου A_v θα πρέπει να υπολογίζεται ως το άθροισμα της επιφάνειας διάτμησης του υποστυλώματος $A_{v,c}$ και της επιφάνειας του ελάσματος $A_{v,p}$. Ο λόγος b_s/t_{swp} του ελάσματος ενίσχυσης του κορμού του υποστυλώματος πρέπει να είναι μικρότερος του $40 \cdot \epsilon$, με $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$. Για λόγους b_s/t_{swp} μεγαλύτερους από $40 \cdot \epsilon$ πρέπει να πραγματοποιηθούν μόνο εσωραφές πλήρους διείσδυσης και εξωραφές πλήρωσης οπών, σύμφωνα με την Εικόνα 3.21 (c), (6).

Όταν στον κόμβο χρησιμοποιούνται ελάσματα εγκάρσια στον κορμό του υποστυλώματος, σύμφωνα με την Εικόνα 3.20, αυξάνεται η δυσκαμψία των πελμάτων και του κορμού του υποστυλώματος στον κόμβο. Το πάχος των συγκεκριμένων ελασμάτων δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο από το πάχος των πελμάτων της δοκού ή του πέλματος της ενίσχυσης του κάτω πέλματος της δοκού του κόμβου αν υπάρχει. Επίσης, τα εγκάρσια ελάσματα δεν θα πρέπει να εκτείνονται πέρα από το άκρο των πελμάτων των υποστυλωμάτων. Τέλος, κατά μήκος του κορμού του υποστυλώματος διατομής H , οι γωνίες του εγκάρσιου ελάσματος θα πρέπει να έχουν αμβλυνθεί κατά c_c για να αποφευχθεί η αλληλοεπικάλυψη με την ακτίνα συναρμογής στις διατομές θερμής έλασης Εικόνα 3.22 (b) ή με την ακτίνα της εξωραφής της συγκολλητής διατομής Εικόνα 3.22 (c). Η απόσταση c_c δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από το άθροισμα της ακτίνας συναρμογής της διατομής θερμής έλασης συν 1mm ή το άθροισμα της ακτίνας της εξωραφής της συγκολλητής διατομής συν 15mm.



Εικόνα 3.21: Λεπτομέρεια συγκόλλησης επιπρόσθετου ελάσματος στον κόμβο του κορμού του υποστυλώματος για διατομές DC3, όπου (1) και (2) είναι ο κορμός και το πέλμα του υποστυλώματος αντίστοιχα, (3) είναι το έλασμα, (4) είναι η εσωραφή πλήρους διείσδυσης, (5) είναι η εξωραφή και (6) είναι οι εξωραφές πλήρωσης οπών.



Εικόνα 3.22: Εγκάρσια ελάσματα στον κορμό του υποστυλώματος

Η σύνδεση δοκού υποστυλώματος μπορεί να είναι είτε κοχλιωτή είτε συγκολλητή σύμφωνα με την Εικόνα 3.18 και πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη αντοχή και πλαστιμότητα κατά το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης. Για να επιτευχθούν τα ανωτέρω μπορούν να προστεθούν στον κόμβο ελάσματα και νευρώσεις. Οι δοκοί μπορεί να είναι είτε θερμής έλασης είτε να είναι σύνθετες, αποτελούμενες από συγκολλημένες διατομές. Στις δεύτερες οι κορμοί και τα πέλματα των διατομών θα πρέπει να συγκολλούνται με βαθιές ραφές για μια περιοχή τουλάχιστον ένα ύψος

διατομής δοκού μετά την απόσταση από τη δοκό μέχρι το σημείο της αναμενόμενης θέσης σχηματισμού μηχανισμού $s_{h,c}$ Εικόνα 3.15. Το συνολικό πάχος της ραφής δεν θα πρέπει να ξεπερνάει τα 8mm ή το πάχος του κορμού της δοκού. Οι διατομές των υποστυλωμάτων μπορεί να είναι θερμής έλασης, σύνθετες, σχήματος σταυρού ή κοίλες ψυχρής έλασης.

Μία από τις συνδέσεις δοκού υποστυλώματος που παρουσιάζεται στον prEN1998-1-2:2022 είναι αυτή με την ενίσχυση του κάτω πέλματος της δοκού σύμφωνα με την Εικόνα 3.21, η οποία μπορεί να είναι είτε συγκολλητή είτε κοχλιωτή. Στην περίπτωση που είναι κοχλιωτή Εικόνα 3.23 (b) χρειάζονται έξι δυάδες κοχλιών Εικόνα 3.21 (c), (d), όπου οι τρεις δυάδες παραλαμβάνουν εφελκυστικές δυνάμεις και οι υπόλοιπες τρεις θλιπτικές δυνάμεις, λόγω της ροπής που αναπτύσσεται στον κόμβο. Ο σχεδιασμός του συγκεκριμένου κόμβου γίνεται με βάση την Εξ.(3.38) και με βάση τον EN 1993-1-8, λαμβάνοντας υπόψη ότι το κέντρο θλίψης της διατομής βρίσκεται στο σημείο (1) ή στο (2) της Εικόνας 3.21. Η γωνία που σχηματίζεται μεταξύ του κάτω πέλματος της δοκού και του πέλματος της διατομής ενίσχυσης, θα πρέπει να είναι μεταξύ 30° και 40°. Ο χάλυβας των δοκών θα πρέπει να είναι S235 ή S355, η διατομή τους να είναι κατηγορίας 1 σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 για DC3, ενώ για DC2 η διατομή των δοκών μπορεί να είναι κατηγορίας 1 ή 2. Το ύψος των διατομών των δοκών και για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας πρέπει να κυμαίνεται από 240 έως 770mm. Ο χάλυβας των υποστυλωμάτων πρέπει να είναι από S235 έως S690 και η διατομή τους να είναι κατηγορίας 1 για DC3, ενώ για DC2 μπορεί να είναι 1 ή 2. Το ύψος της διατομής των υποστυλωμάτων κυμαίνεται από 200 έως 716mm. Το πάχος του κορμού της διατομής ενίσχυσης, Εικόνα 3.23 (A), θα πρέπει να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.52, ενώ το πάχος της μετωπικής πλάκας, Εικόνα 3.23 (E), θα πρέπει να είναι μεταξύ 16 και 40mm. Κατά τον Ευρωκώδικα προτείνεται ο χάλυβας της μετωπικής πλάκας να είναι κατηγορίας S235 ή S355 και το πλάτος της μετωπικής πλάκας δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο από το πλάτος του πέλματος της δοκού αυξημένο κατά 30 mm και όχι μεγαλύτερο από το πλάτος του πέλματος του υποστυλώματος. Οι κοχλίες πρέπει να είναι προεντεταμένοι και να διαστασιολογούνται με βάση τους EN 14399-3, EN 14399-4, EN 1090-2 και να έχουν ονομαστική ακτίνα από 14 έως 40mm. Στην περίπτωση που η σύνδεση είναι συγκολλητή, Εικόνα 3.23 (a), θα πρέπει η αντοχή των συγκολλήσεων να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή των συγκολλούμενων μελών και οι συγκολλήσεις να γίνονται σύμφωνα με την Εικόνα 3.24 a).

$$t_{w,h} \geq t_{w,b} \cdot (f_{y,b}/f_{y,h}) \quad \text{Εξ.(3.52)}$$

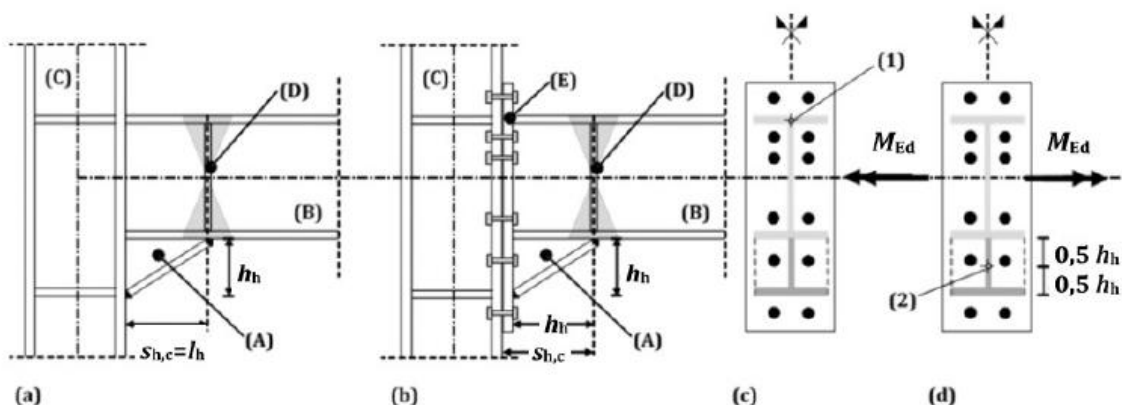
όπου,

$t_{w,h}$ είναι το πάχος του κορμού της διατομής ενίσχυσης,

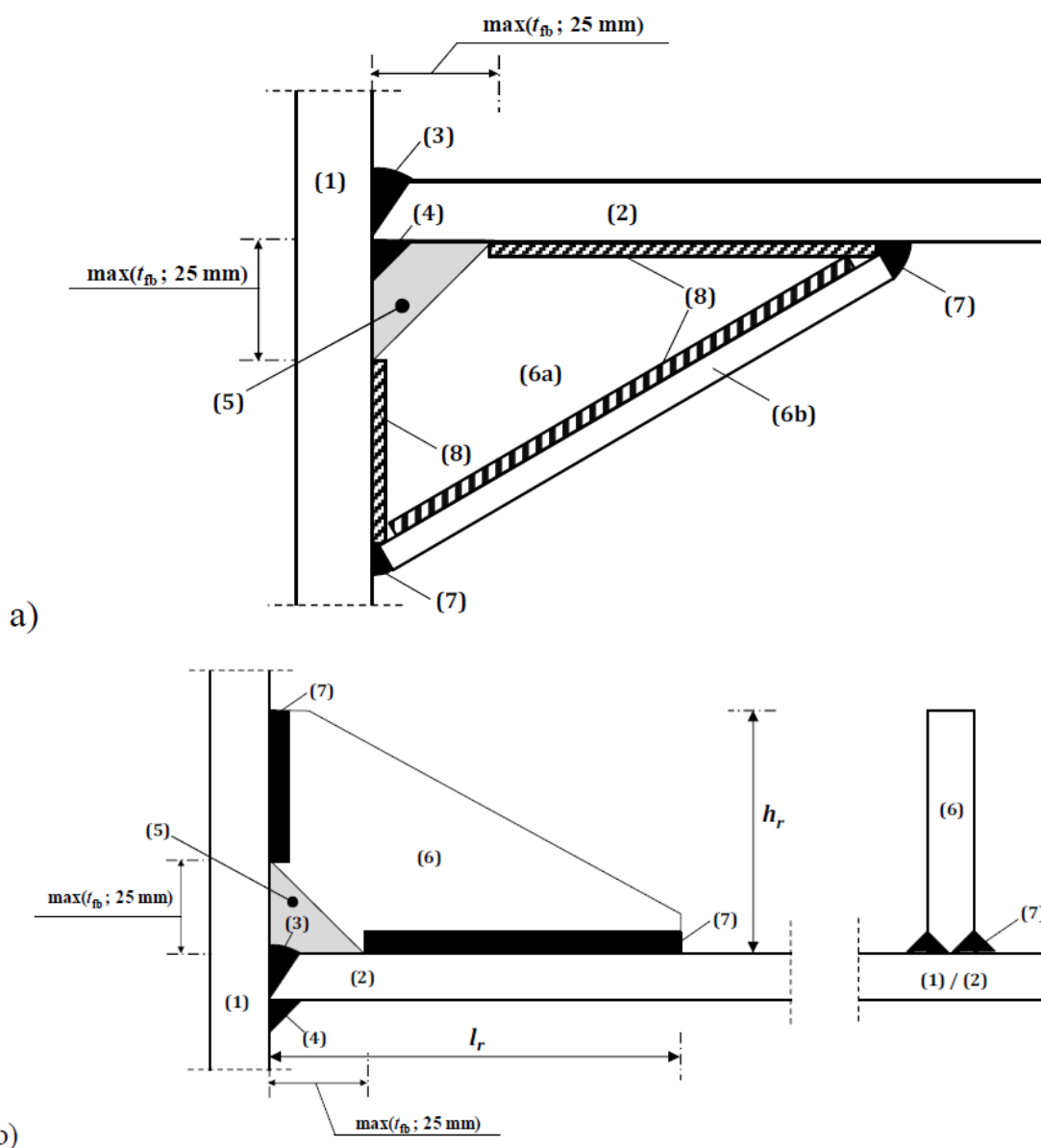
$t_{w,b}$ είναι το πάχος της διατομής του κορμού της δοκού,

$f_{y,h}$ είναι το όριο διαρροής της διατομής ενίσχυσης,

$f_{y,b}$ είναι το όριο διαρροής της δοκού



Εικόνα 3.23: Σύνδεση δοκού υποστυλώματος με ενίσχυση του κάτω πέλματος της δοκού.



Εικόνα 3.24: Λεπτομέρεια συγκόλλησης, όπου με (1) είναι το πέλμα του υποστυλώματος, με (2) το πέλμα της δοκού, με (3) οι εσωραφές πλήρους διείσδυσης, με (4) και (8) οι εξωραφές, με (5) είναι η περιοχή πρόσβασης, με (6a) και (6b) ο κορμός και το πέλμα της διατομής ενίσχυσης του κάτω πέλματος της δοκού, (7) εσωραφές πλήρους διείσδυσης με εξωραφές.

Μία άλλη σύνδεση δοκού υποστυλώματος που παρουσιάζεται στον prEN1998-1-2:2022 είναι αυτή της ενίσχυσης του κάτω και του άνω πέλματος της δοκού με την προσθήκη ελάσματος. Οι συγκεκριμένες συνδέσεις των ελασμάτων με τη δοκό και το υποστύλωμα του κόμβου μπορεί να γίνονται είτε με συγκόλληση σύμφωνα με την Εικόνα 3.25 είτε μέσω κοχλιών με την προσθήκη μετωπικής πλάκας Εικόνα 3.26. Στη σύνδεση με τους κοχλίες ο Ευρωκώδικας, ανάλογα με το σε ποια θέση εμφανίζεται ο μηχανισμός, ορίζει διαφορετικά σενάρια όσον αφορά τη διατομή της δοκού και το πλήθος των σειρών των κοχλιών.

Ίδιες πιθανότητες σχηματισμού κρίσιμης περιοχής σε σύνδεση και δοκό με τέσσερις σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 230-500mm,

- Εικόνα 3.26 (b).

Ανάπτυξη κρίσιμης περιοχής στη δοκό με τέσσερις σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 230-360mm,

- Εικόνα 3.26 (b).

Ανάπτυξη κρίσιμης περιοχής στη δοκό με έξι σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 360-600mm,

- Εικόνα 3.26 (c).

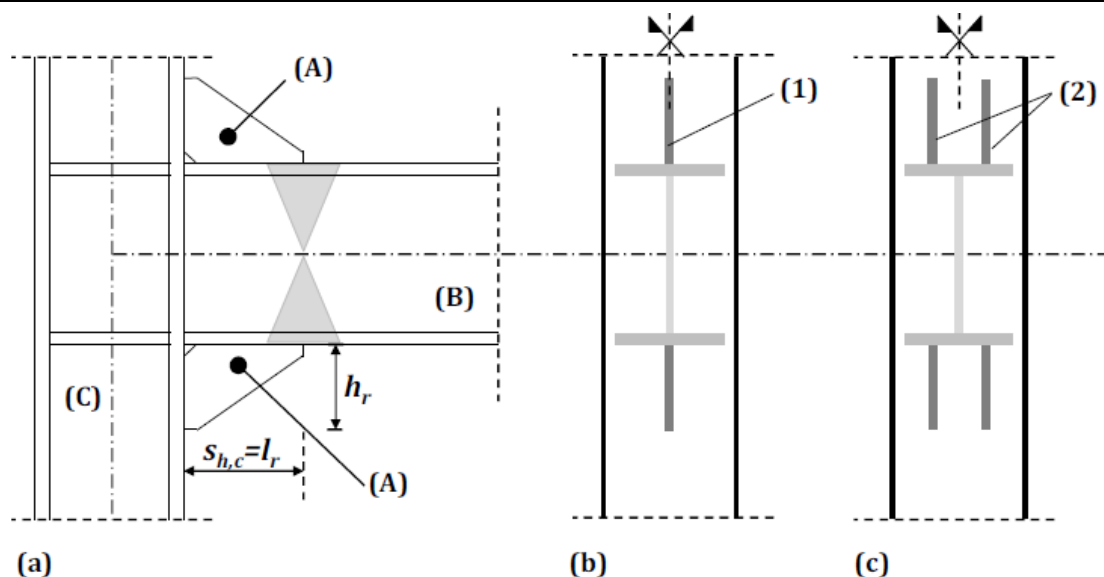
Ίδιες πιθανότητες σχηματισμού κρίσιμης περιοχής σε σύνδεση και δοκό με έξι σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 500-910mm,

- Εικόνα 3.26 (c).

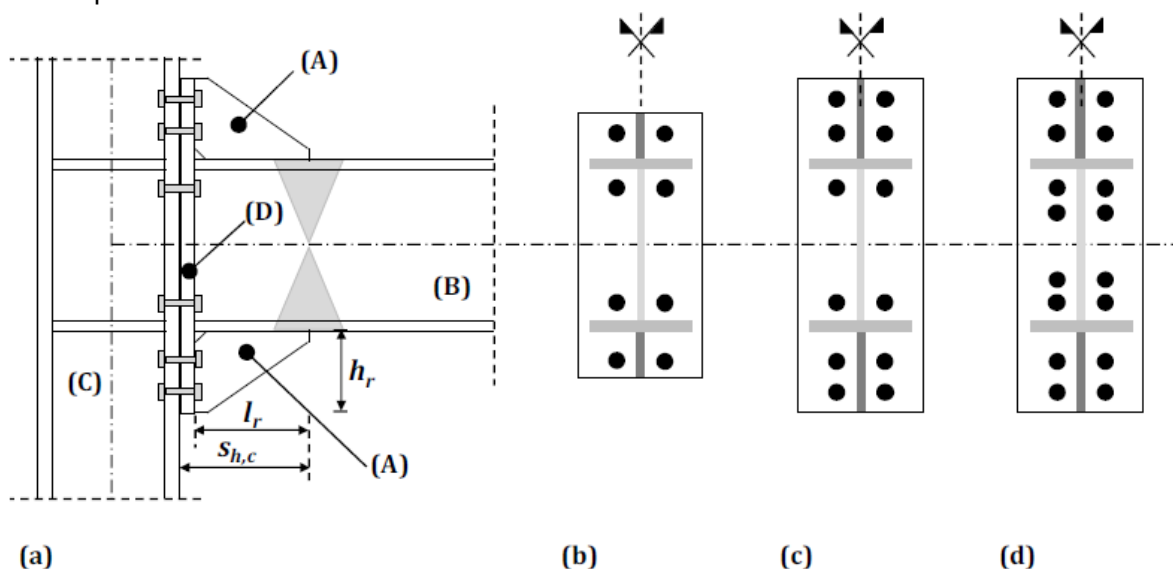
Ανάπτυξη κρίσιμης περιοχής στη δοκό με οκτώ σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 600-910mm,

- Εικόνα 3.26 (d).

Για κατασκευές DC3 πρέπει να χρησιμοποιούνται είτε κοχλιωτές είτε συγκολλητές συνδέσεις όπου η κρίσιμη περιοχή αναπτύσσεται πρώτα στις δοκούς καθώς και κοχλιωτές συνδέσεις όπου ο μηχανισμός έχει τις ίδιες πιθανότητες να εμφανιστεί στη δοκό ή στην ίδια τη σύνδεση. Ο σχεδιασμός της σύνδεσης πρέπει να γίνει σύμφωνα με την Εξίσωση 3.38 και με βάση τον EN1993-1-8. Στην περίπτωση που η σύνδεση είναι συγκολλητή θα πρέπει να ακολουθηθούν οι ραφές όπως αυτές παρουσιάζονται στην Εικόνα 3.24 b).



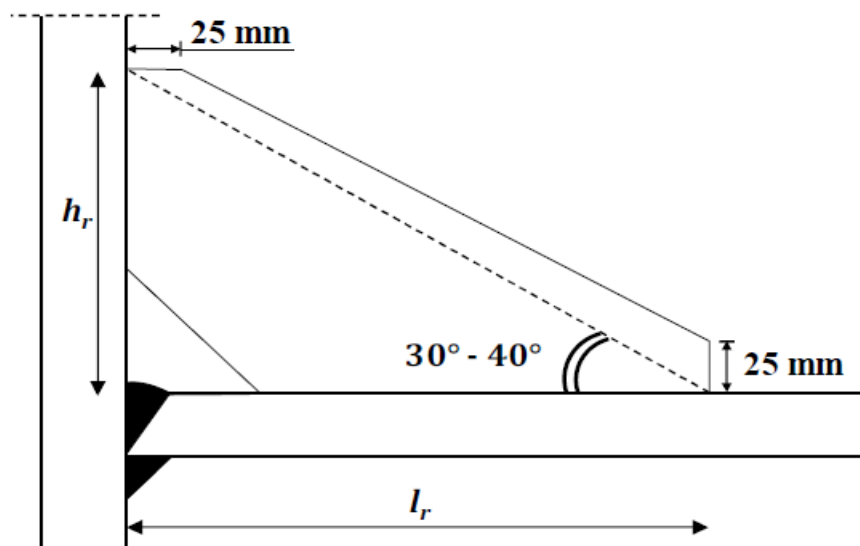
Εικόνα 3.25: Σύνδεση δοκού υποστυλώματος με προσθήκη ελασμάτων για την ενίσχυση της άνω και της κάτω παρειάς της δοκού μέσω συγκόλλησης όπου (A) είναι το έλασμα, (B) είναι η δοκός και (C) το υποσύλωμα.



Εικόνα 3.26: Σύνδεση δοκού υποστυλώματος με μετωπική πλάκα και με προσθήκη ελασμάτων για την ενίσχυση της άνω και της κάτω παρειάς της δοκού όπου (A) είναι το έλασμα, (B) είναι η δοκός, (C) το υποσύλωμα και (D) η μετωπική πλάκα.

Η γωνία που σχηματίζεται από την ευθεία που ορίζεται από την ένωση του ελάσματος με το πέλμα του υποστυλώματος και από την ένωση του ελάσματος με το πέλμα της δοκού καθώς και από την ευθεία του άνω πέλματος της δοκού, θα πρέπει να είναι από $30^\circ - 40^\circ$ σύμφωνα με την Εικόνα 3.27. Ο χάλυβας των δοκών θα πρέπει να είναι S235 ή S355, η διατομή τους να είναι κατηγορίας 1 σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 για DC3, ενώ για DC2 η διατομή των δοκών μπορεί να είναι κατηγορίας 1 ή 2. Το ύψος των διατομών των δοκών και για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας πρέπει να κυμαίνεται από 230 έως 910mm. Ο χάλυβας των υποστυλωμάτων πρέπει να είναι από S235 έως S690 και η διατομή τους να είναι κατηγορίας 1 για DC3, ενώ για DC2 μπορεί να είναι 1 ή 2. Το ύψος της διατομής των υποστυλωμάτων κυμαίνεται από 200 έως 1000mm. Το πάχος του ελάσματος πρέπει να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.53. Στην περίπτωση που η σύνδεση σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να δημιουργείται ο μηχανισμός πρώτα στη δοκό, ο λόγος ύψους προς το πάχος του ελάσματος πρέπει να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.54. Όταν η

συγκεκριμένη σύνδεση είναι κοχλιωτή, η μετωπική πλάκα της πρέπει να έχει πάχος από 12 έως 60mm και πλάτος μεταξύ του πλάτους του πέλματος της δοκού προσαυξημένο κατά 30mm και του πλάτους του πέλματος του υποστυλώματος. Στην περίπτωση που η κοχλιωτή σύνδεση σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε ο μηχανισμός να έχει τις ίδιες πιθανότητες να εμφανιστεί στη δοκό και στη σύνδεση, το πάχος της μετωπικής πλάκας t_p χρειάζεται να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.55. Τέλος, η ονομαστική διάμετρος των κοχλιών d_{bolt} πρέπει να είναι από 14 έως 40mm και η μέγιστη μεταξύ των κοχλιών της κάθε σειράς να κυμαίνεται από 80 έως 160mm.



Εικόνα 3.27: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ελάσματος ενίσχυσης κόμβου

$$t_{w,r} \geq t_{w,b} \cdot (f_{y,b}/f_{y,r}) \quad \text{Εξ.}(3.53)$$

όπου,

$t_{w,r}$ είναι το πάχος του ελάσματος,

$t_{w,b}$ είναι το πάχος του κορμού της δοκού,

$f_{y,r}$ είναι το όριο διαρροής του χάλυβα του ελάσματος και

$f_{y,b}$ είναι το όριο διαρροής του χάλυβα της δοκού

$$\frac{h_r}{t_{w,r}} \leq 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{y,r}}} \quad \text{Εξ.}(3.54)$$

όπου,

h_r είναι το ύψος του ελάσματος όπως φαίνεται στην

Εικόνα 3.27 όπου θα πρέπει να είναι από 100 έως 250mm και

E το μέτρο ελαστικότητας του ελάσματος

$$t_p \leq 0,30 \cdot d_{bolt} \cdot \sqrt{\frac{f_{u,b}}{f_{y,p}}} \quad \text{Εξ.}(3.55)$$

όπου,

d_{bolt} είναι η ονομαστική διάμετρος των κοχλιών,

$f_{u,b}$ είναι το όριο θραύσης του χάλυβα των κοχλιών,

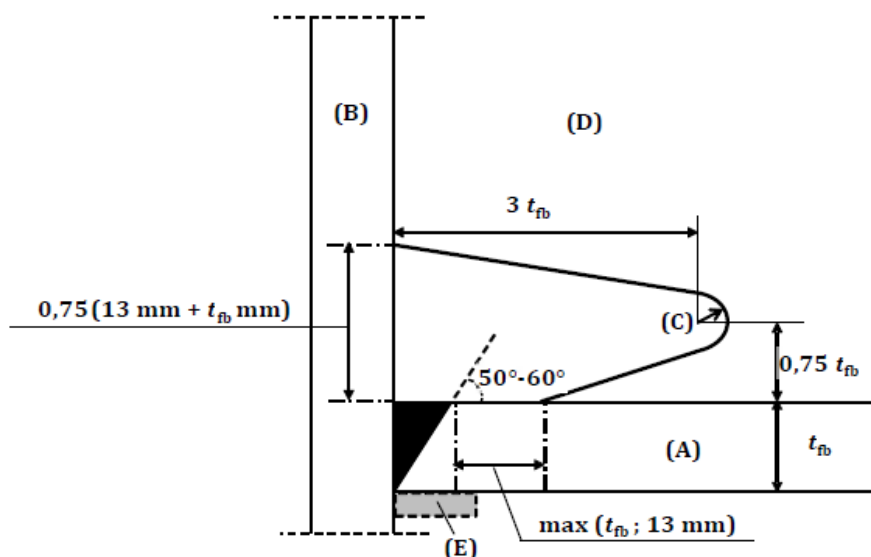
$f_{y,p}$ είναι το όριο διαρροής του χάλυβα της μετωπικής πλάκας.

Μία ακόμη σύνδεση δοκού υποστυλώματος που παρουσιάζεται στον Ευρωκώδικα είναι αυτή στην οποία δεν υπάρχει κάποιο επιπρόσθετο στοιχείο (έλασμα ή διατομή ενίσχυσης στο κάτω πέλματος δοκού), όπως παρουσιάστηκαν παραπάνω. Η συγκεκριμένη σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.29 (a) ή και κοχλιωτή με την προσθήκη μετωπικής πλάκας σύμφωνα με την Εικόνα 3.29

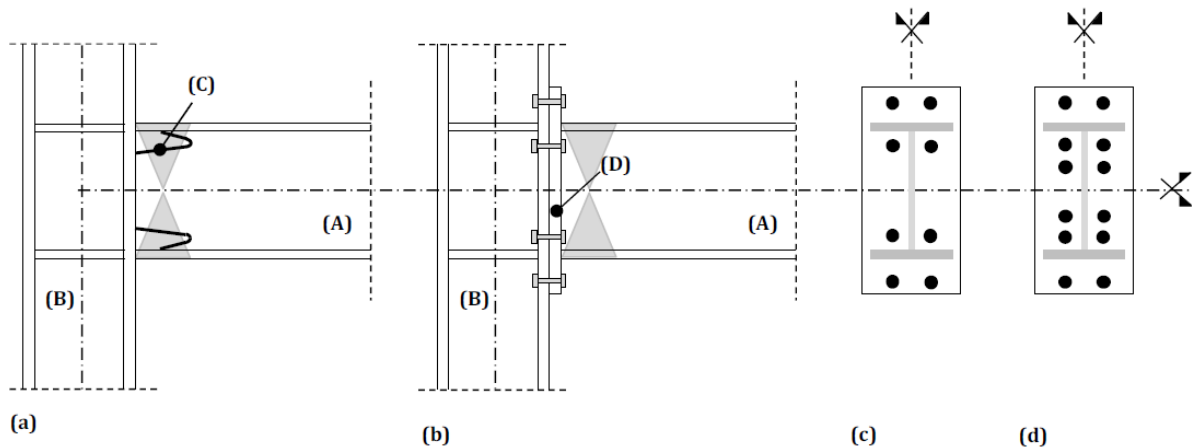
(b). Στη σύνδεση με τους κοχλίες ο Ευρωκώδικας, ανάλογα με το σε ποια θέση εμφανίζεται ο μηχανισμός, ορίζει διαφορετικά σενάρια όσον αφορά τη διατομή της δοκού και το πλήθος των σειρών των κοχλιών.

- Ίδιες πιθανότητες σχηματισμού κρίσιμης περιοχής σε σύνδεση και δοκό με τέσσερις σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 230-500mm, Εικόνα 3.29 (c).
- Ανάπτυξη κρίσιμης περιοχής στη δοκό με τέσσερις σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 230-300mm, Εικόνα 3.29 (c).
- Ανάπτυξη κρίσιμης περιοχής στη σύνδεση με τέσσερις σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 230-910mm, Εικόνα 3.29 (c).
- Ανάπτυξη κρίσιμης περιοχής στη δοκό με έξι σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 300-450mm, Εικόνα 3.29 (d).
- Ίδιες πιθανότητες σχηματισμού κρίσιμης περιοχής σε σύνδεση και δοκό με έξι σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 500-910mm, Εικόνα 3.29 (d).
- Ανάπτυξη κρίσιμης περιοχής στη σύνδεση με έξι σειρές κοχλιών και ύψος διατομής δοκού I από 230-910mm, Εικόνα 3.29 (d).

Ο σχεδιασμός της κοχλιωτής σύνδεσης μερικής αντοχής γίνεται με βάση την Εξίσωση 3.56 και σύμφωνα με τον EN1993-1-8. Για τον υπολογισμό της αντοχής συνδέσεων που ο μηχανισμός εμφανίζεται πρώτα στη δοκό ή υπάρχουν ίδιες πιθανότητες εμφάνισής του στη δοκό και στη σύνδεση, δεν θα πρέπει να συμπεριλαμβάνεται η αντοχή σε θλίψη ή σε εφελκυσμό του κορμού και του πέλματος της δοκού. Το πάχος της μετωπικής πλάκας θα πρέπει να είναι από 10 έως 60mm, ενώ το πλάτος δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο από το πλάτος του πέλματος της δοκού προσαυξημένο κατά 30mm και όχι μεγαλύτερο από το πλάτος του πέλματος του υποστυλώματος. Η ονομαστική διάμετρος των κοχλιών να κυμαίνεται από 14 έως 40mm και η απόσταση των κοχλιών σε κάθε σειρά να μην είναι μικρότερη από 80mm και μεγαλύτερη από 170mm. Όταν η σύνδεση είναι συγκολλητή η διατομή της δοκού στο σημείο της σύνδεσης κόβεται με συγκεκριμένο τρόπο σύμφωνα με την Εικόνα 3.28 για να μπορέσει να γίνει η συγκόλληση. Οι συγκεκριμένες οπές δεν θα πρέπει να δημιουργηθούν στον κορμό της δοκού. Για τον σχεδιασμό της συγκολλητής σύνδεσης ισχύουν όσα προαναφέρθηκαν στις παραπάνω συνδέσεις δοκού υποστυλώματος.

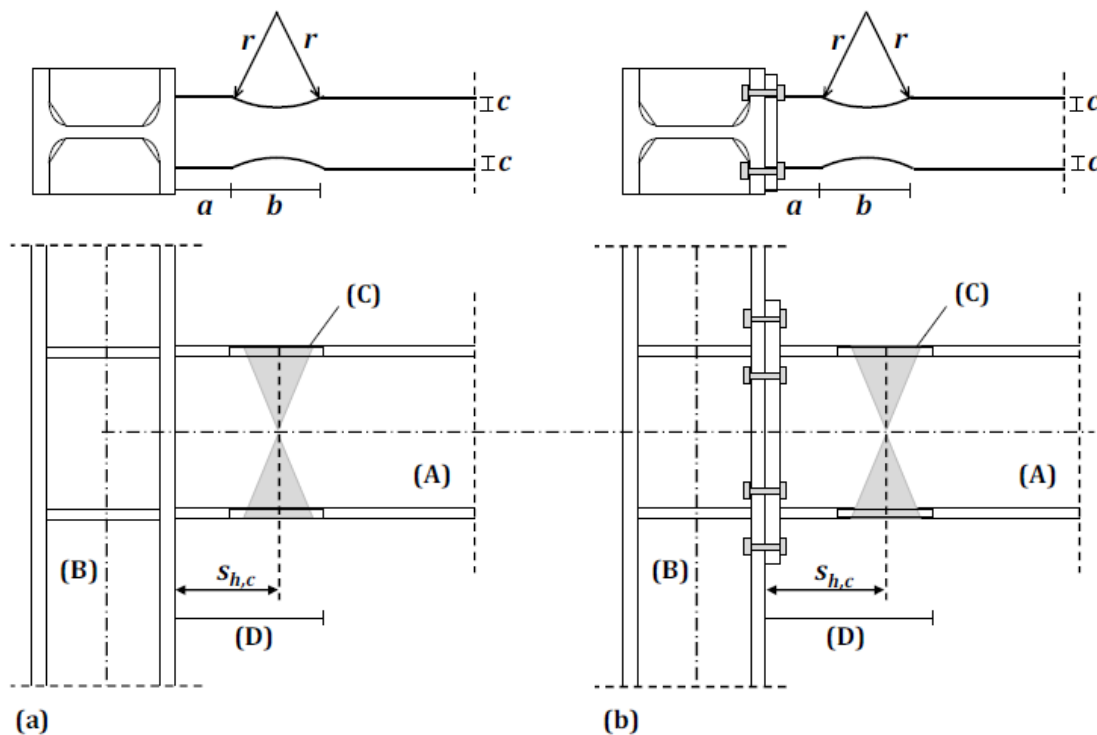


Εικόνα 3.28: Λεπτομέρεια κοπής οπής στη δοκό για την πραγματοποίηση της συγκόλλησης, όπου (A) και (B) το πέλμα της δοκού και του υποστυλώματος αντίστοιχα, (C) διάμετρος οπής από 18 έως 20mm, (E) προσωρινό έλασμα για τη δημιουργία της οπής.



Εικόνα 3.29: Απλή σύνδεση δοκού υποστυλώματος όπου (A) είναι η δοκός, (B) είναι το υποστύλωμα, (C) είναι η κατασκευαστική εγκόπη για τη συγκόλληση μεταξύ του πέλματος του υποστυλώματος και της δοκού και (D) η μετωπική πλάκα.

Μία επιπρόσθετη σύνδεση δοκού υποστυλώματος είναι αυτή της μειωμένης διατομής της δοκού για να επιτευχθεί πιο εύκολα ο σχηματισμός του μηχανισμού στη δοκό. Οι συγκεκριμένες συνδέσεις μπορεί να είναι είτε συγκολλητές είτε κοχλιωτές σύμφωνα με την Εικόνα 3.30 a) και b) αντίστοιχα.



Εικόνα 3.30: Σύνδεση δοκού υποστυλώματος με απομειωμένη διατομή της δοκού.

Η απόσταση "α", μεταξύ της παρειάς του υποστυλώματος και της αρχής της απομείωσης της δοκού θα πρέπει να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.57. Το μήκος "b" όπου αναπτύσσεται η στένωση του πέλματος της δοκού πρέπει να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.58, ενώ το βάθος κοπής των εσοχών σε κάθε πλευρά των πελμάτων της δοκού "c" να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.59 και να μην υπερβαίνει την τιμή $0,25 \cdot b_f$. Επίσης, η ακτίνα κοπής της εσοχής δίνεται σύμφωνα με την Εξίσωση 3.60. Η πλαστική ροπή αντίστασης της μειωμένης διατομής της δοκού $W_{pl,RBS}$ και η πλαστική ροπή $M_{pl,Rd,RBS}$ δίνονται από την Εξίσωση 3.61 και την Εξίσωση 3.62 αντίστοιχα. Ο Ευρωκώδικας ανάλογα με το αν είναι συγκολλητή ή κοχλιωτή η σύνδεση προσδιορίζει την απόσταση από την παρειά του υποστυλώματος και το κέντρο της στένωσης, $s_{h,c}$

σύμφωνα με την Εξίσωση 3.63. Στην Εικόνα 3.30 με (D) συμβολίζεται η απόσταση από την παρειά του υποστυλώματος που αρχίζει η περιοχή όπου δεν θα πρέπει να εμφανίζεται στρεπτοκαμπτικός λυγισμός στη δοκό, Εξίσωση 3.65. Τέλος, για τον σχεδιασμό των συγκεκριμένων συνδέσεων πρέπει να ακολουθηθούν και όσα έχουν προαναφερθεί στις παραπάνω συνδέσεις δοκού υποστυλώματος.

$$a = 0,60 \cdot b_f \quad \text{Εξ. (3.57)}$$

όπου

b_f είναι το πλάτος του πέλματος της διατομής της δοκού

$$b = 0,75 \cdot d_b \quad \text{Εξ. (3.58)}$$

όπου,

d_b είναι το ύψος της διατομής της δοκού

$$c = 0,20 \cdot b_f \quad \text{Εξ. (3.59)}$$

$$r = (4 \cdot c^2 + b^2) / (8 \cdot c) \quad \text{Εξ. (3.60)}$$

$$W_{pl,RBS} = W_{pl,b} - 2 \cdot c \cdot t_f \cdot (d_b - t_f) \quad \text{Εξ. (3.61)}$$

$$M_{pl,Rd,RBS} = W_{pl,RBS} \cdot f_{y,b} / \gamma_{M0} \quad \text{Εξ. (3.62)}$$

όπου,

$W_{pl,b}$ η πλαστική ροπή αντίστασης της δοκού,

$f_{y,b}$ το όριο διαρροής του χάλυβα της δοκού,

t_f το πάχος του πέλματος της δοκού

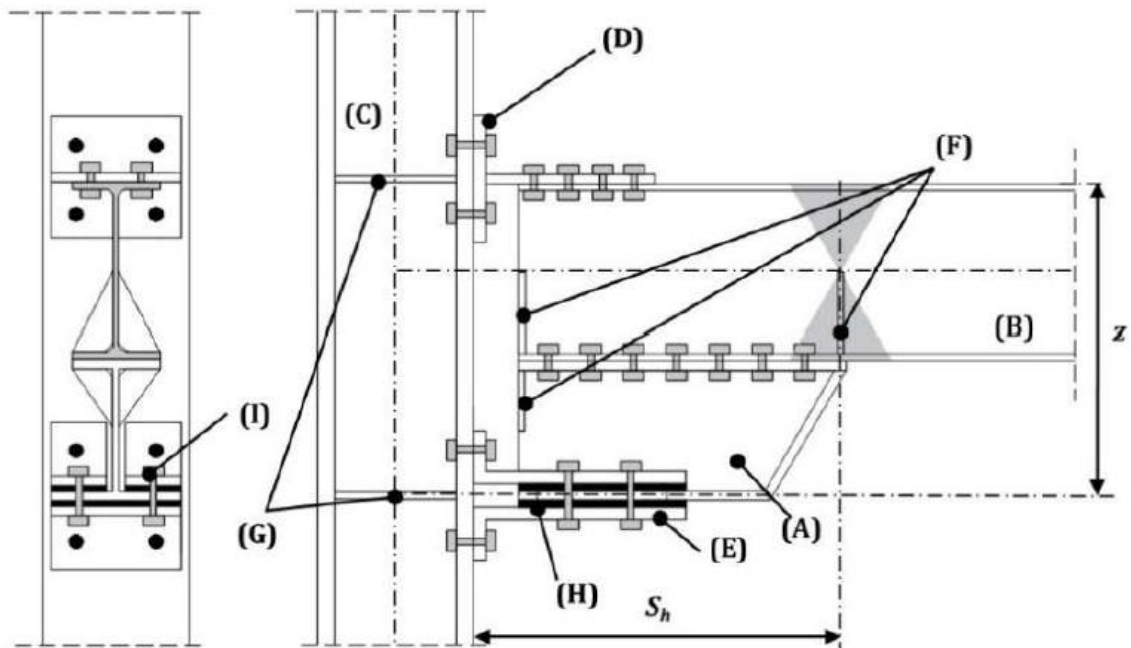
$$s_{h,c} = (a + 0,5 \cdot b) \quad \text{σύνδεση με συγκόλληση} \quad \text{Εξ. (3.63)}$$

$$s_{h,c} = (a + 0,5 \cdot b + t_p) \quad \text{σύνδεση με κοχλίες}$$

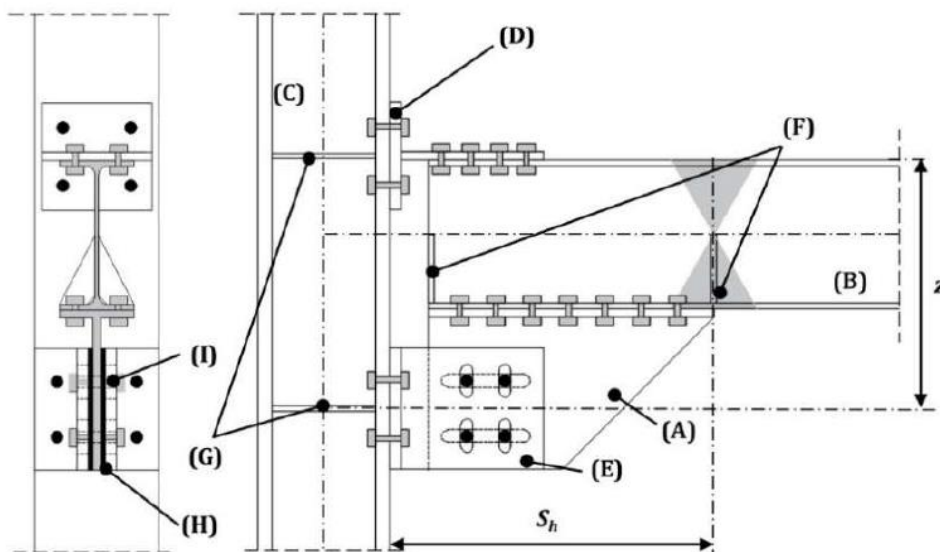
με t_p το πάχος της μετωπικής πλάκας

$$L_{st} = (2 \cdot a + b) \quad \text{Εξ. (3.64)}$$

Μία επιπρόσθετη σύνδεση δοκού υποστυλώματος που παρουσιάζεται στον prEN1998-1-2:2022 είναι αυτή της τριβής, όπου η επιφάνεια τριβής μπορεί να είναι παράλληλη στο πέλμα της δοκού σύμφωνα με την Εικόνα 3.31 ή μπορεί να είναι παράλληλη στον κορμό της δοκού σύμφωνα με την Εικόνα 3.32. Η ροπή αντοχής της συγκεκριμένης σύνδεσης υπολογίζεται με βάση την Εξίσωση 3.65. Η σύνδεση σχεδιάζεται με βάση την Εξίσωση 3.41 και το κενό μεταξύ δοκού και υποστυλώματος S_g σύμφωνα με την Εικόνα 3.33, θα πρέπει να ξεπερνά την τιμή $2 \cdot t_{w,T}$, με $t_{w,T}$ με $t_{w,T}$ να είναι το πάχος του κορμού του άνω βραχύ T , και την τιμή $0,04 \cdot z$ για DC3 ή την τιμή $0,03 \cdot z$ για DC2. Ο χάλυβας των δοκών θα πρέπει να είναι S235 ή S355, η διατομή τους να είναι κατηγορίας 1 σύμφωνα με τον EN1993-1-1 για DC3, ενώ για DC2 η διατομή των δοκών μπορεί να είναι κατηγορίας 1 ή 2. Το ύψος των διατομών των δοκών και για τις δύο κατηγορίες πλαστιμότητας πρέπει να κυμαίνεται από 230 έως 910mm. Ο χάλυβας των υποστυλωμάτων πρέπει να είναι από S235 έως S690 και η διατομή τους να είναι κατηγορίας 1 για DC3, ενώ για DC2 μπορεί να είναι 1 ή 2. Το ύψος της διατομής των υποστυλωμάτων κυμαίνεται από 200 έως 1000mm.



Εικόνα 3.31: Σύνδεση τριβής, με επιφάνεια τριβής παράλληλη με το πέλμα της δοκού, όπου (A) είναι η διατομή ενίσχυσης του κάτω πέλματος της δοκού, (B) είναι η δοκός, (C) είναι το υποστύλωμα, (D) είναι το βραχύ T, (E) είναι το βραχύ I, (F) τριγωνικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας του κορμού, (G) είναι η μετωπική πλάκα, (H) είναι η επιφάνεια τριβής και (I) είναι οι προεντεταμένοι κοχλίες.



Εικόνα 3.32: Σύνδεση τριβής με επιφάνεια τριβής παράλληλη με τον κορμό της δοκού, όπου (A) είναι το έλασμα ενίσχυσης του κόμβου, (B) είναι η δοκός, (C) είναι το υποστύλωμα, (D) είναι το βραχύ T, (E) είναι το βραχύ I, (F) τριγωνικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας του κορμού, (G) είναι η μετωπική πλάκα, (H) είναι η επιφάνεια τριβής και (I) είναι οι προεντεταμένοι κοχλίες.

$$M_{con,Rd} = (\mu_d \cdot n_b \cdot n_s \cdot F_{p,lt} \cdot z) / \gamma_{Mf}$$

Εξ.(3.65)

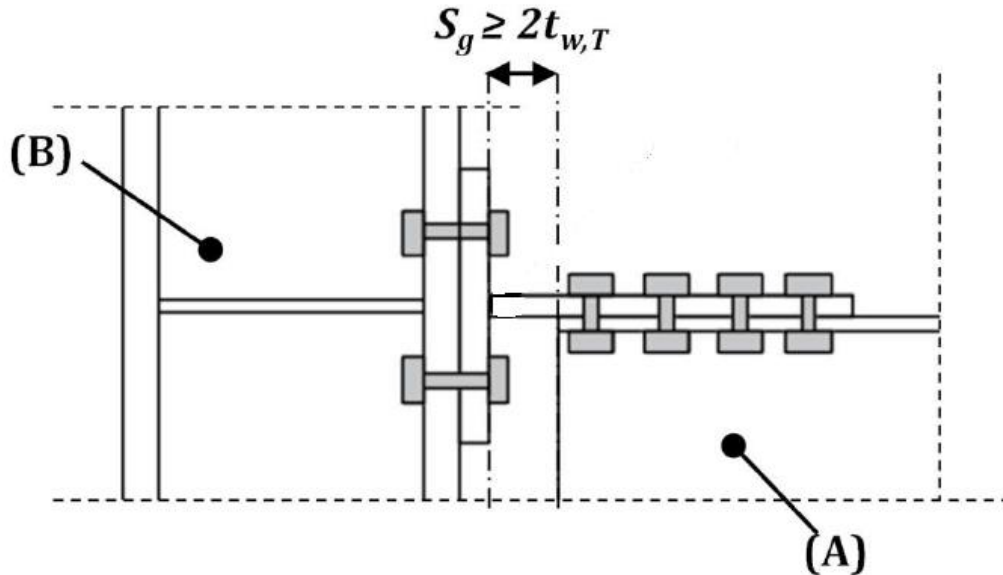
όπου,

n_b είναι το πλήθος των κοχλιών,

n_s είναι το πλήθος των επιφανειών τριβής,

$F_{p,lt}$ είναι η μακροχρόνια τιμή της προέντασης των κοχλιών, λαμβάνοντας υπόψη τα φαινόμενα σύνθλιψης άντυγας, με $F_{p,lt} = 0,9 \cdot F_{p,st}$, όπου $F_{p,st}$ είναι η βραχυχρόνια προένταση των κοχλιών και ισούται

με 0,4 έως 0,6 φορές τη δύναμη προέντασης κατά EN 1993-1-8 $F_{p,C} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$, όπου A_s η ενεργός διατομή του κορμού του κοχλία, απομειωμένη λόγω σπειρώματος,
 μ_d είναι το 5% της τιμής σχεδιασμού της δυναμικής σταθεράς τριβής,
 γ_{MF} είναι ο συντελεστής ασφαλείας και ισούται με 1,10



Εικόνα 3.33: Ελάχιστο απαιτούμενο κενό δοκού υποστυλώματος για να μπορεί το βραχύ T να παραλάβει τη στροφή κατά τη διάρκεια της ολίσθησης.

Όταν στον κόμβο δοκού υποστυλώματος συνδέονται και διαγώνια μέλη, οι συνδέσεις των διαγώνιων στοιχείων θα πρέπει να μπορούν να παραλάβουν αξονική δύναμη κατά τη διάρκεια της διαρροής ή της κράτυσης των εφελκυσόμενων διαγώνιων μελών καθώς και να περιορίζουν είτε τη στροφή στο άκρο του διαγώνιου μέλους, είτε το λυγισμό του μέλους υπό επαναλαμβανόμενη κυκλική φόρτιση. Η αντοχή των συνδέσεων των διαγώνιων μελών προσδιορίζεται από τις Εξίσωση 3.66.

$$N_{T,j,Ed} = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot N_{pl,Rd}$$

$$N_{C,j,Ed} = \omega_{rm} \cdot N_{b,Rd}$$

Εξ.(3.66)

$$M_{j,Ed} = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot M_{pl,Rd}$$

όπου,

$N_{pl,Rd}$ η αντοχή των διαγώνιων μελών σε εφελκυσμό,

$N_{b,Rd}$ η αντοχή των διαγώνιων μελών σε θλίψη

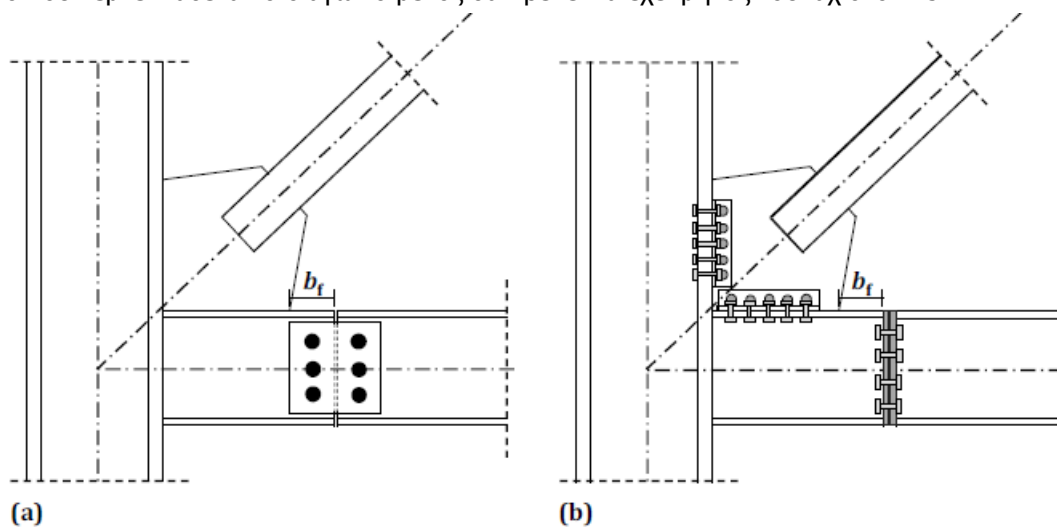
$M_{pl,Rd}$ η αντοχή των διαγώνιων μελών σε ροπή εντός του επιπέδου

Μία από τις συνδέσεις των διαγώνιων μελών σύμφωνα με το παράρτημα E του prEN1998-1-2:2022 που επιτρέπει την παραλαβή στροφής είναι αυτή της Εικόνας 3.34. Η σύνδεση δοκού με δοκό μπορεί να είναι κοχλιωτή με δύο ελάσματα στον κορμό των δοκών σύμφωνα με την Εικόνα 3.34 (a) ή μπορεί να έχει μετωπικές πλάκες σύμφωνα με την Εικόνα 3.34 (b). Και στις δύο περιπτώσεις η ένωση δοκού με δοκό πρέπει να γίνει σε απόσταση από το τέλος του κομβοελάσματος ίση με το πλάτος του πέλματος της δοκού b_f . Ο σχεδιασμός της σύνδεσης του κομβοελάσματος του διαγώνιου μέλους γίνεται με βάση τις Εξισώσεις 3.42, 3.44 και 3.45, ενώ το πάχος των μετωπικών πλακών πρέπει να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.47.

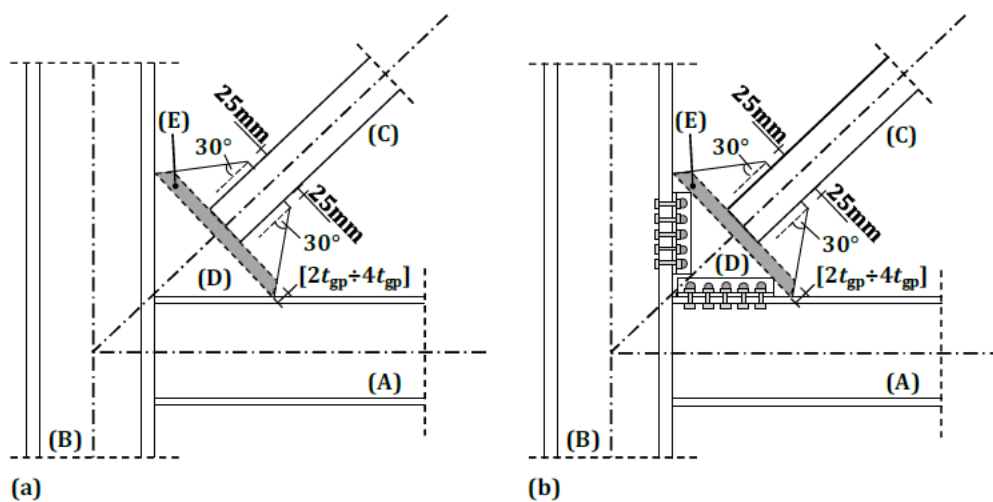
Το κομβοέλασμα θα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να μπορεί να παραλάβει το λυγισμό του διαγώνιου μέλους υπό τα επαναλαμβανόμενα κυκλικά φορτία που δέχεται, χωρίς όμως να επιτρέπεται να λυγίζει το ίδιο. Επιτρέπεται όμως η περιστροφή εκτός επιπέδου του κομβοελάσματος πάνω στη γραμμή διαρροής

που εμφανίζεται. Σε περίπτωση αστοχίας του κομβοελάσματος δεν θα πρέπει να προκληθεί ζημιά στο υποστυλώμα ή στη δοκό. Έχει παρατηρηθεί ότι κατά την αστοχία του κομβοελάσματος εμφανίζεται γραμμική ή ελλειπτική γραμμή διαρροής σύμφωνα με την Εικόνα 3.35 και την Εικόνα 3.38 όπου t_{gp} είναι το πάχος του κομβοελάσματος.

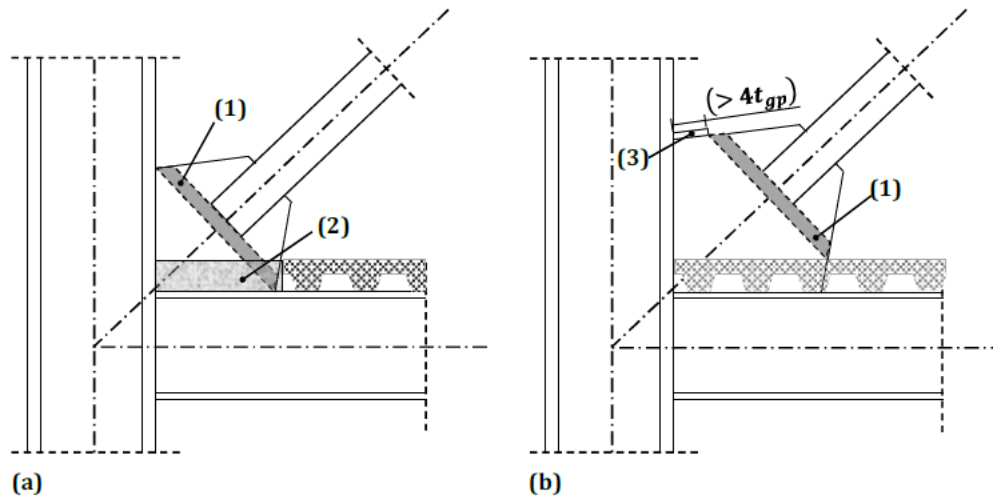
Στην περίπτωση που η γραμμή διαρροής είναι γραμμική, θα είναι και κάθετη στον άξονα του διαγώνιου μέλους. Εάν η γραμμή διαρροής του κομβοελάσματος συμβεί εντός της πλάκας σκυροδέματος σύμφωνα με την Εικόνα 3.36 (a), το κομβοέλασμα θα πρέπει να απομονωθεί από την πλάκα με κάποιο ελαστομερές υλικό, ειδάλλως θα πρέπει το κομβοέλασμα να σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο, ώστε η γραμμή διαρροής να συμβεί έξω από την πλάκα Εικόνα 3.36 (b). Στην τελευταία εικόνα, παρέχεται η λεπτομέρεια για την ενίσχυση του κομβοελάσματος (3) σε περίπτωση που η θεωρητική γραμμή διαρροής συμβεί σε απόσταση μεγαλύτερη από $4 \cdot t_{gp}$. Η γωνία που σχηματίζεται μεταξύ της πλευράς του κομβοελάσματος και του άξονα του διαγώνιου μέλους θα πρέπει να είναι 30° . Η εξωτερική πλευρά του ελάσματος στο σημείο που τέμνει κάθετα το διαγώνιο μέλος θα πρέπει να έχει μήκος τουλάχιστον 25mm.



Εικόνα 3.34: Σύνδεση δοκού υποστυλώματος και διαγώνιου μέλους που μπορεί να παραλάβει στρόφη.



Εικόνα 3.35: Γραμμική διαρροή κομβοελάσματος όπου, με (A) είναι η δοκός, (B) είναι το υποστυλώμα, (C) είναι το διαγώνιο μέλος, (D) είναι το κομβοέλασμα και (E) είναι η γραμμή διαρροής.



Εικόνα 3.36: Λεπτομέρεια γραμμικής διαρροής όπου, με (1) είναι η γραμμή διαρροής, (2) είναι το ελαστομερές υλικό, (3) είναι το έλασμα ενίσχυσης του κομβοελάσματος.

Για τον υπολογισμό της αντοχής του κομβοελάσματος σε εφελκυσμό και σε λυγισμό από τις δυνάμεις που μεταφέρονται σε αυτό από το διαγώνιο μέλος, θα πρέπει να υπολογιστεί η επιφάνεια αντοχής A_{gp} σύμφωνα με την Εξίσωση 3.67. Το ενεργό πλάτος W_d του κομβοελάσματος, προκύπτει σύμφωνα με την Εξίσωση 3.68. Το μήκος λυγισμού του κομβοελάσματος $L_{gp,b}$ δίνεται από την Εξίσωση 3.69.

$$A_{gp} = t_{gp} \cdot W_d \quad \text{Εξ. (3.67)}$$

όπου,

t_{gp} είναι το πάχος του κομβοελάσματος και

W_d είναι το ενεργό πλάτος του κομβοελάσματος

$$W_d = \begin{cases} b + 2 \cdot \sqrt{3} \cdot L_w & \text{για συγκολλητές συνδέσεις} \\ g + 2 \cdot \sqrt{3} \cdot L_b & \text{για κοχλιωτές συνδέσεις} \end{cases} \quad \text{Εξ. (3.68)}$$

όπου,

L_w είναι το μήκος συγκόλλησης του διαγώνιου μέλους με το κομβοέλασμα σύμφωνα με την Εικόνα 3.37 (a),

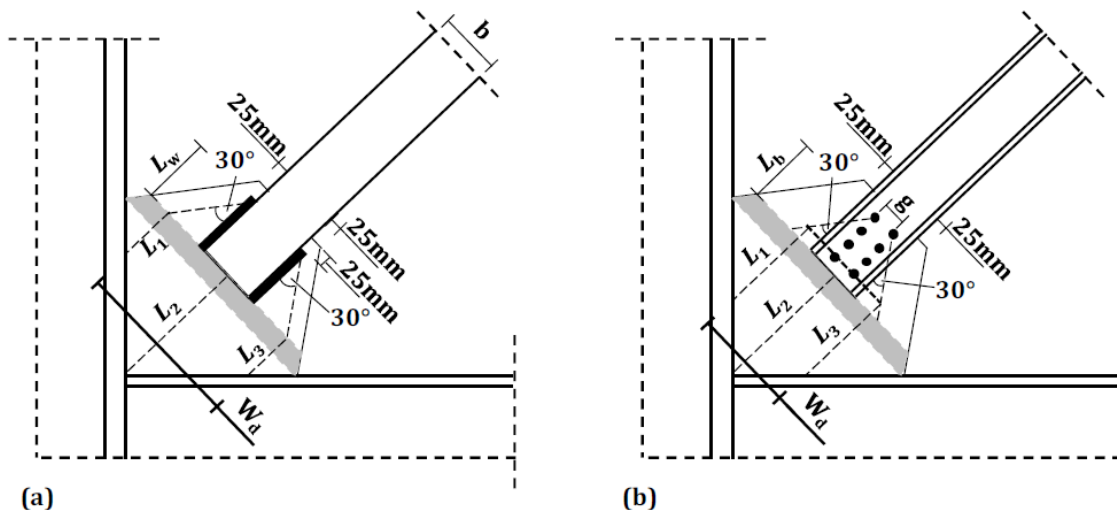
L_b είναι το μήκος της κοχλιωτής σύνδεσης του διαγώνιου μέλους με το κομβοέλασμα σύμφωνα με την Εικόνα 3.37 (b),

b είναι η απόσταση μεταξύ των δύο ραφών συγκόλλησης και

g είναι η απόσταση μεταξύ των κοχλιών.

$$L_{gp,b} = 0,6 \cdot (L_1 + L_2 + L_3) / 5, \quad \text{Εξ. (3.69)}$$

με L_1 , L_2 και L_3 τα μήκη όπως περιγράφονται στην Εικόνα 3.37.

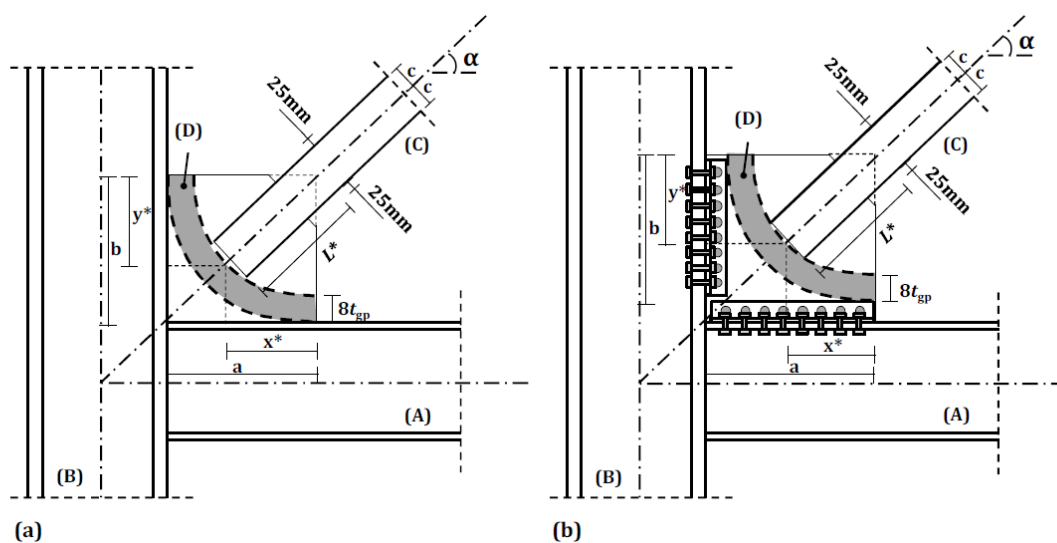


Εικόνα 3.37: Ενεργό πλάτος κομβοελάσματος για α) συγκολλητό διαγώνιο μέλος, β) κοχλιωτό διαγώνιο μέλος.

Στην περίπτωση που η γραμμή διαρροής είναι ελλειπτική οι αποστάσεις “α” και “β” θα πρέπει να επιλέγονται έτσι ώστε η φανταστική γωνία του κομβοελάσματος να διασταυρώνεται με τον κεντροβαρικό άξονα του διαγώνιου μέλους σύμφωνα με την Εξίσωση 3.70 και την Εικόνα 3.38. Για τον υπολογισμό της επιφάνειας αντοχής του κομβοελάσματος εξακολουθούν να ισχύουν οι εξισώσεις 3.58 και 3.59 καθώς επίσης ίδιος παραμένει και ο υπολογισμός του μήκους λυγισμού.

$$a' = a - 8 \cdot t_{gp} \text{ και } b' = b - 8 \cdot t_{gp}$$

Εξ.(3.70)



Εικόνα 3.38: Λεπτομέρεια ελλειπτικής γραμμής διαρροής κομβοελάσματος

Μία άλλη σύνδεση διαγώνιου μέλους που παρουσιάζεται στο παράρτημα E του prEN1998-1-2:2022 είναι αυτή του καινοτόμου πείρου σύμφωνα με την Εικόνα 3.39, μίας σύνδεσης μερικής αντοχής που δεν επιτρέπει την ανάπτυξη μηχανισμού στα διαγώνια μέλη, αλλά στην ίδια τη σύνδεση. Ο πείρος αστοχεί σε κάμψη και αποτρέπει την αστοχία των διαγώνιων μελών σε λυγισμό καθώς και την αστοχία των υπόλοιπων μελών που συντρέχουν στον κόμβο. Οι συγκεκριμένες συνδέσεις μπορεί να τοποθετούνται στο ένα ή και στα δύο άκρα των διαγώνιων μελών καθώς επίσης μπορούν να συνδέονται με το υποστύλωμα κατά τη φορά είτε του ισχυρού είτε του ασθενή του άξονα. Το πλεονέκτημα των συγκεκριμένων συνδέσεων είναι ότι μπορούν να αντικατασταθούν εύκολα και οικονομικά σε περίπτωση αστοχίας τους.

Το μήκος του πείρου a_{pi} θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο του ύψους του πείρου h_{pin} , ενώ το πάχος του εξωτερικού ελάσματος t_{ext} δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο από $0,5 \cdot t_{int}$ για την περίπτωση που υπάρχει ένα εσωτερικό έλασμα στη σύνδεση και ίσο ή μεγαλύτερο από t_{int} σε περίπτωση που υπάρχουν δύο εσωτερικά ελάσματα στη σύνδεση, όπου t_{int} είναι το πάχος του ελάσματος.

Η προσομοίωση των συγκεκριμένων συνδέσεων θα πρέπει να γίνεται με ελατήρια που επιτρέπουν την αξονική μετακίνηση όπου η δυσκαμψία του ελάσματος υπολογίζεται από την Εξίσωση 3.71. Η αντοχή του πείρου σε αξονική δύναμη θα πρέπει να είναι μεγαλύτερη από $N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E}$. Για το σχεδιασμό σε κάμψη και σε διάτμηση θα πρέπει να ικανοποιείται η Εξίσωση 3.72 και η Εξίσωση 3.73 αντίστοιχα. Ο συντελεστής υπεραντοχής της σύνδεσης σε κάμψη $\Omega_{d,M}$ προκύπτει από την Εξίσωση 3.74, ενώ ο συντελεστής υπεραντοχής σε διάτμηση $\Omega_{d,V}$ από την Εξίσωση 3.75. Η εφελκυστική αντοχή και η αντοχή σε λυγισμό θα πρέπει να ισούται με $\omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot R_{j,Rd}$.

$$K_{pin} = \begin{cases} 32 \cdot EI / c_{pj}^3 & \text{για τη σύνδεση με το ένα εσωτερικό έλασμα} \\ 8 \cdot EI / [a_{pj} \cdot c_{pj} \cdot a \cdot (3 - 4 \cdot a)] & \text{για τη σύνδεση με τα δύο εσωτερικά ελάσματα} \end{cases} \quad \text{Εξ. (3.71)}$$

όπου,

c_{pj} είναι η απόσταση μεταξύ των δύο ακραίων ελασμάτων και

a_{pj} είναι η απόσταση μεταξύ εσωτερικού και εξωτερικού ελάσματος

$$R_{j,M,Rd} = 4 \cdot M_{pl,Rd} / a_{pj} \quad \text{για κάμψη} \quad \text{Εξ. (3.72)}$$

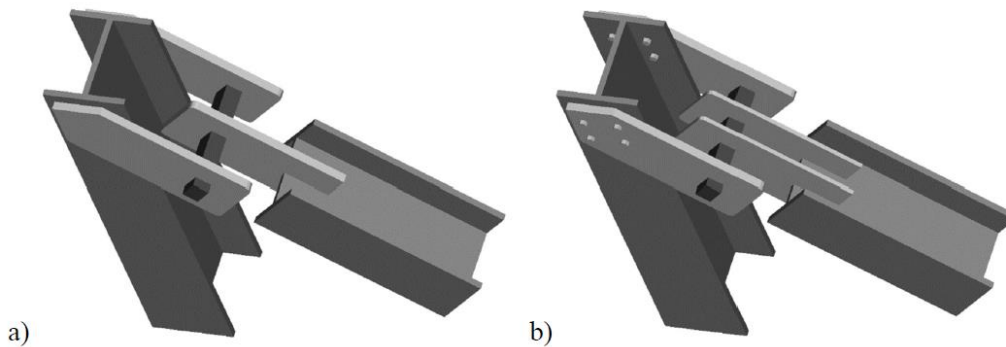
$$R_{j,V,Rd} = V_{pl,Rd} \quad \text{για διάτμηση} \quad \text{Εξ. (3.73)}$$

όπου,

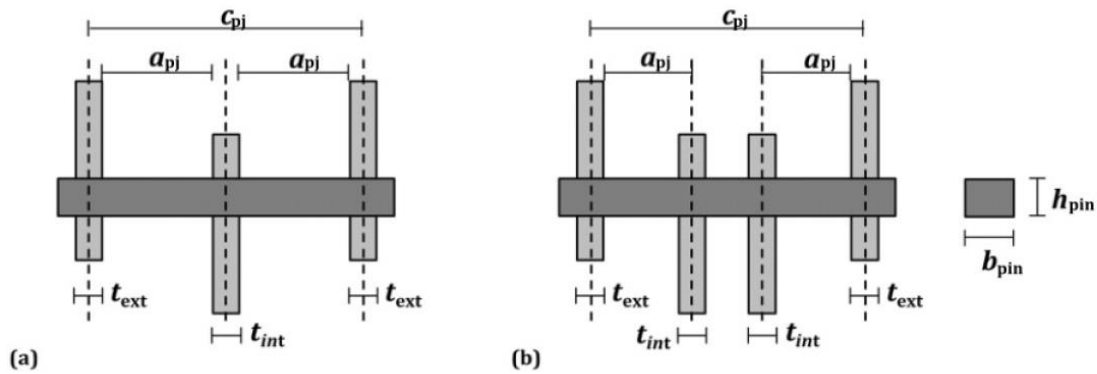
$M_{pl,Rd}$ και $V_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή και τέμνουσα του πείρου

$$\Omega_{d,M} = R_{j,M,Rd} / N_{Ed,j} \quad \text{Εξ. (3.74)}$$

$$\Omega_{d,V} = R_{j,V,Rd} / N_{Ed,j} \quad \text{Εξ. (3.75)}$$



Εικόνα 3.39: “Καινοτόμος” σύνδεση πείρου διαγώνιου μέλους με ένα έλασμα a) ή με δύο ελάσματα b).



Εικόνα 3.40: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά της καινοτόμου σύνδεσης πείρου.

Οι συνδέσεις των υποστυλωμάτων στη βάση τους θα πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τις Εξισώσεις 3.26 για DC2 και σύμφωνα με τις Εξισώσεις 3.27 για DC3. Όταν το υποστύλωμα εδράζεται στην κορυφή πεδίλου από σκυροδέμα, χρειάζεται μια στρώση πάχους 40 έως 50mm τιμεντοκονίας, μεταξύ του σκυροδέματος και της μεταλλικής πλάκας έδρασης, διπλάσιας αντοχής τουλάχιστον από αυτής του σκυροδέματος του πεδίλου, Εικόνα 3.41 (D). Για να ελεγχθεί η επιπεδότητα της πλάκας έδρασης μπορούν να τοποθετηθούν κοχλίες ελέγχου της επιπεδότητας στα αγκύρια στην κάτω παρειά της πλάκας έδρασης σύμφωνα με την Εικόνα 3.41 (F). Η πλάκα έδρασης πρέπει να έχει διαστάσεις τέτοιες ώστε να υπάρχουν τουλάχιστον τέσσερα αγκύρια. Η εκκεντρότητα της πλάκας e_{bp} υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση 3.76, ενώ η κρίσιμη εκκεντρότητα e_{crit} σύμφωνα με την Εξίσωση 3.77. Εάν $e_{bp} < e_{crit}$ ο συνδυασμός των δυνάμεων θα μπορούσε να υπολογιστεί με μια μικρή ροπή και η φέρουσα ικανότητα f_p του σκυροδέματος του πεδίλου υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση 3.78. Στην προκειμένη περίπτωση το μήκος Y της επιφάνειας έδρασης δίνεται από την Εξίσωση 3.79, ενώ η φέρουσα ικανότητα ανά μονάδα μήκους $N_{Rd,b}$ από την Εξίσωση 3.80. Τέλος, η ροπή αντοχής της πλάκας έδρασης υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση 3.81 και το απαραίτητο πάχος της σύμφωνα με την Εξίσωση 3.82.

Αν $e_{bp} > e_{crit}$ απαιτείται η χρήση αγκυρίων για τη μεταφορά της ροπής και θα πρέπει να ικανοποιείται η Εξίσωση 3.83. Στη συγκεκριμένη περίπτωση το μήκος Y της επιφάνειας έδρασης δίνεται από την Εξίσωση 3.84. Για τον σχεδιασμό των αγκυρίων η απαιτούμενη αντοχή που πρέπει να παραλάβουν $N_{r,Rd}$ προκύπτει από την Εξίσωση 3.85, ενώ η αντοχή ενός αγκυρίου σε εφελκυσμό προκύπτει από την Εξίσωση 3.86.

$$e_{bp} = M_{Ed}/N_{Ed} \quad \text{Εξ. (3.76)}$$

$$e_{crit} = L_{BP}/2 - N_{Ed}/(2 \cdot N_{Rd,b,max}) \quad \text{Εξ. (3.77)}$$

όπου,

L_{BP} είναι η διάσταση της πλάκας στη διεύθυνση του σεισμού και

$N_{Rd,b,max}$ είναι η μέγιστη αντοχή του θεμελίου ανά μονάδα μήκους και υπολογίζεται σύμφωνα με την Εξίσωση 3.87.

$$N_{Rd,b,max} = f_{p(max)} \cdot B_{BP} \quad \text{Εξ. (3.87)}$$

όπου,

B_{BP} είναι η διάσταση της πλάκας κάθετη στη διεύθυνση του σεισμού και

$f_{p(max)}$ είναι η φέρουσα ικανότητα του σκυροδέματος του πεδίλου και προκύπτει από την Εξίσωση 3.88.

$$f_{p(max)} = 0,65 \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \quad \text{Εξ. (3.88)}$$

με A_1 να είναι το εμβαδό της πλάκας έδρασης και A_2 να είναι το ενεργό εμβαδόν του σκυροδέματος το οποίο προσδιορίζεται ως η μέγιστη επιφάνεια ενός τμήματος της εδραζόμενης πλάκας η οποία είναι

γεωμετρικά όμοια με το τμήμα της που δέχεται τα φορτία. Η τετραγωνική ρίζα του λόγου των εμβαδών

$$\sqrt{\frac{A_1}{A_2}} = 2.$$

$$f_p = N_{Ed} / [B_{BP} \cdot (L_{BP} - 2 \cdot e_{bp})] \quad \text{Εξ. (3.78)}$$

$$Y = L_{BP} - 2 \cdot e_{bp} \quad \text{Εξ. (3.79)}$$

$$N_{Rd,b} = N_{Ed} / Y \quad \text{Εξ. (3.80)}$$

$$M_{pl} = \begin{cases} f_p \cdot \frac{m^2}{2} & \text{για } Y \geq m \\ f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2}\right) & \text{για } Y \leq m \end{cases} \quad \text{Εξ. (3.81)}$$

$$t_{p(req)} = \begin{cases} 1,83 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{f_{p,y}}} & \text{για } Y \geq m \\ 2,58 \cdot \sqrt{\frac{f_p \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{f_{p,y}}} & \text{για } Y < m \end{cases} \quad \text{Εξ. (3.82)}$$

όπου,

$f_{p,y}$ είναι η ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα της πλάκας έδρασης

$m = (L_{BP} - 0,95 \cdot d_c) / 2$ και είναι η απόσταση σύμφωνα με την Εικόνα 3.41.

$$\left(l + \frac{L_{BP}}{2}\right)^2 \geq \frac{2 \cdot N_{Ed} \cdot (e_{bp} + 1)}{N_{Rd,b,max}} \quad \text{Εξ. (3.83)}$$

με l να είναι η απόσταση από το κέντρο του αγκυρίου μέχρι το κέντρο της πλάκας έδρασης.

$$Y = \left(l + \frac{L_{BP}}{2}\right) - \sqrt{\left(l + \frac{L_{BP}}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot N_{Ed} \cdot (e_{bp} + 1)}{N_{Rd,b,max}}} \quad \text{Εξ. (3.84)}$$

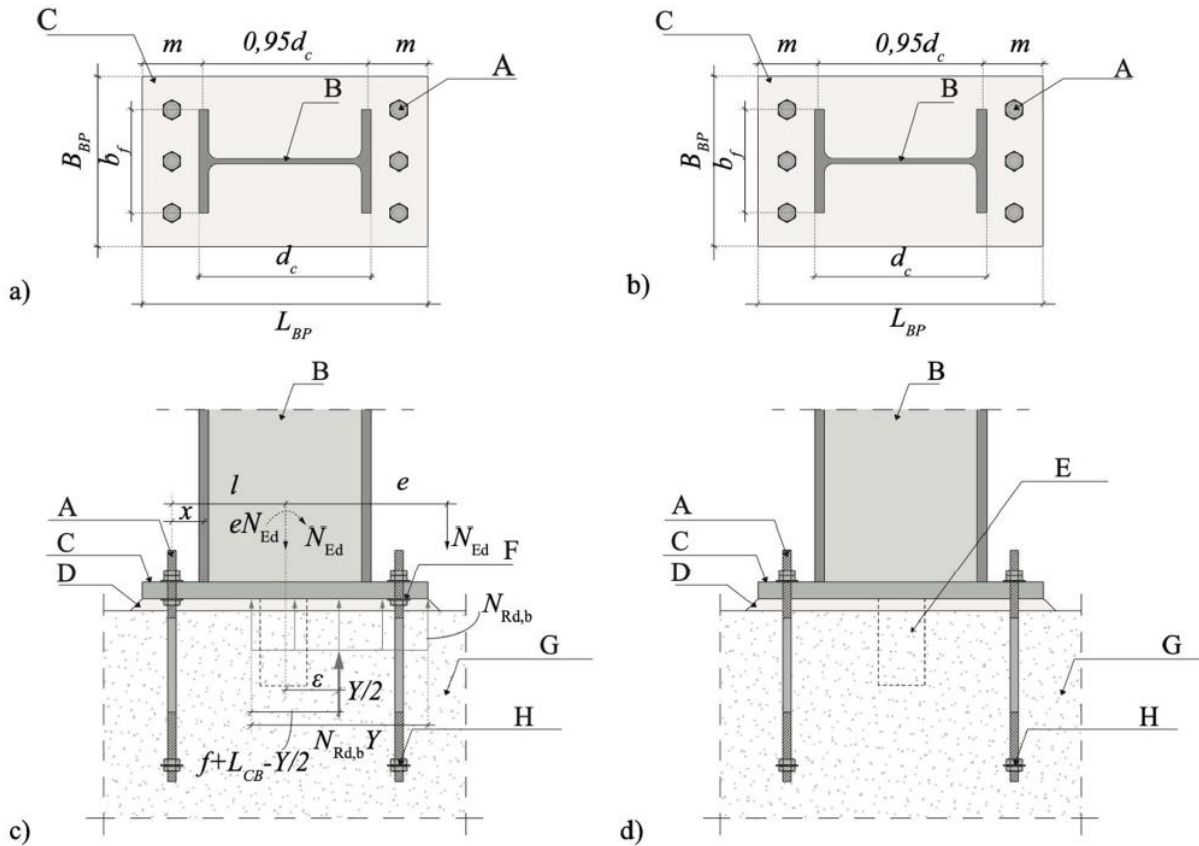
$$N_{r,Rd} = N_{Rd,b,max} \cdot Y - N_{Ed} = f_{p,max} \cdot B_{BP} \cdot Y - N_{Ed} \quad \text{Εξ. (3.85)}$$

$$N_{r_{pl},Rd} = 0,75 \cdot f_{r,t} \cdot A_b \quad \text{Εξ. (3.86)}$$

με A_b το εμβαδόν της διατομής χωρίς το σπείρωμα των αγκυριών και

$$f_{r,t} = 0,75 \cdot f_{r,u}$$

με $f_{r,u}$ η μέγιστη εφελκυστική τάση του αγκυρίου.



Εικόνα 3.41: Έδραση θεμελίωσης υποστυλώματος, όπου με Α είναι τα αγκύρια, Β το υποστυλόμε, C η πλάκα έδρασης, D στρώση κονιάματος, E ο διαμηθικός πρόβολος, F είναι οι κοχλίες ελέγχου της επιπεδότητας, G πέδιλο σκυροδέματος και Η το σημείο αγκύρωσης.

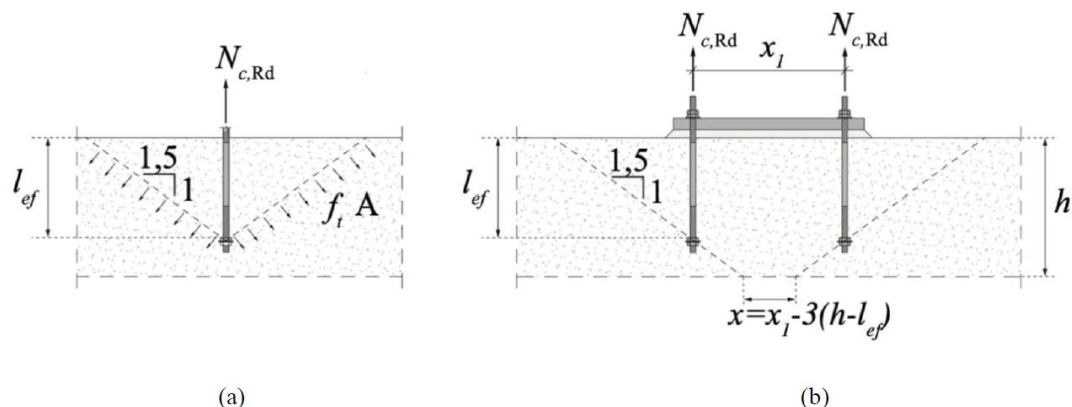
Για να αποτραπεί η καμπική αστοχία της επιφάνειας αλληλεπίδρασης του θεμελίου πρέπει το απαιτούμενο πάχος της πλάκας έδρασης $t_{p(req)}$ να ικανοποιεί την Εξίσωση 3.89, ενώ για να αποτραπεί η εφελκυστική αστοχία του η Εξίσωση 3.90. Επιπρόσθετα, το σκυρόδεμα του πεδίλου θα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να αποτραπεί η εξόλκευση των αγκυρίων και η απόσχιση του κώνου σκυροδέματος σύμφωνα με την Εικόνα 3.42. Η σύνδεση δοκού υποστυλώματος θα πρέπει να μεταφέρει τη διαμηθική δύναμη από το υποστυλόμε στο σκυρόδεμα. Η μεταφορά αυτή πραγματοποιείται μέσω της τριβής ή της αλληλοεμπλοκής των αγκυρίων ή του συνδυασμού τους. Η αλληλοεμπλοκή τους μπορεί να επιτευχθεί και με την προσθήκη διαμηθικού προβόλου σύμφωνα με την Εικόνα 3.41 Ε. Ο συγκεκριμένος πρόβολος είναι συγκολλημένος στην κάτω παρειά της πλάκας έδρασης.

$$t_{p(req)} = \begin{cases} m \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot f_{p(max)}}{f_{p,y}}} & \text{για } Y \geq m \\ \sqrt{\frac{6 \cdot f_{p(max)} \cdot Y \cdot (m - \frac{Y}{2})}{f_{p,y}}} & \text{για } Y < m \end{cases} \quad \text{Εξ. (3.89)}$$

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{6 \cdot N_{r,Rd} \cdot x}{B_{BP} \cdot f_{p,y}}} \quad \text{Εξ. (3.90)}$$

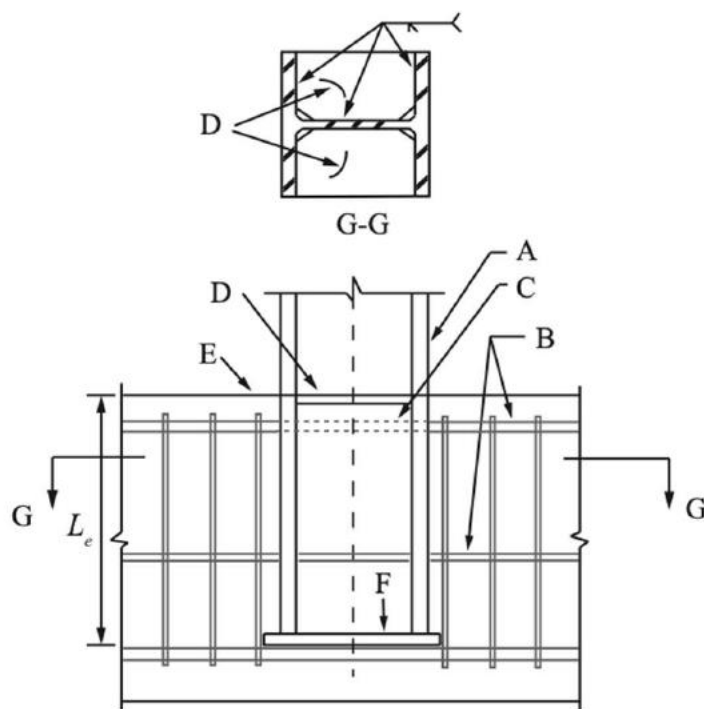
με x είναι η απόσταση όπως αυτή απεικονίζεται στην Εικόνα 3.41 και προκύπτει σύμφωνα με την Εξίσωση 3.91.

$$x = l - d_c/2 + t_f/2 \quad \text{Εξ. (3.91)}$$



Εικόνα 3.42: Απόσχιση κώνου σκυροδέματος (a) ενός αγκυρίου, (b) ομάδας αγκυρίων, A είναι η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος.

Ένας επιπρόσθετος τύπος θεμελίωσης υποστυλώματος είναι αυτός του εγκιβωτισμού του σε σκυρόδεμα σύμφωνα με την Εικόνα 3.43. Ο συγκεκριμένος τρόπος θεμελίωσης εξασφαλίζει την πλήρη καμπτική αντοχή της σύνδεσης με μία μέριμνα για τον ασθενή άξονα των διατομών I και H των υποστυλωμάτων. Η ενίσχυση του ασθενή άξονα των συγκεκριμένων διατομών επιτυγχάνεται με την προσθήκη ελασμάτων και στις δύο πλευρές της διατομής του υποστυλώματος και κοντά στην περιοχή εγκιβωτισμού των υποστυλωμάτων Εικόνα 3.43 D.



Εικόνα 3.43: Θεμελίωση υποστυλώματος με εγκιβωτισμένο υποστύλωμα εντός σκυροδέματος όπου, με A είναι το υποστύλωμα, με B και C είναι ο οριζόντιος οπλισμός του σκυροδέματος, με D είναι τα ελάσματα που τοποθετούνται στις δύο πλευρές του υποστυλώματος κοντά στην περιοχή εγκιβωτισμού, με E το θεμέλιο σκυροδέματος και με F η μεταλλική πλάκα έδρασης.

Η απαιτούμενη διατμητική αντοχή της συγκεκριμένης σύνδεσης υπολογίζεται από την Εξίσωση 3.92. Το μήκος εγκιβωτισμού του υποστυλώματος μέσα στο σκυρόδεμα του θεμελίου, L_e υπολογίζεται από την Εξίσωση 3.93. Η μεταφορά της θλιπτικής δύναμης από το υποστύλωμα στο θεμέλιο γίνεται μέσω

της μεταλλικής πλάκας έδρασης, η οποία θα πρέπει να παραμένει ελαστική υπό την επιρροή των ρομών που ασκούνται σε αυτή. Η αξονική αντοχή της πλάκας έδρασης $N_{Rd,plate}$ προκύπτει από την Εξίσωση 3.94.

$$V_{Rd} = \max\{V_{Ed}, 2M_{pl}/H\} \quad \text{Εξ. (3.92)}$$

όπου,

H είναι το καθαρό ύψος του ορόφου πάνω από το θεμέλιο,

V_{Ed} είναι η τέμνουσα σχεδιασμού

M_{pl} είναι καμπτική ροπή του υποστυλώματος

$$0,004 \cdot \sqrt{f_{cd}} \cdot \left(\frac{b_w}{b_f}\right)^{0,66} \cdot 0,85 \cdot b_f \cdot L_e \cdot \frac{4,04}{0,88 \cdot \frac{H}{2} \cdot L_e} \geq V_{Rd} \quad \text{Εξ. (3.93)}$$

όπου,

L_e δεν θα πρέπει να είναι μικρότερο του $2 \cdot d_c$ με d_c να είναι το ύψος της διατομής του υποστυλώματος, b_w και b_f είναι το πλάτος του θεμελίου και του πέλματος της διατομής του υποστυλώματος αντίστοιχα.

$$N_{Rd,plate} = \max\{f_{yd} \cdot A_b \cdot n_b, f_{yp} \cdot A_{bearing,plate}\} \geq N_{Ed} \quad \text{Εξ. (3.94)}$$

όπου

f_{yd} είναι το όριο διαρροής των αγκυρίων,

n_b είναι το πλήθος των αγκυρίων,

A_b είναι το εμβαδό των αγκυρίων και

$A_{bearing,plate}$ είναι το εμβαδό αλληλεπίδρασης της πλάκας έδρασης με το θεμέλιο.

Τέλος, οι κόμβοι των υποστυλωμάτων στη βάση τους, όταν είναι πακτωμένοι, θα πρέπει να ικανοποιούν την Εξίσωση 3.95 και η παραμόρφωση των συγκεκριμένων κόμβων δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από 0,04 rad.

$$M_{j,Rd,c} \geq \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot M_{pl,Rd,c}(N_{Ed}) \quad \text{Εξ. (3.95)}$$

όπου,

$M_{pl,Rd,c}(N_{Ed})$ είναι η ροπή αντοχής του υποστυλώματος λαμβάνοντας υπόψη την αξονική δύναμη που αναπτύσσεται λόγω σεισμού,

ω_{rm} και ω_{sh} είναι οι συντελεστές υπεραντοχής και κράτυνσης αντίστοιχα.

3.2.8 Διαγώνια Μέλη

Στο νέο Ευρωκώδικα εξακολουθούν να ισχύουν οι Εξισώσεις 3.11 και 3.12, αλλά ο προσδιορισμός της ανηγμένης λυγηρότητας των διαγώνιων μελών διαχωρίζεται με το αν τα μέλη αυτά είναι υπό εφελκυσμό ή και από θλίψη. Πιο συγκεκριμένα για κατασκευές DC2 με διαγώνια μέλη μορφής X που παραλαμβάνουν μόνο εφελκυστική δύναμη $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,5$ ενώ για διαγώνια μέλη που βρίσκονται και σε εφελκυσμό και σε θλίψη $\bar{\lambda} < 2,5$ για DC2 και $\bar{\lambda} < 3$ για DC3. Για να εξασφαλιστεί η επάρκεια σε αντοχή στο λυγισμό της βάσης των διαγώνιων μελών θα πρέπει τα διαγώνια μέλη στον τελευταίο όροφο της κατασκευής να ικανοποιούν την Εξίσωση 3.96.

$$N_{Ed,ts} = N_{Ed,G,ts} + \alpha \cdot N_{Ed,E,ts} \quad \text{Εξ. (3.96)}$$

όπου,

$N_{Ed,G,ts}$ είναι η αξονική δύναμη των διαγώνιων μελών κατά την επιβολή φορτίων βαρύτητας,

$N_{Ed,E,ts}$ είναι η αξονική δύναμη των διαγώνιων μελών κατά την επιβολή σεισμικών φορτίων.

Επιπρόσθετα, για όλα τα μέλη κατασκευών DC3 με εξαίρεση αυτών που βρίσκονται στον τελευταίο όροφο, ο μέγιστος συντελεστής υπεραντοχής λυγισμού $\Omega_{b,i}$ των μελών δεν θα πρέπει να διαφέρει περισσότερο από 25% από την ελάχιστη τιμή Ω_b με την τιμή του συντελεστή $\Omega_{b,i}$ να προσδιορίζεται από την Εξίσωση 3.97.

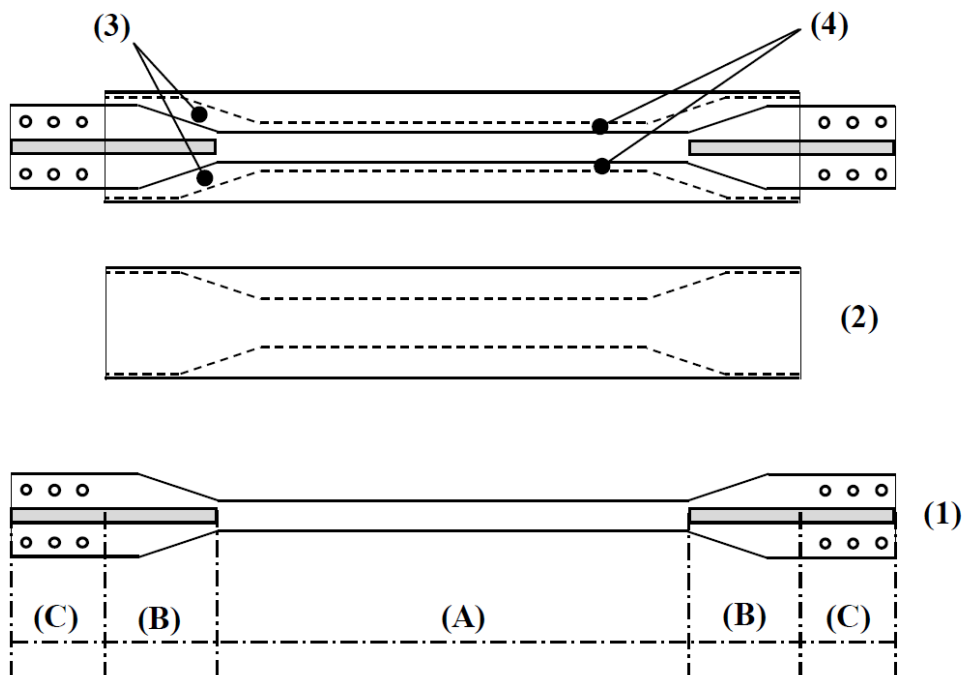
$$\Omega_b = \min(\Omega_{b,i}) = \min(N_{b,Rd,i}/N_{Ed,i}) \quad \text{Εξ. (3.97)}$$

όπου,

$N_{b,Rd,i}$ είναι η αντοχή σε λυγισμό των διαγώνιων μελών,

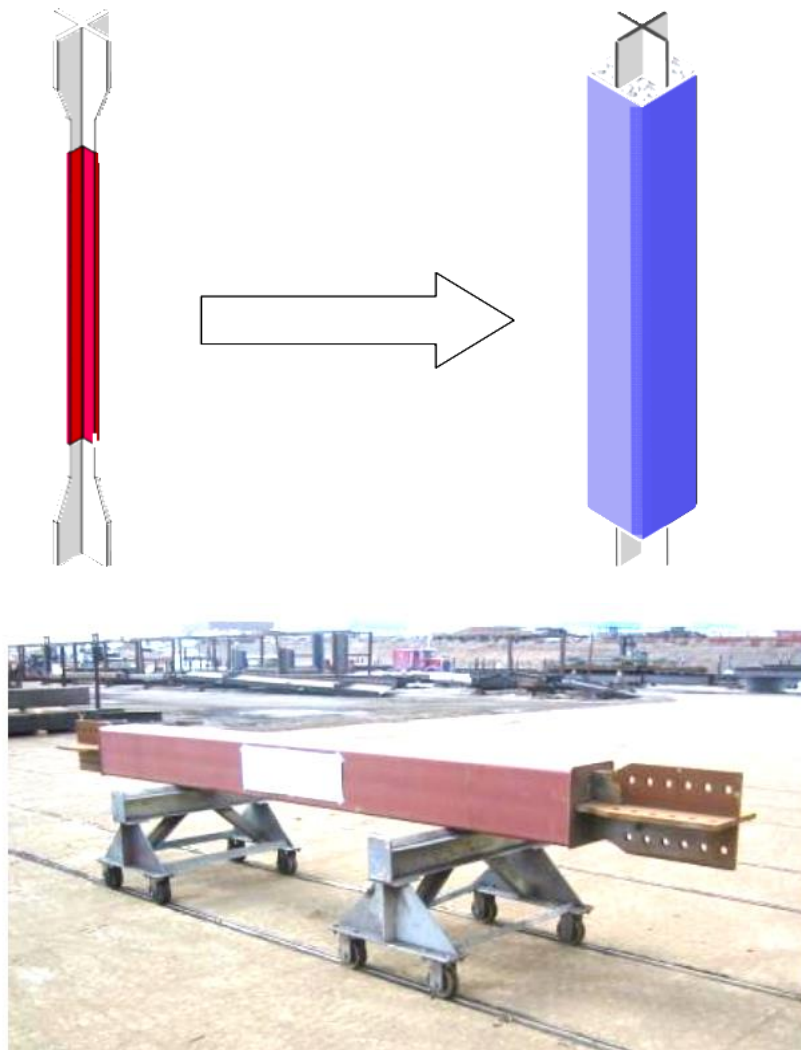
$N_{Ed,i}$ η αξονική ένταση των διαγώνιων μελών

Εκτός από τα έκκεντρα διασυνδεδεμένα πλαίσια, των οποίων οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παρέχουν ελαστική δυσκαμψία και πλαστιμότητα συνδυάζοντας τα πλεονεκτήματα των καμπτικών πλαισίων και των κεντρικά διασυνδεδεμένων πλαισίων, ο νέος Ευρωκώδικας ορίζει έναν νέο τύπο κεντρικών διασυνδεδεμένων πλαισίων, όπου παρεμποδίζεται ο λυγισμός των συνδέσμων δυσκαμψίας. Οι αντιλυγισμικοί διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θα πρέπει να σχεδιάζονται για DC3 έτσι ώστε η διαρροή τους σε θλίψη και σε εφελκυσμό να συμβαίνει πριν την αστοχία των συνδέσεων και πριν τη διαρροή ή τον λυγισμό των υποστυλωμάτων ή των δοκών.



Εικόνα 3.44: Αντιλυγισμικοί Σύνδεσμοι

Στην Εικόνα 3.44 με (1) φαίνονται οι διαγώνιοι σύνδεσμοι, με (2) το περίβλημα των συνδέσμων που εξασφαλίζει την μη ανάπτυξη του λυγισμού, με (3) το διαμήκες κενό, με (4) το εγκάρσιο κενό, με (A) η ζώνη διαρροής, με (B) η ζώνη μεταφοράς και με (C) η περιοχή των συνδέσεων.



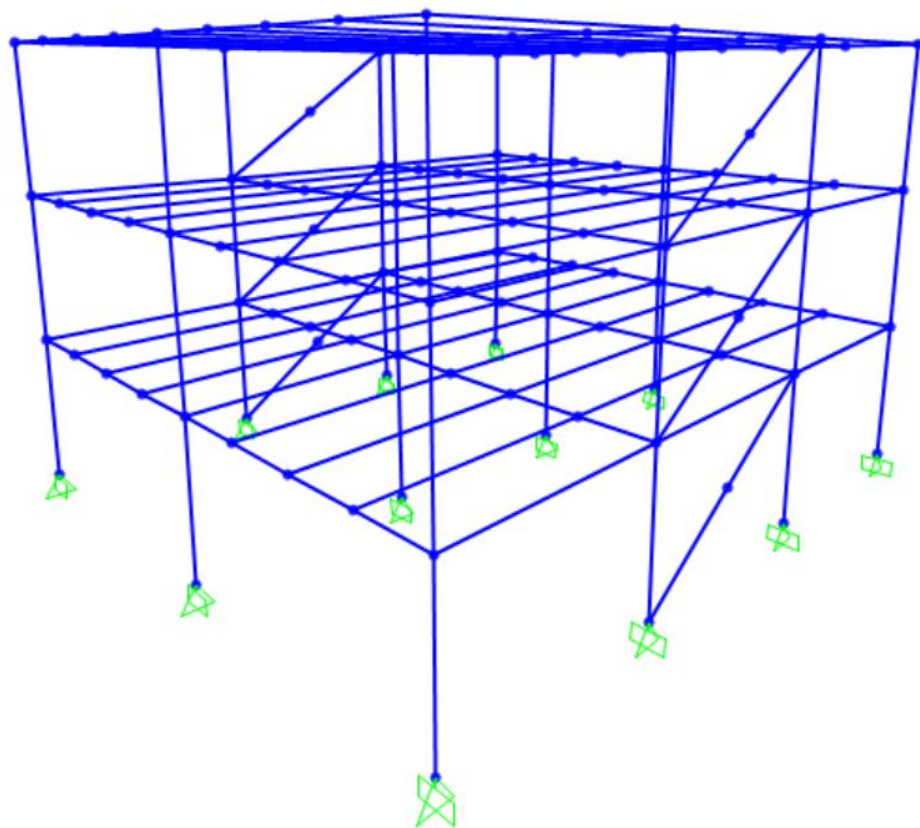
Εικόνα 3.45: Λεπτομέρεια Αντιλυγισμικού Συνδέσμου

4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

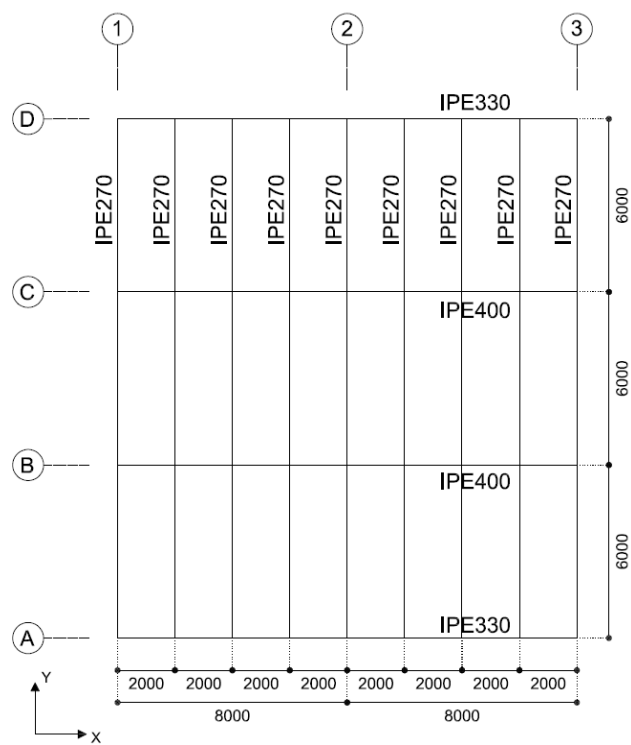
4.1 Περιγραφή Φορέα

Στη συγκεκριμένη ενότητα εξετάζεται τριώροφο μεταλλικό κτίριο με βάση τον prEN1998:2022. Τα φορτία και οι διατομές του συγκεκριμένου κτιρίου είναι ίδια με τα αντίστοιχα του μεταλλικού κτιρίου που εξετάζεται σε ένα παράδειγμα του μαθήματος Σιδηρών Κατασκευών ΙΙ, με τη διαφορά ότι στο συγκεκριμένο παράδειγμα η επίλυση είχε πραγματοποιηθεί με βάση τον EN1998-1:2004.

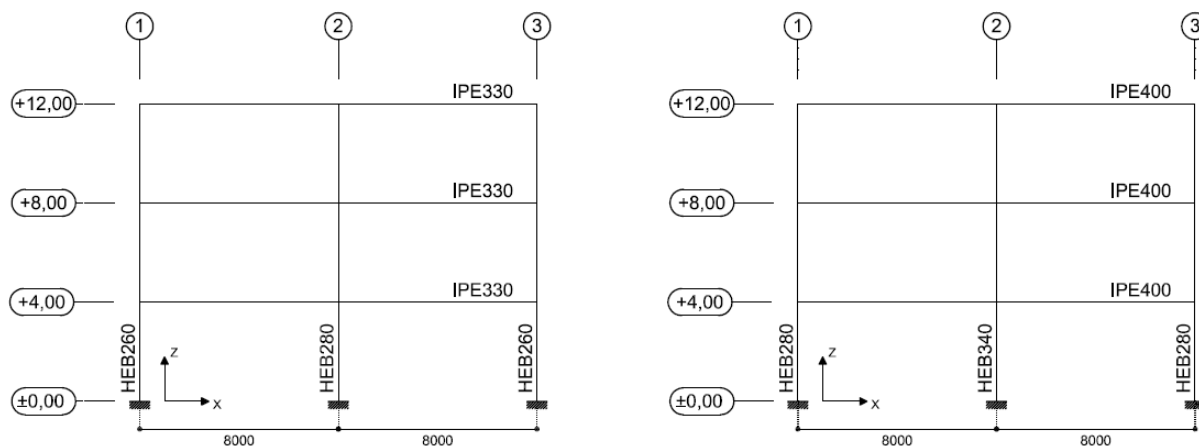
Το τριώροφο κτίριο γραφείων της Εικόνα 4.1 αποτελείται από δοκούς διατομής IPE και υποστυλώματα διατομής HEB από χάλυβα S355. Για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων, τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση x διαμορφώνονται με συνδέσεις ροπή και τα υποστυλώματα να κάμπτονται ως προς τον ισχυρό τους άξονα, ενώ τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση y διαμορφώνονται με απλές συνδέσεις και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Τα πλαίσια κατά τις διευθύνσεις x και y απέχουν 8,00 m και 6,00 m, αντίστοιχα, ενώ το ύψος των ορόφων είναι 4,00 m. Σε κάθε όροφο διαμορφώνεται δάπεδο από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο εξασφαλίζει τη διαφραγματική λειτουργία των ορόφων, και προστατεύει τις δοκούς έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μέσω κατάλληλων διατάξεων. Η κατηγορία του εδάφους είναι B και το επίπεδο σεισμικότητας είναι υψηλό.



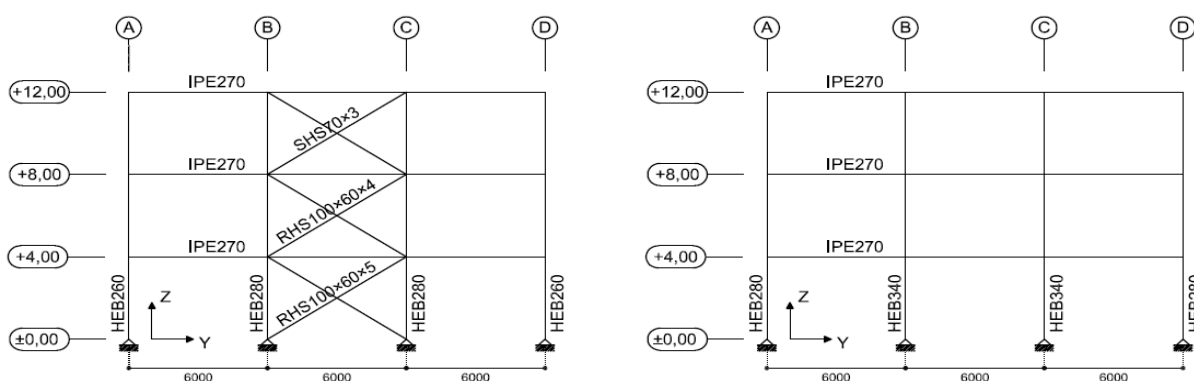
Εικόνα 4.1: Προσομοίωση Φορέα στο πρόγραμμα SAP2000



Εικόνα 4.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου



Εικόνα 4.3: Όψεις εξωτερικού και εσωτερικού πλαισίου κατά x (Πλαίσιο ροής)



Εικόνα 4.4: Όψεις εξωτερικού και εσωτερικού πλαισίου κατά y (Σύνδεσμοι δυσκαμψίας)

4.2 Φορτία κατασκευής και φάσμα σχεδιασμού

Ίδιο βάρος χαλύβδινου φορέα:

$$\gamma_G = 78,5 \text{ kN/m}^3$$

Μόνιμο φορτίο δαπέδων:

$$G_1 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

Περιμετρικό φορτίο εξωτερικής επικάλυψης:

$$G_2 = 4,0 \text{ kN/m}$$

Κινητό φορτίο:

$$Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Κατηγορία σπουδαιότητας CC2:

$$\gamma_{LS,CC} = 1,0$$

Σεισμός

Υψηλά επίπεδα σεισμικότητας:

$$S_{a,RP} = 6 \text{ m/sec}^2$$

$$f_h = 0,4$$

$$S_{a,RP} = \gamma_{LS,CC} \cdot S_{a,ref} \Rightarrow S_{a,ref} = 6/1 = 6 \text{ m/sec}^2$$

$$S_{\beta,ref} = f_h \cdot S_{a,ref} = 0,4 \cdot 6 = 2,4 \text{ m/sec}^2$$

$$S_{\beta,RP} = \gamma_{LS,CC} \cdot S_{\beta,ref} = 2,4 \text{ m/sec}^2$$

Από τον Πίνακα 2.12 ο συντελεστής $F_T = 1$ και από τον Πίνακα 2.12 λαμβάνοντας υπόψη ότι το έδαφος είναι κατηγορίας B και μη έχοντας στοιχεία για την μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων του εδάφους $v_{s,H}$ οι συντελεστές F_a και F_β προκύπτουν ως εξής:

$$F_a = 1,3 \cdot (1 - 0,1 \cdot S_{a,RP}/g) = 1,3 \cdot (1 - 0,1 \cdot 6/10) = 1,22$$

$$F_\beta = 1,6 \cdot (1 - 0,2 \cdot S_{\beta,RP}/g) = 1,6 \cdot (1 - 0,2 \cdot 2,4/10) = 1,52$$

$$S_a = F_T \cdot F_a \cdot S_{a,RP} = 1 \cdot 1,22 \cdot 6 = 7,32 \text{ m/sec}^2$$

$$S_\beta = F_T \cdot F_\beta \cdot S_{\beta,RP} = 1 \cdot 1,52 \cdot 2,4 = 3,65 \text{ m/sec}^2$$

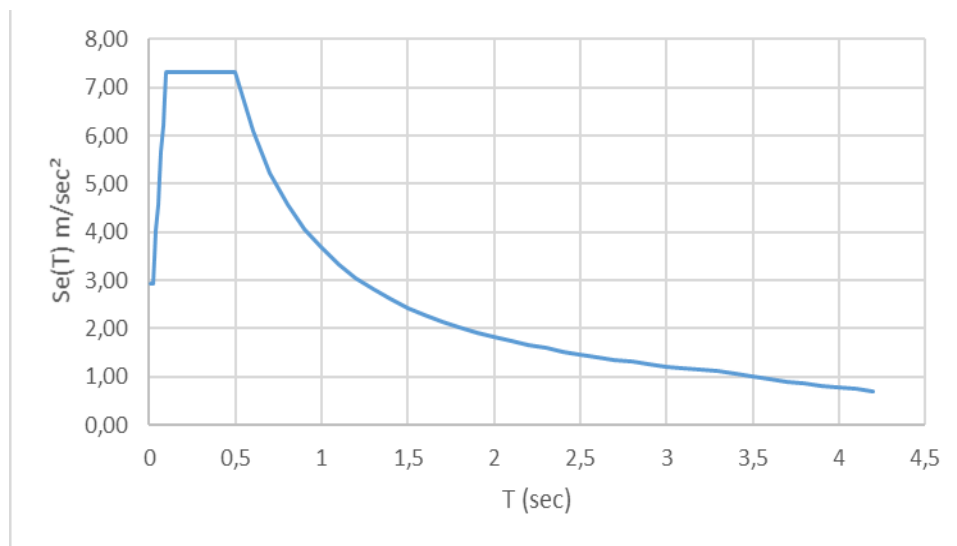
$$T_{\beta} = 1 \text{ sec}$$

$$T_C = \frac{S_{\beta} \cdot T_{\beta}}{S_{\alpha}} = \frac{3,65 \cdot 1}{7,32} = 0,5 \text{ sec}$$

$$T_B = \frac{T_C}{\chi} = \frac{0,5}{4} = 0,125 \text{ sec}$$

Από τον Πίνακα 2.8 η περίοδος $T_D = 1 + S_{\beta,RP} = 1 + 2,44 = 3,44 \text{ sec}$ και $T_A = 0,02 \text{ sec}$

Εφαρμόζοντας τις Εξισώσεις (2.8) υπολογίζεται το φάσμα απόκρισης σύμφωνα με την Εικόνα 4.5

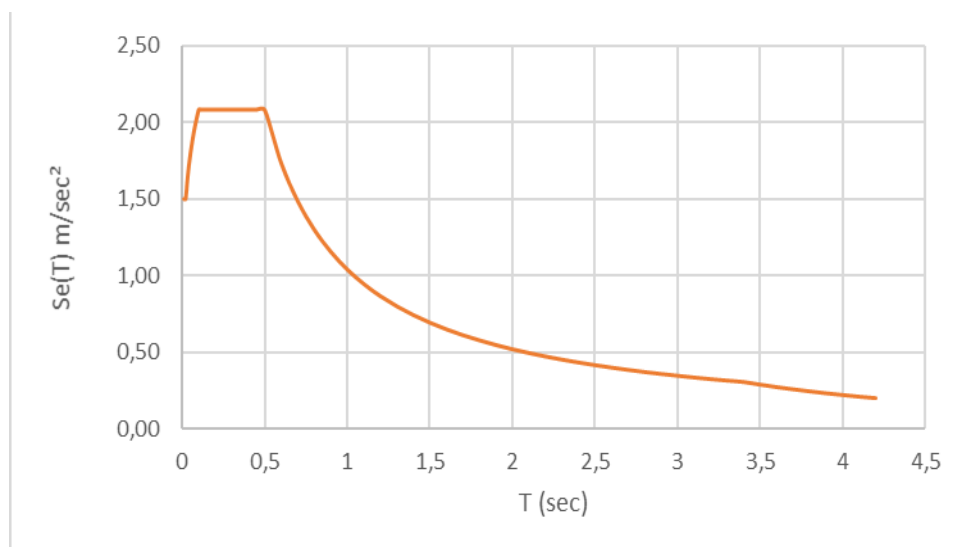


Εικόνα 4.5: Φάσμα απόκρισης

Ο συντελεστής συμπεριφοράς για πλαίσια ροής και με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας και μέτρια κατηγορία πλαστιμότητας προκύπτει σύμφωνα με τον Πίνακα 3.5 $q=2,5$.

Πιο συγκεκριμένα $q_D=1,7 - q_R=1 - q_s=1,5$

Με γνωστό τον συντελεστή συμπεριφοράς q εφαρμόζονται οι Εξισώσεις 2.16 για τον προσδιορισμό του φάσματος σχεδιασμού.



Εικόνα 4.6: Φάσμα σχεδιασμού

Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων γίνεται μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης. Στον Πίνακα 1 δίνονται οι βασικές ιδιομορφές του πλαισίου και το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιούν σε κάθε διεύθυνση.

A/A	T [sec]	Διεύθυνση [-]	Συμμετέχουσα μάζα [%]
1	1,19	X	84,2
2	0,94	Y	85,5
4	0,36	Y	11,8
5	0,35	X	12,1

Πίνακας 4.1: Σημαντικές ιδιομορφές κτιρίου και συμμετέχουσα μάζα.

Εμβαδόν ορόφου: $2 \cdot 8 \cdot 3 \cdot 6 = 288 \text{ m}^2$

Περίμετρος ορόφου: $2 \cdot (2 \cdot 8 + 3 \cdot 6) = 68 \text{ m}$

Φορτίο ορόφου που συνδυάζεται με το σεισμό:

$5,0 \cdot 288 + 4,0 \cdot 68 + 0,3 \cdot 3,0 \cdot 288 = 1971,2 \text{ kN}$ ανά όροφο

Ίδιο βάρος φορέα: 441 kN

Συνολικό κατακόρυφο φορτίο: $3 \cdot 1971,2 + 441,0 = 6354,6 \text{ kN}$

Από τη φασματική ανάλυση προκύπτουν οι τέμνουσες βάσης λόγω σεισμού σε κάθε διεύθυνση (CQC):

$\Sigma F_x = 678 \text{ kN}$

$\Sigma F_y = 866,4 \text{ kN}$

Για τις δύο πρώτες ιδιομορφές κάθε διεύθυνσης, η σεισμική δύναμη είναι:

T1

Από τις Εξισώσεις 2.8 και 2.12:

$R_q(1,19) = 2,5$

$S_e(1,19) = 0,1 \cdot 3,65 \cdot g / 1,19 = 0,31 \cdot g$

$S_r(1,19) = 0,31 \cdot g / 2,5 = 0,124 \cdot g$

$F_{x,1} = 0,124 \cdot g \cdot 6354,6 \cdot 0,842 / g = 663,5 \text{ kN}$

T2

$R_q(0,94) = 2,5$

$S_e(0,94) = 0,1 \cdot 3,65 \cdot g / 0,94 = 0,39 \cdot g$

$S_r(1,19) = 0,39 \cdot g / 2,5 = 0,16 \cdot g$

$F_{y,1} = 0,16 \cdot g \cdot 6354,6 \cdot 0,855 / g = 869,3 \text{ kN}$

T4, T5

$R_q(0,36) = R_q(0,35) = 2,5$

$S_e(0,36) = S_e(0,35) = 0,1 \cdot 7,32 \cdot g = 0,732 \cdot g$

$S_r(0,36) = S_r(0,35) = 0,732 \cdot g / 2,5 = 0,29 \cdot g$

$$F_{x,2} = 0,29 \cdot g \cdot 6354,6 \cdot 0,121/g = 223 \text{ kN}$$

$$F_{y,2} = 0,29 \cdot g \cdot 6354,6 \cdot 0,118/g = 217,5 \text{ kN}$$

Προσεγγιστικός υπολογισμός τέμνουσας βάσης λόγω σεισμού (SRSS):

$$\Sigma F_x \approx \sqrt{F_{x,1}^2 + F_{x,2}^2} = \sqrt{663,5^2 + 223^2} = 700 \text{ kN} \quad (97\%)$$

$$\Sigma F_y \approx \sqrt{F_{y,1}^2 + F_{y,2}^2} = \sqrt{869,3^2 + 217,5^2} = 896 \text{ kN} \quad (97\%)$$

Πολύ πιο προσεγγιστικά, θα μπορούσαμε να υπολογίσουμε τη σεισμική δύναμη με την παραδοχή του μονοβάθμιου ταλαντωτή:

$$\Sigma F_x = 0,124 \cdot g \cdot \frac{6354,6}{g} = 788 \text{ kN} \quad (116\%)$$

$$\Sigma F_y = 0,16 \cdot g \cdot \frac{6354,6}{g} = 1016 \text{ kN} \quad (113\%)$$

Σε περίπτωση που δεν είναι γνωστή η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, π.χ. σε μια προδιαστασιολόγηση ή μια εξέταση, η σεισμική δύναμη μπορεί να λαμβάνεται με βάση την επιτάχυνση στο πλατό του φάσματος. Σε πολυώροφο ένα κτίριο, μια τέτοια προσέγγιση είναι πολύ συντηρητική:

$$\Sigma F_x = \Sigma F_y = 0,29 \cdot g \cdot \frac{6354,6}{g} = 1842,8 \text{ kN}$$

Για το λόγο αυτό, ο υπολογισμός της ιδιοπεριόδου πολυώροφων κτιρίων μπορεί να γίνει μέσω προσεγγιστικών σχέσεων που δίνονται στους κανονισμούς ή τη βιβλιογραφία.

4.3 Συνδυασμοί φορτίσεων και εντατικά μεγέθη

- Στατικοί συνδυασμοί:

$$1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q \quad (\text{Ο.Κ.Α.})$$

$$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q \quad (\text{Ο.Κ.Λ.})$$

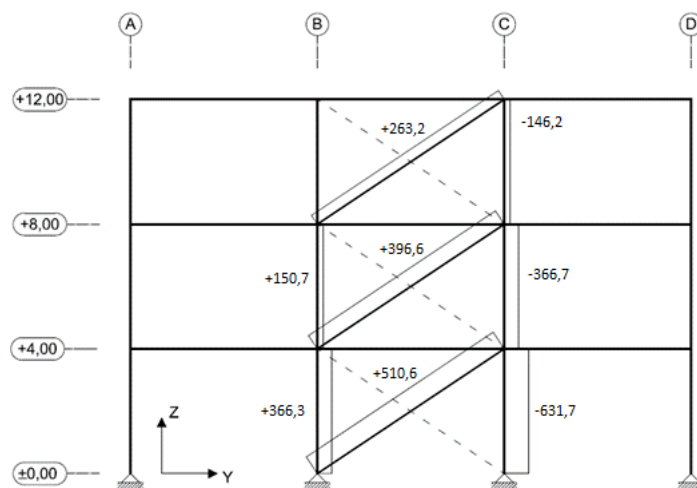
- Σεισμικοί συνδυασμοί:

$$1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y$$

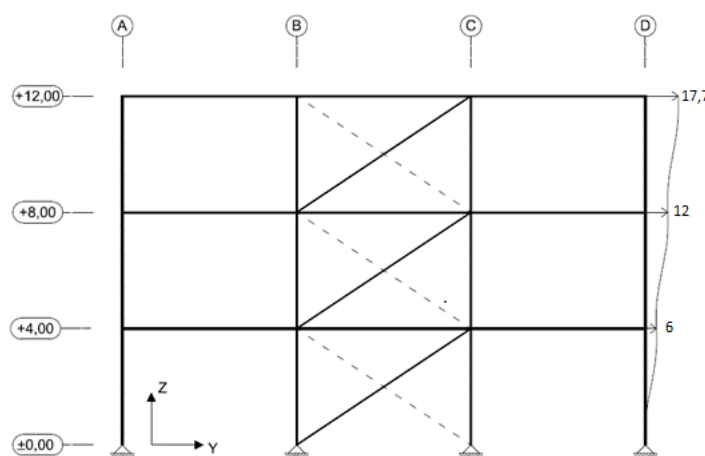
$$1,00 \cdot G + 0,30 \cdot Q \pm 0,30 \cdot E_x \pm 1,00 \cdot E_y$$

Για λόγους απλότητας δε λαμβάνεται υπόψη εκκεντρότητα των σεισμικών δράσεων.

Τα αποτελέσματα της φασματικής ανάλυσης δίνονται στην Εικόνα 4.7 και στην Εικόνα 4.8. Υπενθυμίζεται ότι οι μετακινήσεις πολλαπλασιάζονται επί q.



Εικόνα 4.7: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση y (σε kN)



Εικόνα 4.8: Οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση y (σε cm)

Για κάθε όροφο υπολογίζεται ο συντελεστής θ μέσω του οποίου καθορίζεται αν τα φαινόμενα δευτέρας τάξης είναι σημαντικά και, αν ναι, με ποιο τρόπο πρέπει να ληφθούν υπόψη. Ο υπολογισμός γίνεται στον Πίνακα 4.2, με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης:

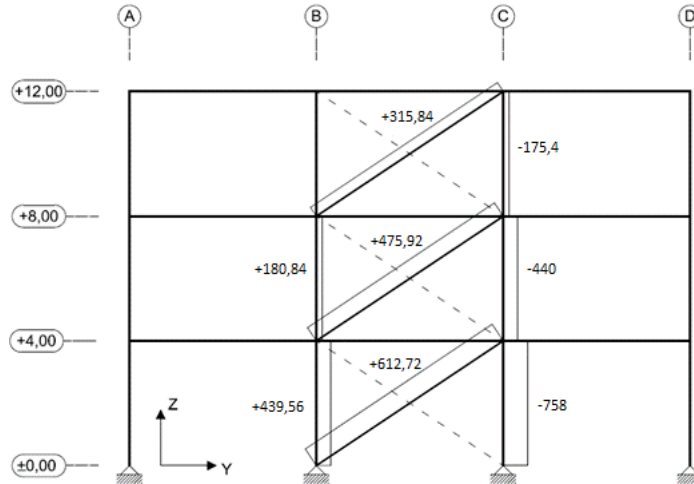
Όροφος		1	2	3
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} [kN]	6360	4240	2120
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} [kN]	866,4	706,8	510,3
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	d_r [cm]	6	6	5,7
Ύψος ορόφου	h [cm]	400	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	0,11	0,09	0,059

Πίνακας 4.2: Υπολογισμός συντελεστή θ κατά τη διεύθυνση y

Η μέγιστη σχετική μετακίνηση των ορόφων, θα πρέπει να ικανοποιεί την $d_r \leq \lambda_s \cdot h_s$, με $\lambda_s = 0,015$ από τον Πίνακα 3.9 για πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας η παραπάνω σχέση ικανοποιείται.

$$d_r \leq 0,015 \cdot 400 = 6 \text{ cm}$$

Επειδή ο συντελεστής θ είναι μεγαλύτερος από 0,1, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν. Ο συντελεστής θ δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερος του $0,3 \cdot a_R = 0,3 \cdot 1 = 0,3$. Για τους ορόφους για τους οποίους ισχύει $0,1 < \theta < 0,2$ τα σεισμικά μεγέθη λόγω του σεισμού πρέπει να προσαυξηθούν κατά $1/(1-\theta)$. Απλοποιητικά, γίνεται η συντηρητική παραδοχή ότι τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης y αυξάνονται συνολικά κατά $1/(1-\theta) = 1,12$. Τα προσαυξημένα εντατικά μεγέθη φαίνονται στην Εικόνα 4.9.



Εικόνα 4.9: Διάγραμμα προσαυξημένων αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση y λόγω φαινομένων δεύτερης τάξης σε kN.

4.4 Έλεγχος διαγώνιων συνδέσμων

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται κατά την ανάλυση, υπέρ της ασφάλειας. Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητά τους για μέση κατηγορία πλαστιμότητας να είναι $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,5$. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους με συνδέσεις που επιτρέπουν τη στροφή στα άκρα τους. Ως αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου: $L_{cr} = 0,5 \cdot L_{diag} = 0,5 \cdot \sqrt{6^2 + 4^2} = 3,606 \text{ m}$.

Για χάλυβα S355, η λυγηρότητα αναφοράς είναι:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,41$$

- Διαγώνιος πρώτου ορόφου (RHS 100×60×5)

Κρίσιμος ο ασθενής άξονας. Από τους πίνακες των διατομών λαμβάνεται ακτίνα αδράνειας $i_z = 2,37 \text{ cm}$

Ανηγγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{360,6}{2,37} \cdot \frac{1}{76,41} = 1,99 \quad \begin{cases} \geq 1,3 \\ \leq 2,5 \end{cases} \quad \text{ικανοποιείται}$$

- Διαγώνιος δεύτερου ορόφου (RHS 100×60×4)

Κρίσιμος ο ασθενής άξονας. Από τους πίνακες των διατομών λαμβάνεται ακτίνα αδράνειας $i_z = 2,42 \text{ cm}$

Ανηγγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{360,6}{2,42} \cdot \frac{1}{76,41} = 1,95 \quad \begin{cases} \geq 1,3 \\ \leq 2,5 \end{cases} \quad \text{ικανοποιείται}$$

- Διαγώνιος τρίτου ορόφου (SHS 70×3)

Από τους πίνακες των διατομών λαμβάνεται ακτίνα αδράνειας $i_y = i_z = 2,71 \text{ cm}$

Ανηγγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{360,6}{2,71} \cdot \frac{1}{76,41} = 1,74 \quad \begin{cases} \geq 1,3 \\ \leq 2,5 \end{cases} \quad \text{ικανοποιείται}$$

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγώνιους:

- Διαγώνιος πρώτου ορόφου (RHS 100×60×5)

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 14,4 \cdot \frac{35,5}{1,0} = 511,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 612,75 \text{ kN} \text{ δεν ικανοποιείται}$$

- Διαγώνιος δεύτερου ορόφου (RHS 100×60×4),

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 11,7 \cdot \frac{35,5}{1,0} = 415,4 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 475,92 \text{ kN} \text{ δεν ικανοποιείται}$$

- Διαγώνιος τρίτου ορόφου (SHS 70×3)

$$N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7,81 \cdot \frac{35,5}{1,0} = 277,3 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 315,84 \text{ kN} \text{ δεν ικανοποιείται}$$

4.5 Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών

Ελέγχεται το δυσμενέστερο υποστυλώμα το οποίο είναι το HEB 280 του εξωτερικού πλαισίου. Οι δοκοί δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας.

$$\text{Αξονική δύναμη λόγω κατακόρυφων φορτίων: } N_{Ed,G} = 501,52 \text{ kN}$$

$$\text{Αξονική δύναμη λόγω σεισμικών φορτίων κατά } \gamma: N_{Ed,Ey} = 758,0 \text{ kN}$$

$$\text{Αξονική δύναμη λόγω σεισμικών φορτίων κατά } \chi: N_{Ed,Ex} = 60,9 \text{ kN}$$

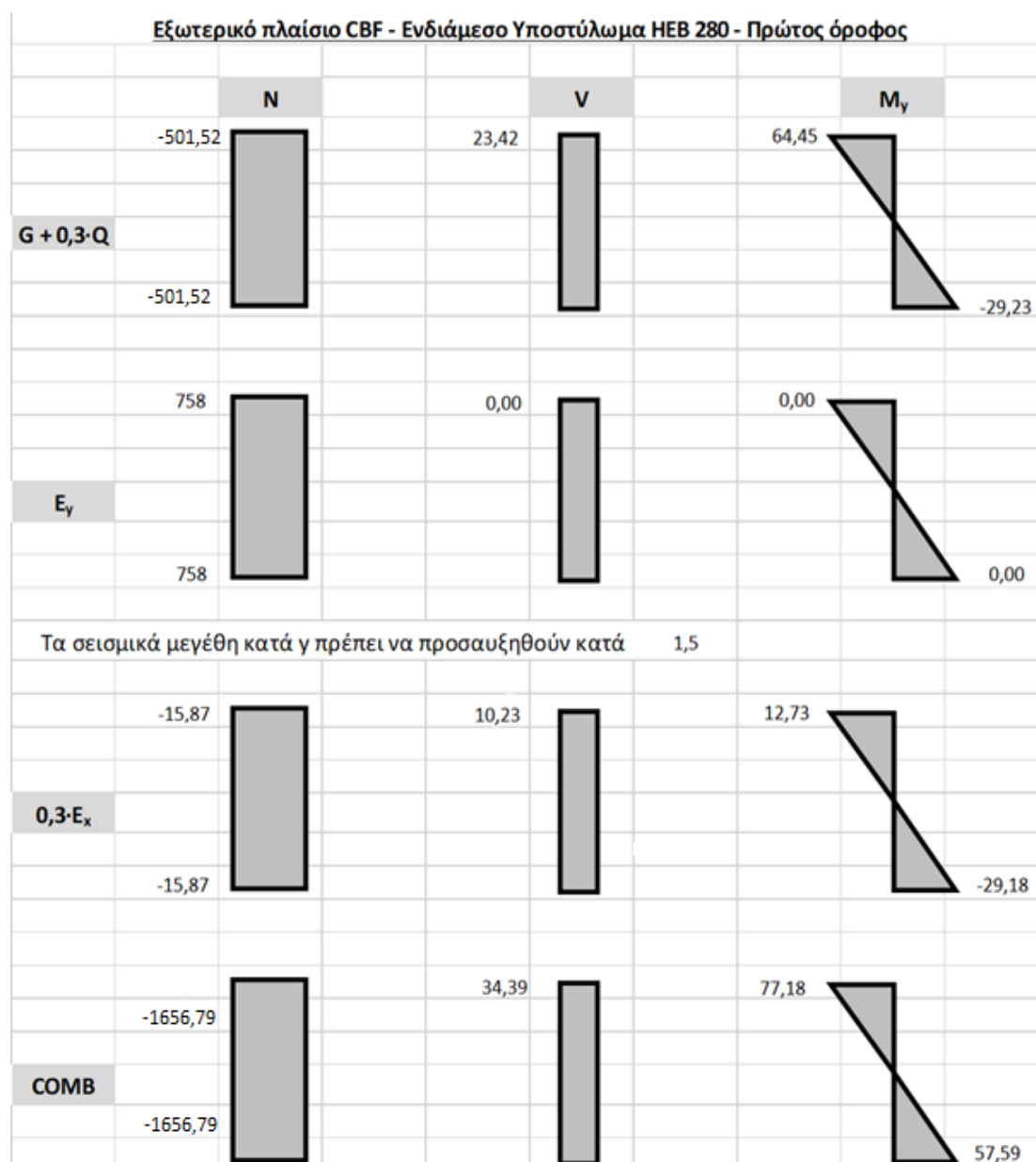
Αξονική δύναμη σχεδιασμού:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,Ey} + 0,3 \cdot N_{Ed,Ex}$$

με Ω να είναι ο συντελεστής σεισμικής δράσης ο οποίος για πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας ισούται με 1,5 σύμφωνα με τον Πίνακα 3.11.

$$N_{Ed} = 501,52 + 1,5 \cdot 758 + 0,3 \cdot 60,9 = 1656,79 \text{ kN}$$

Με τον ίδιο τρόπο υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος. Πραγματοποιείται ο έλεγχος του υποστυλώματος υπό κάμψη και θλίψη, κάνοντας την παραδοχή ότι ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής, οι οποίοι θα ικανοποιούνται εφόσον ικανοποιούνται και οι έλεγχοι μέλους.



Ιδιότητες διατομής HEB 280:

Εμβαδόν: $A = 131,0 \text{ cm}^2$

Ροπές αδράνειας: $I_y = 19270,3 \text{ cm}^4$ $I_z = 6594,52 \text{ cm}^4$

Ακτίνες αδράνειας: $i_y = 12,1 \text{ cm}$ $i_z = 7,09 \text{ cm}$

Κατάταξη διατομής για καθαρή θλίψη (παραδοχή):

– Πέλματα:

$$\frac{c}{t} = \frac{(280-10,5-2 \cdot 24)/2}{18} = 6,2 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$$

→ Κατηγορία 1

– Κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{196}{10,5} = 18,7 \leq 28 \cdot \varepsilon = 28 \cdot 0,81 = 22,7$$

→ Κατηγορία 1

Επομένως, η διατομή είναι Κατηγορίας 1.

Έλεγχος σε διάτμηση:

Εμβαδόν διάτμησης:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 131,0 - 2 \cdot 28 \cdot 1,8 + (1,05 + 2 \cdot 2,4) \cdot 1,8 = 40,73 \text{ cm}^2$$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{40,73 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 834,8 \text{ kN} \cdot 0,5 = 417,4 \text{ kN} \gg V_{Ed} = 34,31 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται, και επειδή η τέμνουσα είναι μικρότερη από το 50% της $V_{pl,Rd}$ δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

Επιλογή καμπύλων λυγισμού:

Για πρότυπη διατομή διπλού ταυ και για χάλυβα S355, ισχύει:

$$- h/b = 280/280 = 1,0 < 1,2$$

$$- t_f = 18 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Επομένως, επιλέγεται η καμπύλη λυγισμού b για λυγισμό περί τον άξονα y-y και c περί τον άξονα z-z.

Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα (y):

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ισχυρό του άξονα (τοπικός y) λαμβάνει χώρα εγκάρσια στο εξεταζόμενο πλαίσιο, στη διεύθυνση του πλαισίου ροής (καθολικός άξονας x). Τα πλαίσια ροής είναι μεταθετά.

Συντελεστής βάσης (πάκτωση): $\eta_2 = 0$ Ροπή αδράνειας δοκού IPE 400: $I_y = 23130 \text{ cm}^4$

$$\text{Συντελεστής κορυφής (μια συνδεδεμένη δοκός): } \eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11}} = \frac{\frac{2 \cdot 19270}{400}}{\frac{2 \cdot 19270}{400} + \frac{23130}{800}} = 0,769$$

Από το σχετικό διάγραμμα προκύπτει συντελεστής $k = 1,48$ Μήκος λυγισμού ως προς τον ισχυρό άξονα: $L_{cr,y} = 1,48 \cdot 4,00 = 5,92 \text{ m}$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{592}{12,1} \cdot \frac{1}{76,41} = 0,640$$

Καμπύλη λυγισμού b: $\alpha_y = 0,34$

$$\text{Συντελεστής: } \phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,640 - 0,2) + 0,640^2] = 0,780$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,780 + \sqrt{0,780^2 - 0,640^2}} = 0,816$$

Λυγισμός ως προς τον ασθενή άξονα (z):

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ασθενή του άξονα (τοπικός z) λαμβάνει χώρα εντός του εξεταζόμενου πλαισίου (καθολικός άξονας y), το οποίο μπορεί να θεωρηθεί αμετάθετο, λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας: $L_{cr,z} = 4,00 \text{ m}$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{400}{7,09} \cdot \frac{1}{76,41} = 0,738$$

Καμπύλη λυγισμού c: $\alpha_z = 0,49$

$$\text{Συντελεστής: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,738 - 0,2) + 0,738^2] = 0,904$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,904 + \sqrt{0,904^2 - 0,738^2}} = 0,701$$

Χαρακτηριστική τιμή αντοχής έναντι θλίψης:

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 131,36 \cdot 35,5 = 4663,3 \text{ kN}$$

Αντοχή υποστυλώματος έναντι καμπτικού λυγισμού:

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}} = 0,701 \cdot \frac{4663,3}{1,0} = 3269,0 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 1656,79 \text{ kN} \quad \text{ικανοποιείται (51\%)}$$

Μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (γενική περίπτωση):

Το υποστύλωμα έχει τριγωνικό διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών $\psi = -0,75 \rightarrow C_1 = 2,927, C_2 = 0$.

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται: $k = k_w = 1,0$

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

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

$$= 2,927 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 6590}{(1 \cdot 400)^2} \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{1130000}{6590} + \frac{(1 \cdot 400)^2 \cdot 8100 \cdot 144}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 6590}} = 438589 \text{ kNcm}$$

$$= 4385,9 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1534 \cdot 35,5}{438589}} = 0,352 > 0,2$$

Για ελατή διατομή με $h/b=1 < 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού α , με $\alpha_{LT} = 0,21$.

$$\text{Συντελεστής: } \phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,352 - 0,2) + 0,352^2\right] = 0,578$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,578 + \sqrt{0,578^2 - 0,352^2}} = 0,965$$

Έλεγχος μέλους σε κάμψη και θλίψη:

Χαρακτηριστική τιμή αντοχής έναντι κάμψης:

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 1534 \cdot 35,5 = 54457 \text{ kNcm} = 544,6 \text{ kNm}$$

Για μονοαξονική κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα είναι $M_{z,Ed} = 0$, επομένως ο έλεγχος μέλους καλύπτεται από τις εξισώσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1,0 \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1,0$$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} και k_{zy} υπολογίζονται με την ακόλουθη μέθοδο. Για μεταθετά μέλη λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$. Για $\psi = -0,75$ είναι:

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 - 0,4 \cdot 0,75 = 0,3 < 0,4 \rightarrow C_{mLT} = 0,4$$

Ελέγχεται αν το μέλος είναι ευπαθές έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,352 > \bar{\lambda}_{LT,lim} = \bar{\lambda}_{LT} \cdot \sqrt{1 - \bar{\lambda}_z^2 \cdot \chi_z} = 0,4 \cdot \sqrt{1 - 0,738^2 \cdot 0,701} = 0,315$$

Το κριτήριο δεν ικανοποιείται, επομένως το υποστύλωμα θεωρείται ευπαθές έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Για διατομή κατηγορίας 1 και $\bar{\lambda}_y = 0,640 < 1,0$ είναι:

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} = \frac{1656,79}{\frac{0,816 \cdot 4663,3}{1,0}} = 0,44$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot n_y\right] = 0,9 \cdot \left[1 + (0,640 - 0,2) \cdot 0,44\right] = 1,074$$

Για διατομή ευπαθή έναντι ΣΚΛ και $0,4 < \bar{\lambda}_z = 0,738 < 1,0$ είναι:

$$n_z = \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} = \frac{1656,79}{\frac{0,701 \cdot 4663,3}{1,0}} = 0,507$$

$$k_{zy} = 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot n_z}{C_{mLT} - 0,25} = 1 - \frac{0,1 \cdot 0,738 \cdot 0,507}{0,4 - 0,25} = 0,751$$

Έλεγχος σε θλίψη και κάμψη:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} = \frac{1656,79}{0,816 \cdot 4663,3} + 1,074 \cdot \frac{77,18}{0,965 \cdot 544,6} =$$

$$\frac{1656,79}{1,0} + 1,074 \cdot \frac{77,18}{1,0} =$$

$$= 0,45 + 0,158 = 0,598 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} = \frac{1656,79}{0,701 \cdot 4663,3} + 0,751 \cdot \frac{77,18}{0,965 \cdot 544,6} =$$

$$\frac{1656,79}{1,0} + 0,751 \cdot \frac{77,18}{1,0} =$$

$$= 0,507 + 0,11 = 0,617 \leq 1,0$$

Επομένως το υποστυλώμα επαρκεί σε συνδυασμένη θλίψη και κάμψη.

4.6 Έλεγχος σύνδεσης διαγωνίων

Οι συνδέσεις των διαγωνίων μελών υπολογίζονται από την ακόλουθη σχέση, με $\omega_{rm} = 1,25$ για κατηγορία χάλυβα S355 σύμφωνα με τον Πίνακα 3.7 και $\omega_{sh} = 1,1$ για διαγώνια μέλη πλαισίων με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας σύμφωνα με τον Πίνακα 3.8.

$$N_{T,j,Ed} = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot N_{pl,Rd} = 1,25 \cdot 1,1 \cdot 511,2 = 702,9 \text{ kN} \quad \text{για τη διαγώνιο του πρώτου ορόφου}$$

$$N_{T,j,Ed} = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot N_{pl,Rd} = 1,25 \cdot 1,1 \cdot 415,4 = 571,2 \text{ kN} \quad \text{για τη διαγώνιο του δεύτερου ορόφου}$$

$$N_{T,j,Ed} = \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot N_{pl,Rd} = 1,25 \cdot 1,1 \cdot 277,3 = 381,3 \text{ kN} \quad \text{για τη διαγώνιο του τρίτου ορόφου}$$

Οι συνδέσεις πραγματοποιούνται με προεντεταμένους κοχλίες διαμέτρου M20 ποιότητας 10.9 και είναι τύπου C, δηλαδή ανθεκτικές έναντι ολίσθησης στην Ο.Κ.Α. Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος της διαγωνίου του πρώτου ορόφου, η οποία φαίνεται στην Εικόνα 4.10. Σημειώνεται ότι η σύνδεση της Εικόνας 4.10 δεν έχει εξεταστεί έναντι ολιγοκυκλικής κόπωσης, η οποία μπορεί να παρατηρηθεί κατά τη διάρκεια του σεισμού λόγω του λυγισμού της διαγωνίου. Ο συγκεκριμένος έλεγχος μπορεί να οδηγήσει σε τροποποίηση των διαστάσεων των ελασμάτων, όχι όμως της κοχλίωσης, η οποία εξετάζεται στο παρόν.

Έλεγχος αποστάσεων:

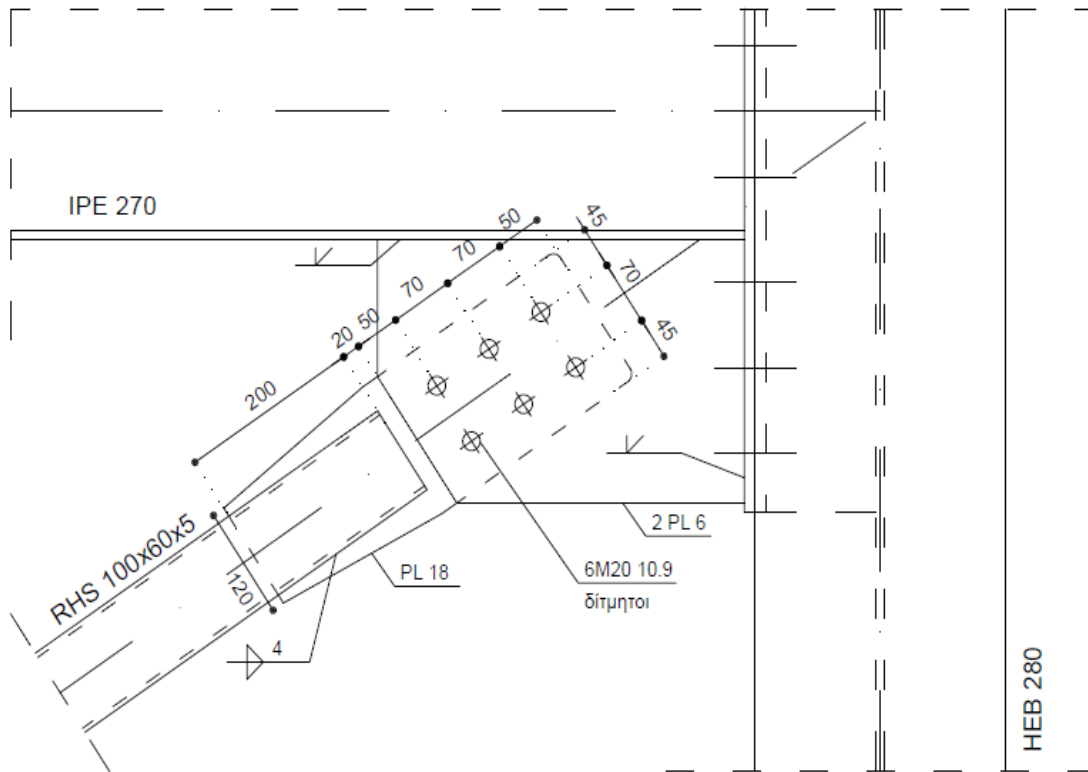
$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm} < e_1 = 50 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 6 + 40 = 64 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 22 = 26,4 \text{ mm} < e_2 = 45 \text{ mm} < 4 \cdot t + 40 = 4 \cdot 6 + 40 = 64 \text{ mm}$$

$$2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 22 = 48,4 \text{ mm} < p_1 = 70 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t ; 200\} = \min\{14 \cdot 6 ; 200\} = 84 \text{ mm}$$

$$2,4 \cdot d_0 = 2,4 \cdot 22 = 52,8 \text{ mm} < p_2 = 70 \text{ mm} < \min\{14 \cdot t ; 200\} = \min\{14 \cdot 6 ; 200\} = 84 \text{ mm}$$

Οι αποστάσεις μεταξύ των κοχλίων είναι εντός των απαιτήσεων του EC3.



Εικόνα 4.1: Σύνδεση συνδέσμου δυσκαμψίας πρώτου ορόφου στον κόμβο δοκού – υποστυλώματος

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι ολίσθησης:

Δύναμη προέντασης κοχλία:

$$F_{p,c} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 100 \cdot 2,45 = 171,5 \text{ kN}$$

Αντοχή έναντι ολίσθησης:

$$F_{s,Rd} = m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,c} = 6 \cdot \frac{1,0 \cdot 2 \cdot 0,5}{1,25} \cdot 171,5 = 823,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 702,9 \text{ kN}$$

όπου $m = 6$ ο αριθμός των κοχλιών

$k_s = 1,0$ για κανονικές οπές

$n = 2$ οι επιφάνειες τριβής για δίδμητους κοχλίες

$\mu = 0,5$ ο συντελεστής τριβής για μεταλλικές επιφάνειες προετοιμασμένες με αμμοβολή (Κατ. Α)

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυγας:

Εφόσον η σύνδεση είναι τύπου C, δεν απαιτείται ο έλεγχος της κοχλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυγας. Παρόλα αυτά, θεωρείται καλή πρακτική να γίνει ο έλεγχος, υπέρ της ασφάλειας.

Αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυγας (λαμβάνεται απλοποιητικά ίση για όλες τις σειρές κοχλιών):

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{d_0}; \frac{p_1}{d_0} - \frac{1}{2}; 3 \cdot \frac{f_{ub}}{f_u}; 3,0 \right\} = \min \left\{ \frac{50}{22}; \frac{70}{22} - \frac{1}{2}; 3 \cdot \frac{100}{49}; 3,0 \right\} =$$

$$= \min \{ 2,273; 2,682; 6,12; 3,0 \} = 2,273$$

$k_m = 1,0$ για ποιότητα χάλυβα ελάσματος S355

$$F_{b,Rd} = m \cdot \frac{k_m \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot (1,0 \cdot 2,273 \cdot 49 \cdot 2,0 \cdot 2,0 \cdot 0,6) / 1,25 = 1283,1 \text{ kN} > N_{Ed} = 702,9 \text{ kN}$$

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι τέμνουσας:

Εφόσον η σύνδεση είναι τύπου C δεν απαιτείται ο έλεγχος της κοχλίωσης έναντι τέμνουσας. Παρόλα αυτά, επειδή η σύνδεση βρίσκεται σε ζώνη απορρόφησης ενέργειας απαιτείται ο

ικανοτικός σχεδιασμός της έτσι ώστε η αντοχή έναντι τέμνουσας να ξεπερνά την αντοχής έναντι σύνθλιψης άντυγας κατά τουλάχιστον 20%.

Λαμβάνονται κοχλίες των οποίων το σπείρωμα δεν διέρχεται από τις επιφάνειες διάτμησης.

Αντοχή κοχλίωσης έναντι τέμνουσας:

$$F_{V,Rd} = m \cdot n \cdot \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 6 \cdot 2 \cdot \frac{0,6 \cdot 100 \cdot 3,14}{1,25} = 1808,6 \text{ kN} > 1,2 \cdot F_{b,Rd} = 1539,7 \text{ kN}$$

Έλεγχος κομβοελασμάτων σε εφελκυσμό:

Για το διπλό κομβοέλασμα, πάχους 6 mm, το οποίο συνδέεται με τον κόμβο δοκού-υποστυλώματος, ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοχλιών, λαμβάνοντας συντηρητικά το πλάτος του ελάσματος στη θέση της πρώτης σειράς κοχλιών:

$$A_{net} = (26,4 - 2 \cdot 2,2) \cdot 2 \cdot 0,6 = 26,4 \text{ cm}^2$$

Αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26,4 \cdot 35,5}{1,0} = 937,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 702,9 \text{ kN}$$

Για το μονό κομβοέλασμα, πάχους 18 mm, το οποίο συνδέεται με το άκρο του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας, ελέγχεται η δυσμενέστερη επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοχλιών:

$$A_{net} = (16,0 - 2 \cdot 2,2) \cdot 1,8 = 20,88 \text{ cm}^2$$

Αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{20,88 \cdot 35,5}{1,0} = 741,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 702,9 \text{ kN}$$

Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης:

Τάση αντοχής συγκόλλησης για χάλυβες S355:

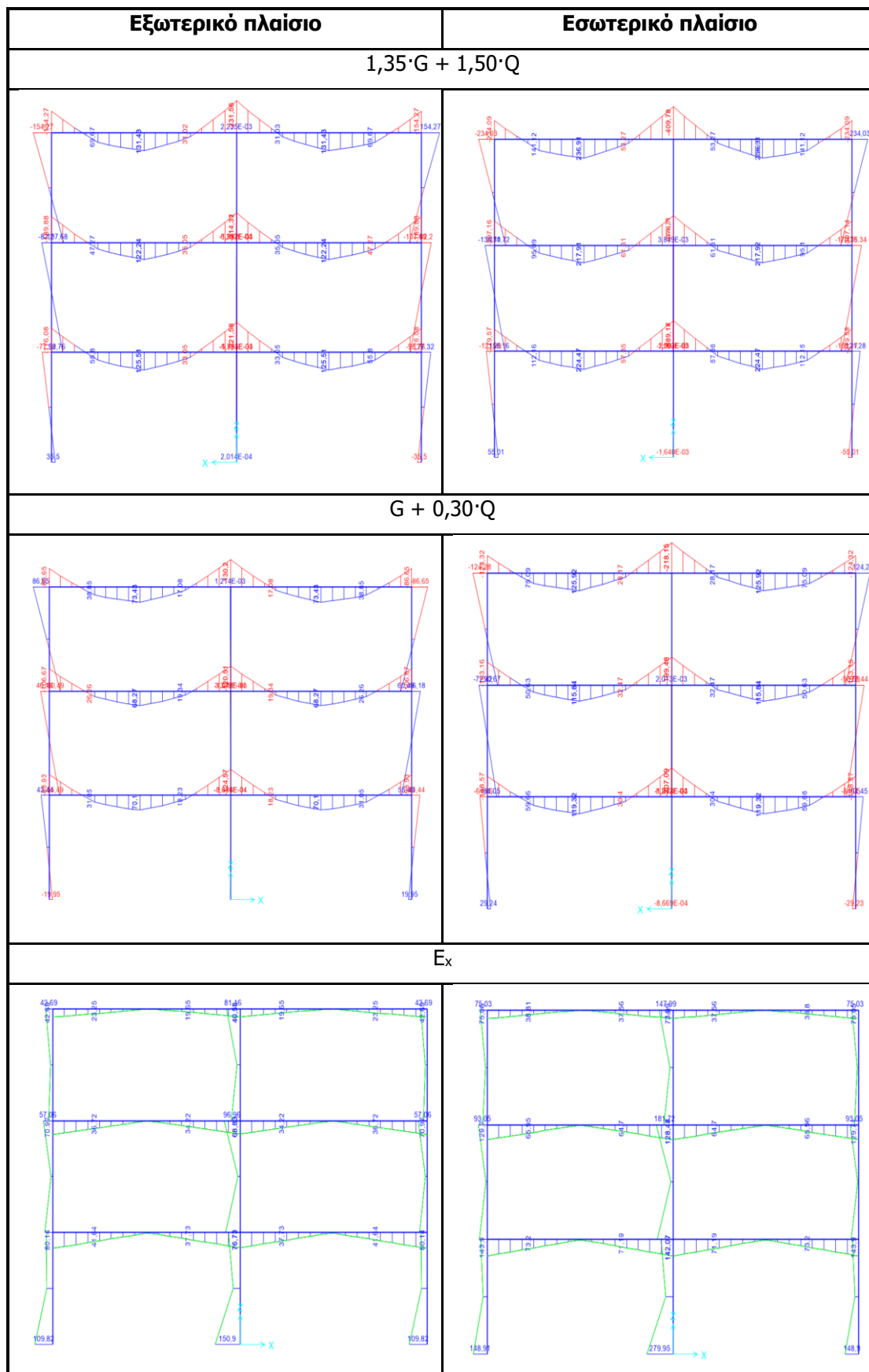
$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{49}{0,9 \cdot 1,25} = 25,14 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Το κομβοέλασμα συγκολλάται με τη διαγώνιο RHS 100×60×5 σε μήκος 20 cm, με τέσσερις εξωραφές πάχους 4 mm ($\approx 0,7 \cdot t_{\min}$). Η αντοχή συγκόλλησης της συγκόλλησης είναι:

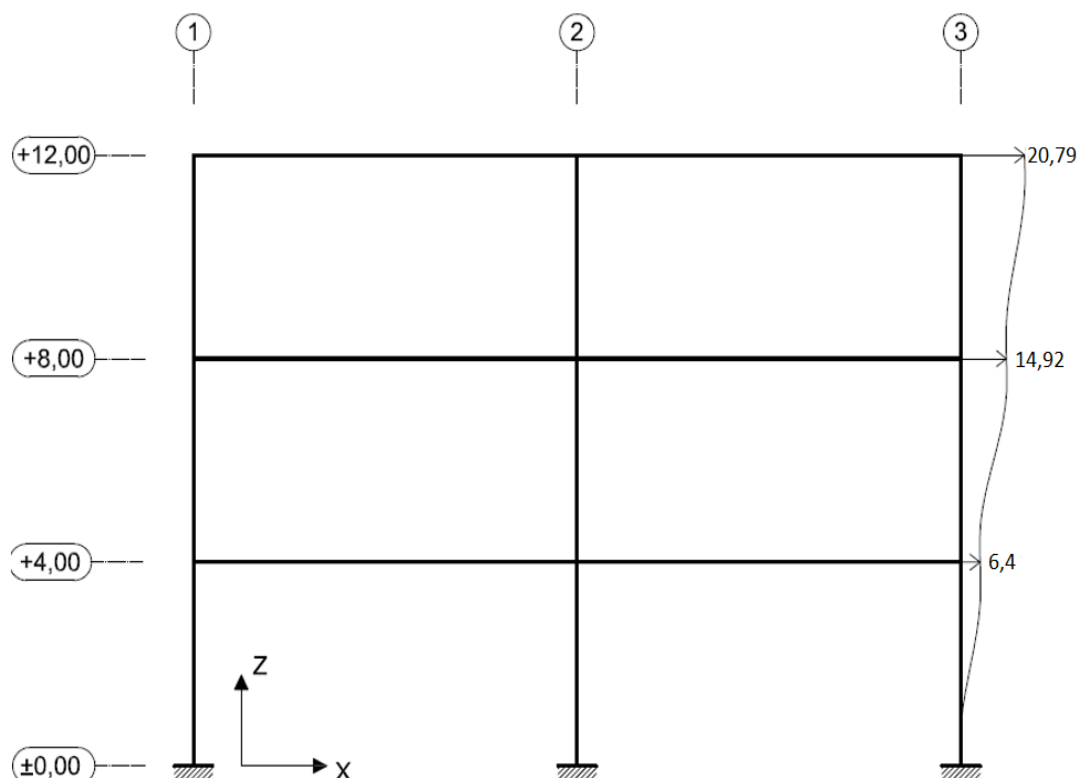
$$F_{w,Rd} = 4 \cdot \ell \cdot \alpha \cdot f_{vw,d} = 4 \cdot 20 \cdot 0,4 \cdot 25,14 = 804,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 702,9 \text{ kN}$$

4.7 Έλεγχος πλαισίου ροπή

Στο πλαίσιο ροπή αναπτύσσονται αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις και ροπές κάμψης τόσο από τα κατακόρυφα όσο και από τα σεισμικά φορτία. Στον Πίνακα 4.3 παρουσιάζονται ενδεικτικά τα διαγράμματα ροπή, ενώ για κάθε εξεταζόμενο μέλος παρατίθενται αναλυτικά τα διαγράμματα όλων των εντατικών μεγεθών.



Πίνακας 4.3: Διαγράμματα ροπών M_y κατά τη διεύθυνση x (kNm).



Εικόνα 4.2: Οριζόντιες μετακινήσεις λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση x (cm)

Οι μετακινήσεις που προκύπτουν από τη φασματική ανάλυση κατά τη διεύθυνση x δίνονται από την Εικόνα 2.3 και είναι πολλαπλασιασμένες επί q . Για κάθε όροφο υπολογίζεται ο συντελεστής θ μέσω του οποίου καθορίζεται αν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης είναι σημαντικά και πως πρέπει να ληφθούν υπόψη. Ο υπολογισμός γίνεται στον Πίνακα 4.4, με βάση τα αποτελέσματα του προγράμματος:

Όροφος		1	2	3
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	P_{tot} [kN]	6360	4240	2120
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V_{tot} [kN]	677,8	544,7	374,4
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	d_r [cm]	6,4	8,5	5,8
Ύψος ορόφου	h [cm]	400	400	400
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	0,150	0,165	0,082

Πίνακας 4.4: Υπολογισμός συντελεστή θ κατά τη διεύθυνση x.

Η μέγιστη σχετική μετακίνηση των ορόφων, θα πρέπει να ικανοποιεί την $d_r \leq \lambda_s \cdot h_s$, με $\lambda_s = 0,020$ από τον Πίνακα 3.9 για πλαίσια ροπήs η παραπάνω σχέση δεν ικανοποιείται.

$$d_r \leq 0,020 \cdot 400 = 8 \text{ cm}$$

Επειδή ο συντελεστής θ είναι μεγαλύτερος από 0,1, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν. Ο συντελεστής θ δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερος του $0,3 \cdot q_R = 0,3 \cdot 1 = 0,3$. Για τους ορόφους για τους οποίους ισχύει $0,1 < \theta < 0,2$ τα σεισμικά μεγέθη λόγω του σεισμού

πρέπει να προσαυξηθούν κατά $1/(1-\theta)$. Απλοποιητικά, γίνεται η συντηρητική παραδοχή ότι τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης x αυξάνονται συνολικά κατά $1/(1-\theta) = 1,19$.

4.8 Έλεγχος δοκών

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για τη δοκό του πρώτου ορόφου του εξωτερικού πλαισίου (IPE 330). Και σε αυτή την περίπτωση θεωρείται ότι οι έλεγχοι διατομής ικανοποιούνται ως ευμενέστεροι.

Για το σχεδιασμό μιας δοκού του πλαισίου, γίνεται η παραδοχή ότι έχει σχηματιστεί μια πλαστική άρθρωση είτε στο αριστερό (A) είτε στο δεξιό (B) άκρο της δοκού. Για να μπορέσει η δοκός στο σημείο αυτό να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στρωφική ικανότητα πρέπει να είναι κατηγορίας 1.

Λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας, δεν αναπτύσσονται αξονικές δυνάμεις στη δοκό: $N_{Ed} = 0$ kN.

Κατάταξη διατομής για καθαρή κάμψη:

– Άνω πέλμα:

Εφελκύεται → Κατηγορία 1

– Κάτω πέλμα:

$\frac{c}{t} = \frac{(160-7,5-2\cdot 18)/2}{11,5} = 5,1 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3$ → Κατηγορία 1

– Κορμός:

$\frac{c}{t} = \frac{271}{7,5} = 36,1 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,81 = 58,3$ → Κατηγορία 1

Επομένως, η διατομή είναι Κατηγορίας 1.

Στην Εικόνα 4.12 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών της εξεταζόμενης δοκού από τα κατακόρυφα φορτία που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδυασμό και από τη σεισμική δράση. Για το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης $M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804 \cdot 35,5}{1 \cdot 100} = 285,4$ kNm

Για το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο σημείο A απαιτείται η προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά 479,5%:

$$M_{A,Ed} = M_{pl,Rd} = -98,91 - 4,795 \cdot 80,14 = 285,4$$
 kNm

Για το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο σημείο B απαιτείται η προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά 211,7%, με φορά αντίθετη από αυτή του Σχήματος:

$$M_{B,Ed} = M_{pl,Rd} = -124,57 - 2,117 \cdot 76,73 = 285,4$$
 kNm

Έλεγχος ακραίου τμήματος δοκού:

Η δοκός πρέπει να ελεγχθεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, με βάση τα εντακτικά διαγράμματα τους, Εικόνα 4.12. Το άνω πέλμα εξασφαλίζεται πλευρικά μέσω της σύνδεσής του με το δάπεδο. Στις περιοχές των στηρίξεων, όπου θλίβεται το κάτω πέλμα, προβλέπονται κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις ώστε να αυξηθεί η αντοχή της δοκού έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Για να μπορέσει να αναπτυχθεί η $M_{pl,Rd}$ λαμβάνεται η πρώτη πλευρική εξασφάλιση σε απόσταση 1 m από τον κόμβο. Ο prEN1998-1-2:2022 ορίζει τη μέγιστη απόσταση που πρέπει να έχουν οι πλευρικές στηρίξεις $L_{st} = 35 \cdot \varepsilon \cdot i_z = 35 \cdot 0,81 \cdot 0,35 = 1$ m για $0,625 \leq \psi \leq 1$, με $\psi = 0,75$ καθώς η δοκός στο ακραίο τμήμα έχει τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών = 0,75

→ $C_1 = 1,141$, $C_2 = 0$.

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται: $k = k_w = 1,0$

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

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

$$= 1,141 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 788}{(1 \cdot 100)^2} \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{199100}{788} + \frac{(1 \cdot 100)^2 \cdot 8100 \cdot 28,3}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 788}} = 304329 \text{ kN} = 3043,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{804 \cdot 35,5}{304329}} = 0,306 > 0,2$$

Για ελατή διατομή με $h/b=2,1 > 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού c , με $\alpha_{LT} = 0,49$.

$$\text{Συντελεστής: } \Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,306 - 0,2) + 0,306^2\right] = 0,572$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,572 + \sqrt{0,572^2 - 0,306^2}} = 0,948$$

Έλεγχος μέλους σε κάμψη:

Χαρακτηριστική τιμή αντοχής έναντι κάμψης:

$$M_{y,Rk} = W_{ply} \cdot f_y = 1534 \cdot 35,5 = 54457 \text{ kNcm} = 544,6 \text{ kNm}$$

Για μονοαξονική κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα είναι $M_{z,Ed} = 0$, επομένως ο έλεγχος μέλους καλύπτεται από τις εξισώσεις:

$$k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1,0 \qquad k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1,0$$

$$0,4 \cdot \frac{188,3}{\frac{0,948 \cdot 544,6}{1}} = 0,145 \leq 1,0 \qquad 0,24 \cdot \frac{188,3}{\frac{0,948 \cdot 544,6}{1}} = 0,088 \leq 1,0$$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} και k_{zy} υπολογίζονται με την ακόλουθη μέθοδο. Για μεταθετά μέλη λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$. Για $\psi = 0,75$ είναι:

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 - 0,4 \cdot 0,75 = 0,3 < 0,4 \rightarrow C_{mLT} = 0,4$$

$$k_{yy} = 0,4 \text{ και } k_{zy} = 0,24$$

Έλεγχος δεύτερου τμήματος δοκού:

Η δεύτερη πλευρική εξασφάλιση λαμβάνεται σε απόσταση 2,00 m από τον κόμβο και στο 1,00m από την, στη θέση της δευτερεύουσας δοκού. Το διάγραμμα ροπών εντός του τμήματος αυτού λαμβάνεται συντηρητικά με λόγο ακραίων ροπών $\psi = 0,50$. Η μέγιστη απόσταση μεταξύ των $L_{st} = (60 - 40 \cdot \psi) \cdot \varepsilon \cdot i_z = 40 \cdot 0,81 \cdot 0,35 = 1,13 \text{ m}$ για $-1 \leq \psi \leq 0,625$.

$$\rightarrow C_1 = 1,323, C_2 = 0.$$

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται: $k = k_w = 1,0$

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

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

$$= 1,323 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 788}{(1 \cdot 100)^2} \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{199100}{788} + \frac{(1 \cdot 100)^2 \cdot 8100 \cdot 28,3}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 788}} = 304329 \text{ kNcm}$$

$$= 3043,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{804 \cdot 35,5}{304329}} = 0,306 > 0,2$$

Για ελατή διατομή με $h/b=2,1 < 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού b , με $\alpha_{LT} = 0,34$.

Συντελεστής: $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,306 - 0,2) + 0,306^2] = 0,565$

Μειωτικός συντελεστής: $\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,565 + \sqrt{0,565^2 - 0,306^2}} = 0,962$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{ypl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,962 \cdot 804 \cdot 35,5}{100} = 274,6 \text{ kNm} > M_{Ed} = 218,8 \text{ kNm}$$

Η δοκός επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Έλεγχος έναντι τέμνουσας:

Ανεξάρτητα από τα διαγράμματα ροπών που εξετάστηκαν προηγουμένως, για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας που αναπτύσσεται στη δοκό γίνεται η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα της δοκού. Τέμνουσα σχεδιασμού λόγω σεισμού:

$$V_{Ed,M} = \frac{(M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})}{L} = \frac{2 \cdot 285,4}{8} = 71,4 \text{ kN}$$

Τέμνουσα σχεδιασμού λόγω μη σεισμικών δράσεων: $V_{Ed,G} = 75,7 \text{ kN}$

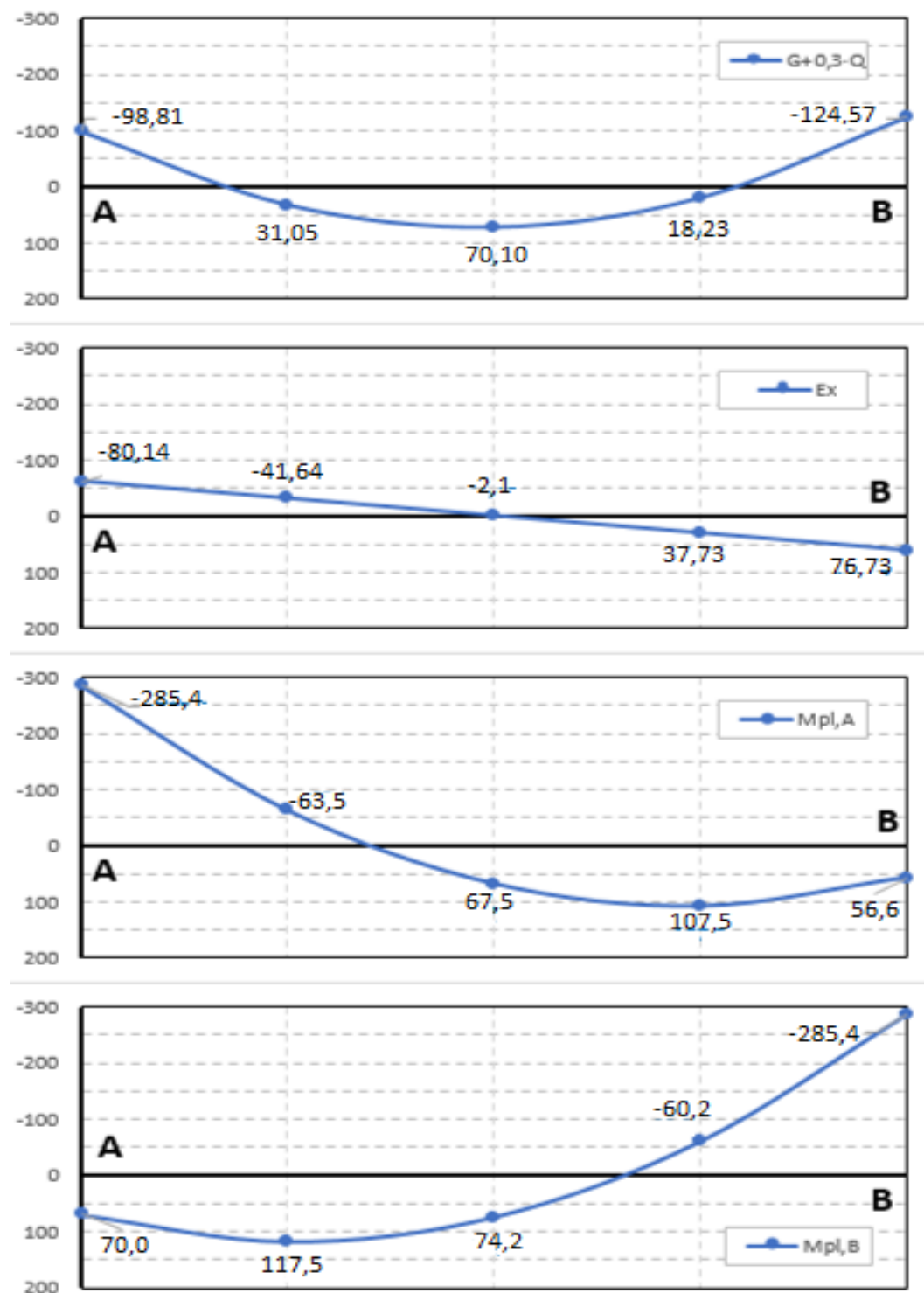
Εμβαδόν διάτμησης:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 62,6 - 2 \cdot 16 \cdot 1,15 + (0,75 + 2 \cdot 1,8) \cdot 1,15 = 30,8 \text{ cm}^2$$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{30,8 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 631,3 \text{ kN} \cdot 0,15 = 94,7 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 75,7 + 71,4 = 147,1 \text{ kN}$$

Δεν ικανοποιείται



Εικόνα 4.3: Διαγράμματα ροπών δοκού πρώτου ορόφου εξωτερικού πλαισίου (kNm)

Αντίστοιχοι έλεγχοι πραγματοποιούνται για τις υπόλοιπες δοκούς. Εκτός από τον ικανοτικό σχεδιασμό των δοκών, καταγράφεται η μέγιστη ροπή σχεδιασμού για τους σεισμικούς συνδυασμούς, ώστε να υπολογιστεί η διαθέσιμη υπεραντοχή.

Δοκοί ΙΡΕ 330: $M_{Ed,max} = -124,57 - 76,73 = -201,68 \text{ kNm}$

$$\Omega = 285,4 / 201,68 = 1,42$$

Δοκοί ΙΡΕ 400: $M_{Ed,max} = -148,57 - 143,90 = -292,47 \text{ kNm}$

$$\Omega = 464,0 / 292,47 = 1,59$$

Η ελάχιστη υπεραντοχή, η οποία χρησιμοποιείται στον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων είναι $\Omega = 1,42$.

4.9 Έλεγχος κόμβων

Για να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, ώστε να αποφευχθεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου», οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου, λαμβανομένης υπόψη και της πιθανής υπεραντοχής. Εξαιρέση αποτελούν η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων, στις οποίες επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης.

Για τον έλεγχο των κόμβων απαιτείται ο υπολογισμός των πλαστικών ρομών αντοχής των μελών που συντρέχουν στους κόμβους:

$$\text{HEB 260: } M_{pl,Rd} = 455,5 \text{ kNm} \quad \text{HEB 280: } M_{pl,Rd} = 544,6 \text{ kNm} \quad \text{HEB 340: } M_{pl,Rd} = 854,8 \text{ kNm}$$

$$\text{IPE 330: } M_{pl,Rd} = 285,4 \text{ kNm} \quad \text{IPE 400: } M_{pl,Rd} = 464,0 \text{ kNm}$$

Στα υποστυλώματα, εκτός από τη ροπή δρα και η αξονική δύναμη η οποία, ενδεχομένως, μπορεί να περιορίζει την πλαστική αντοχή του υποστυλώματος. Ελέγχεται το υποστυλόμετρο HEB 280 του πρώτου ορόφου του εξωτερικού πλαισίου, ως δυσμενέστερο, καθώς εκεί συντρέχουν οι χιαστί σύνδεσμοι. Όπως υπολογίστηκε η μέγιστη αξονική δύναμη του υποστυλώματος προκύπτει για το συνδυασμό $G+0,3 \cdot Q+0,3 \cdot E_x+E_y$:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega \cdot N_{Ed,Ey} + 0,3 \cdot N_{Ed,Ex}$$

$$= 1656,79 \text{ kN}$$

Αρχικά ελέγχεται αν απαιτείται έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ρομής αντοχής, λόγω της ύπαρξης της αξονικής. Η αλληλεπίδραση μπορεί να αγνοηθεί μόνο αν ισχύουν και οι δύο ακόλουθες συνθήκες:

$$N_{Ed} = 1656,79 \text{ kN} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 131,0 \cdot 35,5 = 1162,6 \text{ kN} \quad \text{δεν ισχύει}$$

$$N_{Ed} = 1656,79 \text{ kN} \leq 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \cdot 24,4 \cdot 1,05 \cdot \frac{35,5}{1,0} = 454,8 \text{ kN} \quad \text{δεν ισχύει}$$

Επομένως, πρέπει να ληφθεί υπόψη η απομείωση της πλαστικής ρομής αντοχής του υποστυλώματος λόγω της αξονικής δύναμης:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right] = 544,6 \cdot \left[1 - \left(\frac{1656,79}{4650,5} \right)^2 \right] = 544,6 \cdot 0,873 = 475,5 \text{ kNm}$$

Για τα υπόλοιπα υποστυλώματα, πάνω και κάτω από τον κόμβο, πραγματοποιείται ο ίδιος έλεγχος και προκύπτουν μειώσεις μικρότερες του 2%, οι οποίες αγνοούνται χάριν απλότητας, δεδομένου ότι οι έλεγχοι των κόμβων ικανοποιούνται με σημαντικό περιθώριο ασφαλείας.

Ακραιοί κόμβοι εξωτερικού πλαισίου (κόμβος Α):

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 455,5 = 911,0 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 285,4 = 371,0 \text{ kNm} \text{ ικανοποιείται}$$

Ενδιάμεσος κόμβος εξωτερικού πλαισίου (κόμβος Β):

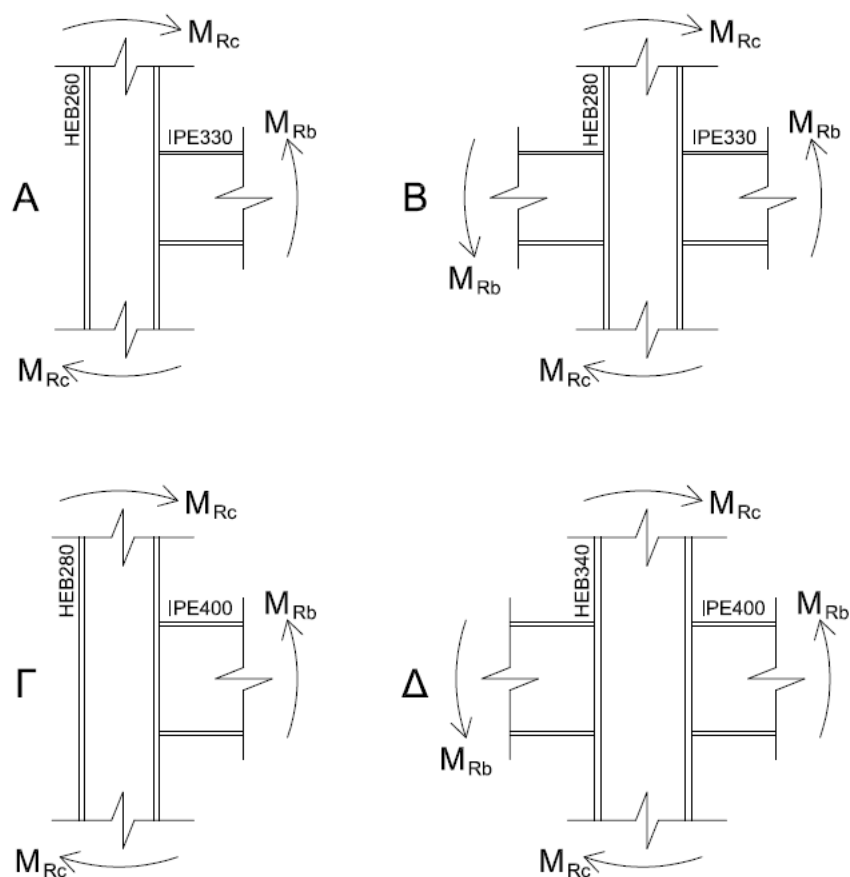
$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 475,5 = 951 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 285,4 = 742,0 \text{ kNm} \text{ ικανοποιείται}$$

Ακραιοί κόμβοι εσωτερικού πλαισίου (κόμβος Γ):

$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 544,6 = 1089,2 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 464,0 = 603,2 \text{ kNm} \text{ ικανοποιείται}$$

Ενδιάμεσος κόμβος εσωτερικού πλαισίου (κόμβος Δ):

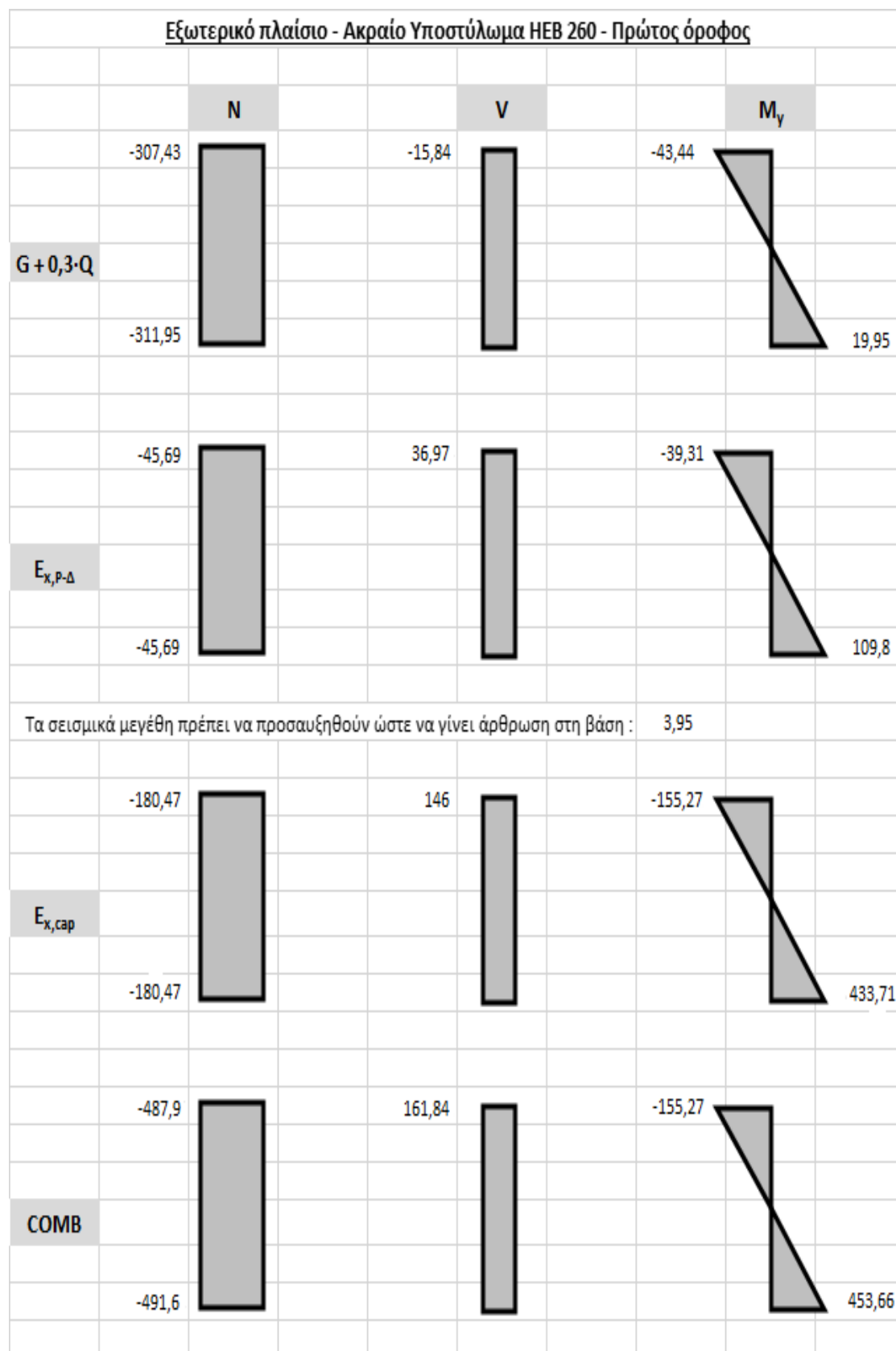
$$\Sigma M_{Rc} = 2 \cdot 854,8 = 1709,6 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 2 \cdot 464,0 = 1206,4 \text{ kNm} \text{ ικανοποιείται}$$

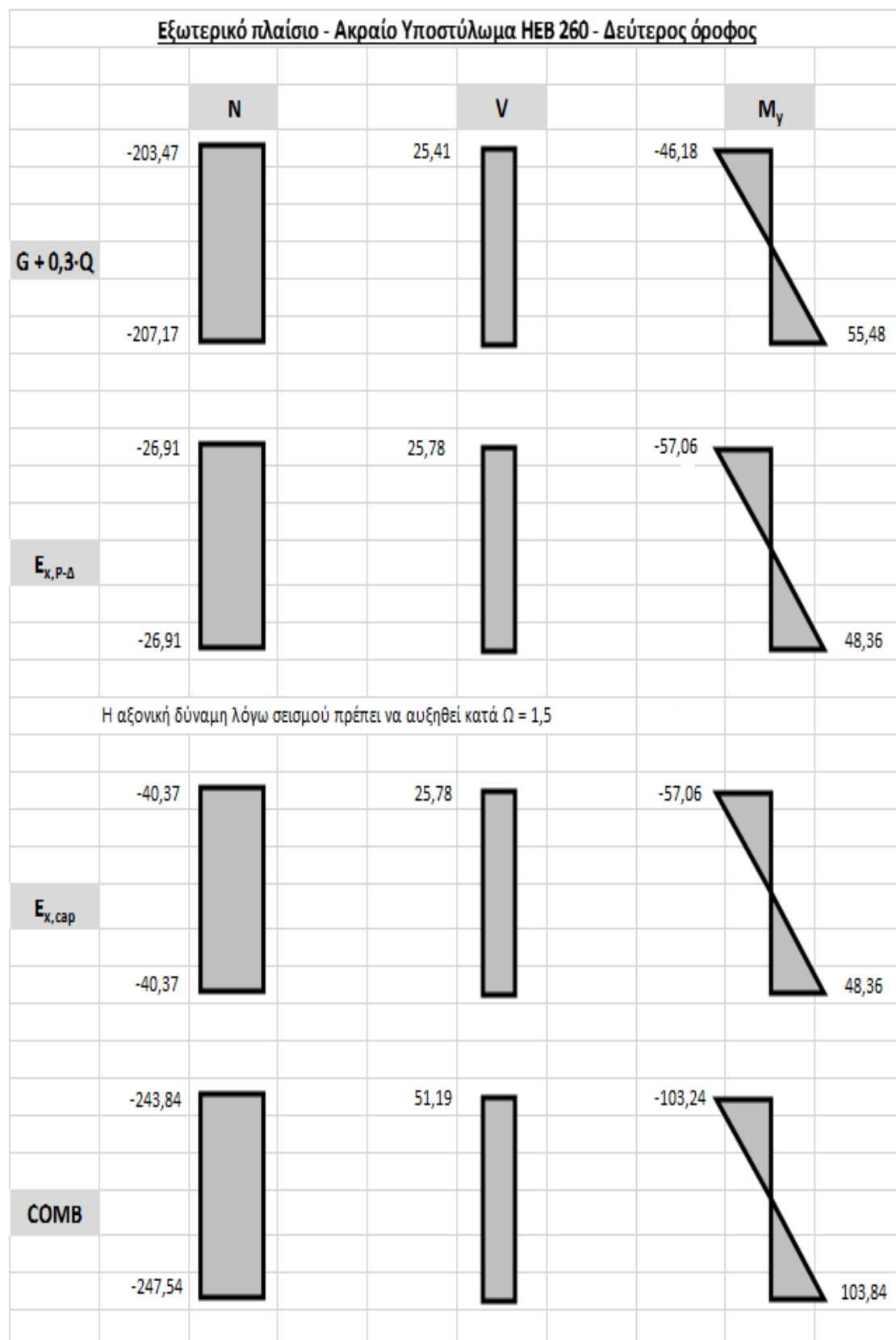


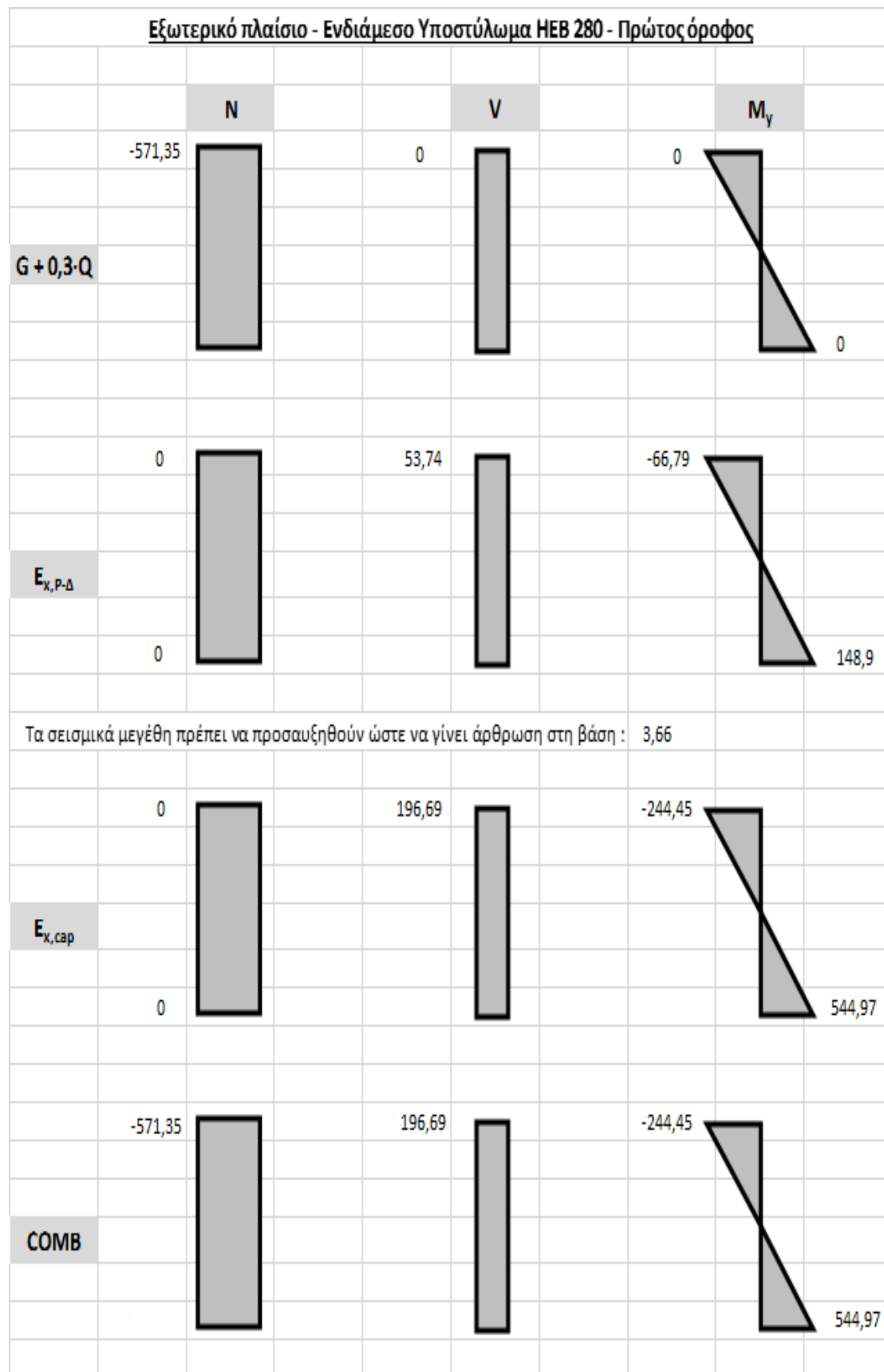
Εικόνα 4.13: Κόμβοι εσωτερικού και εξωτερικού πλαισίου ροπή.

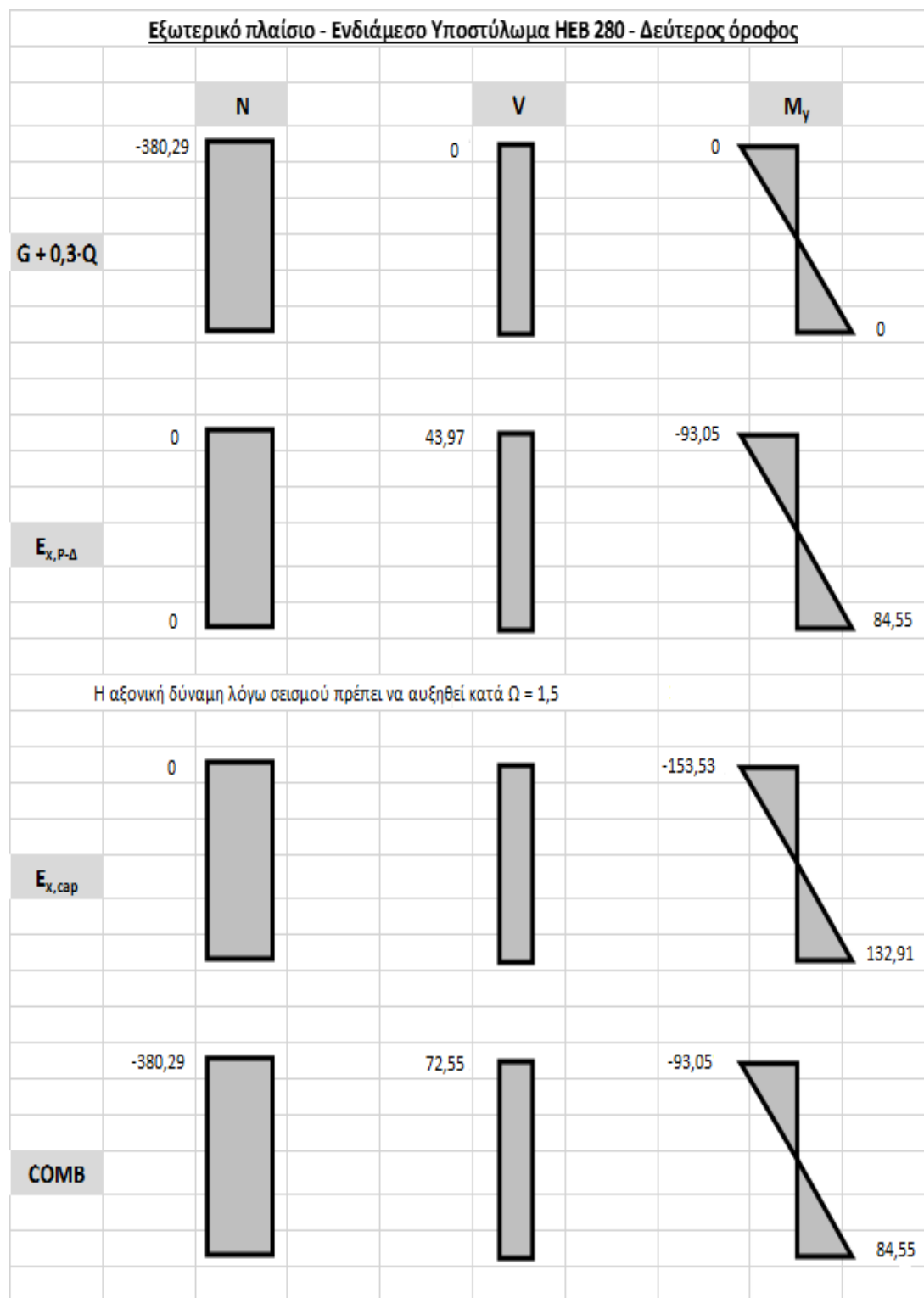
4.10 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα DC2 ελέγχονται προσαυξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη κατά τον συντελεστή σεισμικής δράσης Ω ο οποίος για πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας ισούται με 1,5 σύμφωνα με τον Πίνακα 3.11. Πραγματοποιείται ο έλεγχος σε κάμψη και θλίψη για το γωνιακό υποστυλώμα το οποίο ανήκει στο εξωτερικό πλαίσιο ροπή και δεν επηρεάζεται από το σεισμό κατά τη διεύθυνση γ . Για τη συγκεκριμένη κατασκευή εξετάζεται το υποστυλώμα του δευτέρου ορόφου.









Ιδιότητες διατομής ΗΕΒ 260:

Εμβαδόν: $A = 118,0 \text{ cm}^2$

Ροπές αδράνειας: $I_y = 14920 \text{ cm}^4$ $I_z = 5130 \text{ cm}^4$

Ακτίνες αδράνειας: $i_y = 11,2 \text{ cm}$ $i_z = 6,58 \text{ cm}$

Κατάταξη διατομής για καθαρή θλίψη (παραδοχή):

– Πέλματα:

$$\frac{c}{t} = \frac{(260-10-2 \cdot 2,4)/2}{17,5} = 5,8 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,81 = 7,3 \quad \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

– Κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{177}{10} = 17,7 \leq 28 \cdot \varepsilon = 28 \cdot 0,81 = 22,7 \quad \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

Επομένως, η διατομή είναι Κατηγορίας 1.

Έλεγχος σε διάτμηση:

Εμβαδόν διάτμησης:

$$A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \\ = 118,0 - 2 \cdot 26 \cdot 1,75 + (1,0 + 2 \cdot 2,4) \cdot 1,75 = 37,15 \text{ cm}^2$$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{37,15 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 761,4 \text{ kN} \gg V_{Ed} = 51,19 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται, και επειδή η τέμνουσα είναι μικρότερη από το 50% της $V_{pl,Rd}$ δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης.

Επιλογή καμπύλων λυγισμού:

Για πρότυπη διατομή διπλού ταυ και για χάλυβα S355, ισχύει:

- $h/b = 260/260 = 1,0 < 1,2$
- $t_f = 17,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

Επομένως, επιλέγεται η καμπύλη λυγισμού b για λυγισμό περί τον άξονα y-y και c περί τον άξονα z-z.

Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα (y):

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ισχυρό του άξονα (τοπικός y) λαμβάνει χώρα εντός του εξεταζόμενου πλαισίου ροπής (καθολικός άξονας x). Τα πλαίσια ροπής είναι μεταθετά.

Ροπή αδράνειας δοκού IPE 330: $I_y = 11770 \text{ cm}^4$

Συντελεστής κορυφής (μια συνδεδεμένη δοκός):

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11}} = \frac{\frac{2 \cdot 14920}{400}}{\frac{2 \cdot 14920}{400} + \frac{11770}{800}} = 0,835$$

Συντελεστής βάσης (μια συνδεδεμένη δοκός):

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21}} = \frac{\frac{2 \cdot 14920}{400}}{\frac{2 \cdot 14920}{400} + \frac{11770}{800}} = 0,835$$

Από το σχετικό διάγραμμα προκύπτει συντελεστής $k = 2,65$

Μήκος λυγισμού ως προς τον ισχυρό άξονα: $L_{cr,y} = 2,65 \cdot 4,00 = 10,60 \text{ m}$

Ανηγμένη λυγηρότητα: $\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{1060}{11,2} \cdot \frac{1}{76,41} = 1,239$

Καμπύλη λυγισμού b: $\alpha_y = 0,34$

Συντελεστής: $\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,239 - 0,2) + 1,239^2] = 1,444$

Μειωτικός συντελεστής: $\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,444 + \sqrt{1,444^2 - 1,239^2}} = 0,458$

Λυγισμός ως προς τον ασθενή άξονα (z):

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ασθενή του άξονα (τοπικός z) λαμβάνει χώρα εκτός του εξεταζόμενου πλαισίου (καθολικός άξονας y), το οποίο μπορεί να θεωρηθεί αμετάθετο, λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας: $L_{cr,z} = 4,00$ m

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{400}{6,58} \cdot \frac{1}{76,41} = 0,796$$

$$\text{Καμπύλη λυγισμού c: } \alpha_z = 0,49$$

$$\text{Συντελεστής: } \phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,796 - 0,2) + 0,796^2] = 0,963$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,963 + \sqrt{0,963^2 - 0,796^2}} = 0,664$$

Χαρακτηριστική τιμή αντοχής έναντι θλίψης:

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 118,0 \cdot 35,5 = 4189,0 \text{ kN}$$

Αντοχή υποστυλώματος έναντι καμπτικού λυγισμού:

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}} = \frac{4189,0}{1,0} = 1918,6 \geq N_{Ed} = 247,54 \text{ kN} \quad \text{ικανοποιείται (12,9\%)}$$

Μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (γενική περίπτωση):

Το υποστυλωμα έχει τριγωνικό διάγραμμα ροπών με λόγο ακραίων ροπών $\psi = -1,0 \rightarrow C_1 = 2,752, C_2 = 0$.

Θεωρώντας απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα, λαμβάνονται: $k = k_w = 1,0$

Η κρίσιμη ελαστική ροπή είναι:

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

$$= 2,752 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 5130}{(1 \cdot 400)^2} \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{753700}{5130} + \frac{(1 \cdot 400)^2 \cdot 8100 \cdot 124}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 5130}} = 315733 \text{ kNcm}$$

$$= 3157,3 \text{ kNm}$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα: } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1283 \cdot 35,5}{315733}} = 0,380 > 0,2$$

Για ελατή διατομή με $h/b=1 < 2$, λαμβάνεται καμπύλη λυγισμού α , με $\alpha_{LT} = 0,21$.

$$\text{Συντελεστής: } \phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,380 - 0,2) + 0,380^2] = 0,591$$

$$\text{Μειωτικός συντελεστής: } \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,591 + \sqrt{0,591^2 - 0,380^2}} = 0,958$$

Έλεγχος μέλους σε κάμψη και θλίψη:

Χαρακτηριστική τιμή αντοχή έναντι κάμψης:

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 1283 \cdot 35,5 = 45547 \text{ kNcm} = 455,5 \text{ kNm}$$

Για μονοαξονική κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα είναι $M_{z,Ed} = 0$, επομένως ο έλεγχος μέλους καλύπτεται από τις εξισώσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1,0 \quad \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} \leq 1,0$$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} και k_{zy} υπολογίζονται με την ακόλουθη μέθοδο. Για μεταθετά μέλη λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$. Για $\psi = -1,0$ είναι:

$$C_{mLT} = 0,6 + 0,4 \cdot \psi = 0,6 - 0,4 \cdot 1,0 = 0,2 < 0,4 \rightarrow C_{mLT} = 0,4$$

Ελέγχεται αν το μέλος είναι ευπαθές έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,380 > \bar{\lambda}_{LT,lim} = \bar{\lambda}_{LT,lim} \cdot \sqrt{1 - \bar{\lambda}_z^2} \cdot \chi_z = \sqrt{1 - 0,796^2} \cdot 0,664 = 0,304$$

Το κριτήριο δεν ικανοποιείται, επομένως το υποστυλώμα θεωρείται ευπαθές έναντι ΣΚΛ.

Για διατομή κατηγορίας 1 και $\bar{\lambda}_y = 1,239 > 1,0$ είναι:

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} = \frac{247,54}{\frac{0,458 \cdot 4189,0}{1,0}} = 0,129$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot [1 + 0,8 \cdot n_y] = 0,9 \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,129] = 0,993$$

Για διατομή ευπαθή έναντι ΣΚΛ και $0,4 < \bar{\lambda}_z = 0,796 < 1,0$ είναι:

$$n_z = \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} = \frac{247,54}{\frac{0,664 \cdot 4189,0}{1,0}} = 0,089$$

$$k_{zy} = 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot n_z}{C_{mLT} - 0,25} = 1 - \frac{0,1 \cdot 0,796 \cdot 0,089}{0,4 - 0,25} = 0,953$$

Έλεγχος σε θλίψη και κάμψη:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} = \frac{247,54}{\frac{0,458 \cdot 4189,0}{1,0}} + 0,993 \cdot \frac{103,84}{\frac{0,958 \cdot 455,5}{1,0}} = 0,129 + 0,237 = 0,327 \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} = \frac{247,54}{\frac{0,664 \cdot 4189,0}{1,0}} + 0,952 \cdot \frac{103,84}{\frac{0,958 \cdot 455,5}{1,0}} = 0,089 + 0,227 = 0,316 \leq 1,0$$

Επομένως το υποστυλώμα επαρκεί σε συνδυασμένη θλίψη και κάμψη.

4.11 Έλεγχος συνδέσεων

Οι συνδέσεις δοκού υποστυλώματος του πρώτου ορόφου πρέπει να ελεγχθούν με την ικανοτική αντοχή των δοκών, οι οποίες υπολογίζονται ως εξής με:

$$\omega_{sh} = \frac{f_y + f_u}{2} \cdot f_y = \frac{355 + 490}{2 \cdot 355} = 1,19 \leq 1,2$$

$$s_{h,c} = 0,3 \text{ m}$$

$$V_{Ed,G} = 64,26 \text{ kN} \quad \text{για τη δοκό IPE 330}$$

$$V_{Ed,M} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 64,26 + 19,26 = 83,52 \text{ kN} \quad \text{για τη δοκό IPE 330}$$

$$V_{Ed,G} = 107,14 \text{ kN} \quad \text{για τη δοκό IPE 400}$$

$$V_{Ed,M} = V_{Ed,G} + V_{Ed,E} = 107,14 + 35,44 = 142,6 \text{ kN} \quad \text{για τη δοκό IPE 400}$$

$$M_{con,Rd} \geq \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot (M_{bpl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M}) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G} = 1,25 \cdot 1,19 \cdot (285,4 + 0,3 \cdot 83,52) + 0,3 \cdot 64,26 = 481,08 \text{ kNm} \quad \text{για τη δοκό IPE 330}$$

$$M_{con,Rd} \geq \omega_{rm} \cdot \omega_{sh} \cdot (M_{bpl,k} + s_{h,c} \cdot V_{Ed,M}) + s_{h,c} \cdot V_{Ed,G} = 1,25 \cdot 1,19 \cdot (464 + 0,3 \cdot 142,6) + 0,3 \cdot 107,14 = 785,98 \text{ kNm} \quad \text{για τη δοκό IPE 400}$$

5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συγκρίνοντας το μέρος 1-1 του Ευρωκώδικα 8 της νέας έκδοσης και του αντίστοιχου τμήματος της υφιστάμενης έκδοσης παρατηρήθηκαν αλλαγές ως προς τον υπολογισμό του φάσματος σχεδιασμού. Αρχικά, η κατηγοριοποίηση του εδάφους γίνεται πλέον πιο συντηρητική στο νέο Ευρωκώδικα, καθώς οι τιμές των διατμητικών ταχυτήτων του εύρους της εκάστοτε κατηγορίας εδάφους είναι πλέον υψηλότερες. Ο διαφορετικός τρόπος υπολογισμού του φάσματος απόκρισης δεν είναι ακόμα ευκρινής κατά πόσο διαφοροποιεί το ίδιο το φάσμα σύμφωνα με την ενότητα 2.3. Η σύγκριση αυτή μπορεί να πραγματοποιηθεί με μεγαλύτερη ασφάλεια μετά την προσάρτηση του εθνικού προσαρτήματος.

Όσον αφορά τη σύγκριση του μέρους 1-2 του Ευρωκώδικα 8 και του αντίστοιχου τμήματος της υφιστάμενης έκδοσης παρατηρήθηκε αρχικά μείωση του συντελεστή συμπεριφοράς q , με αποτέλεσμα τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των κατασκευών να είναι πλέον μεγαλύτερα. Πιο συγκεκριμένα στο κεφάλαιο 4 όπου το μεταλλικό κτίριο σχεδιάζεται με τον prEN1998-1-2:2022 ο συντελεστής συμπεριφοράς q ισούται με 2,5, ενώ όταν σχεδιάζεται με τον EN1998-1:2004 ο συντελεστής συμπεριφοράς ισούται με 4,0. Η συγκεκριμένη αύξηση των εντατικών μεγεθών της μεταλλικής κατασκευής που αναλύθηκε και οδήγησε στην αστοχία των διαγώνιων μελών είναι κάτι που με τον σχεδιασμό του ίδιου κτιρίου με τον EN1998-1:2004 δεν συνέβαινε. Επιπλέον, η αύξηση των εντατικών μεγεθών οδήγησε σε μία μέση αύξηση της μετακίνησης των ορόφων του κτιρίου κατά 57,2%. Επίσης, με την προσθήκη του συντελεστή υπεραντοχής ω_{rm} , του συντελεστή ω_{sh} που λαμβάνει υπόψη την κράτυνση στις κρίσιμες περιοχές και του συντελεστή σεισμικής δράσης Ω , ο νέος Ευρωκώδικας διαφοροποιεί τις δράσεις σχεδιασμού των μελών ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας τον τύπο του στατικού συστήματος και την κατηγορία του χάλυβα της μεταλλικής κατασκευής που εξετάζεται.

Κατά την επίλυση του μεταλλικού κτιρίου, ο έλεγχος της μέγιστης σχετικής μετακίνησης του ορόφου d_r σύμφωνα με τον prEN1998-1-2:2022, έδειξε ότι το κριτήριο στη διεύθυνση x δεν ικανοποιούνταν. Επιπρόσθετα, στον έλεγχο των δοκών του μεταλλικού κτιρίου προέκυψε ότι ο έλεγχος σε τέμνουσα της δοκού του πρώτου ορόφου IPE 330 δεν ικανοποιούνταν, κάτι που στον EN1998-1:2004 δε συνέβαινε. Ο τρόπος υπολογισμού της αξονικής δύναμης των διαγώνιων μελών για τον έλεγχο των συνδέσεων πλέον διαφέρει, αλλά στο συγκεκριμένο παράδειγμα, οι αξονικές δυνάμεις των συγκεκριμένων μελών παρέμειναν οι ίδιες. Τέλος, κατά τον έλεγχο των συνδέσεων δοκού υποστυλώματος, η ικανοτική αντοχή που πρέπει να έχουν οι δοκοί, προέκυψε αυξημένη κατά 22,60% και 23,19% για τις διατομές IPE 330 και IPE 400 αντίστοιχα.

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1]. CEN/TC 250/SC 8 N 1150 – Commenting EN 1998-1-2 version 28-02-2022.
- [2]. CEN/TC 250 – EN 1998 Design structures for earthquake resistance Part-1-1.
- [3]. European Standard EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- [4]. Γ. Ν. Ψυχάρης “ΒΑΣΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 8”.
- [5]. Άσκηση 10 μαθήματος Σιδηρών Κατασκευών ΙΙ, Ε.Μ.Π.