



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

**Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου
με Βάση τους Ευρωκώδικες**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

του

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ ΚΟΥΖΟΥΠΗ

Επιβλέπων : Γεώργιος Ιωαννίδης
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΕΜΚ ΔΕ 2012/05

Αθήνα, Μάρτιος 2012



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου με Βάση τους Ευρωκώδικες

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

του

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ ΚΟΥΖΟΥΠΗ

Επιβλέπων : Γεώργιος Ιωαννίδης
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την 21^η Μαρτίου 2011.

(Υπογραφή)

.....
Γεώργιος Ιωαννίδης
Καθηγητής Ε.Μ.Π.

(Υπογραφή)

.....
Γιάννης Ραυτογιάννης
Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

(Υπογραφή)

.....
Τάσος Αβραάμ
Λέκτορας Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Μάρτιος 2012

(Υπογραφή)

.....

Κωνσταντίνος Κουζούπης

Διπλωματούχος Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π.

© 2012 – All rights reserved

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά στη μελέτη και το σχεδιασμό μεταλλικού κτηρίου με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων. Το συγκεκριμένο κτήριο, το οποίο αποτελείται από επτά (7) επίπεδα, σχεδιάζεται με σκοπό να καλύψει τις ανάγκες στέγασης των πρακτορείων γραπτού τύπου αθλητικών οργανώσεων επιπέδου Ολυμπιακών αγώνων και όχι μόνο. Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου συνίσταται σε μεταλλική ανωδομή με σύμμικτες πλάκες. Η ανάλυση έγινε βάση των αρχών που επιβάλλουν οι εξής Ευρωκώδικες:

- Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις Σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1 – Δράσεις στους Φορείς
- Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός Φορέων από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Για την ανάλυση και το σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκε εξ ολοκλήρου το πρόγραμμα Fespa στην 10^η έκδοσή του το οποίο αναπτύσσει η εταιρία LH Λογισμική. Η εργασία αποτελείται από έξι (6) κεφάλαια.

Abstract

The purpose of this thesis is the design of a steel building based on the Eurocodes. The building consists of seven (7) levels, designed to meet the needs of the press covering Olympics and other activities. The main body of the building consists of a steel superstructure with concrete decks. The analysis was based on the principles imposed by the following Eurocodes:

- Eurocode 0 - Basis of Structural Design
- Eurocode 1 - Actions on Structures
- Eurocode 3 - Design of Steel Structures
- Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance

The structure was designed and analyzed with Fespa (10th version), CAD software made by LH Logismiki. This thesis consists of six (6) chapters.

Πίνακας περιεχομένων

1	Παρουσίαση Έργου	1
1.1	Περιγραφή έργου & Στοιχεία Φορέα (Γεωμετρία – Υλικά).....	1
1.2	Μέσα Ανάλυσης Φορέα.....	2
1.2.1	Κανονισμοί.....	2
1.2.2	Λογισμικό.....	3
1.3	Αρχές Ανάλυσης και Σχεδιασμού.....	5
1.3.1	Γενικά.....	5
1.3.2	Οριακές Καταστάσεις.....	6
1.3.3	Δράσεις και Συνδυασμοί Δράσεων.....	8
1.3.4	Μέθοδοι Ανάλυσης.....	12
1.4	Ποιότητα Υλικών.....	16
1.4.1	Χάλυβας.....	16
1.4.2	Σκυρόδεμα.....	18
1.5	Ο Πολυώροφος Μεταλλικός Φορέας.....	20
1.5.1	Πλάκες.....	20
1.5.2	Δευτερεύουσες Δοκοί.....	21
1.5.3	Κύριες Δοκοί.....	23
1.5.4	Υποστυλώματα.....	25
1.5.5	Παραλαβή Οριζόντιων Φορτίων – Συστήματα Πλευρικής Ευστάθειας....	26
2	Φορτία σε συνήθη κτήρια σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN1991)	29
2.1	Γενικά.....	29
2.2	Μόνιμα Φορτία.....	30
2.3	Επιβαλλόμενα Φορτία.....	31
2.4	Φορτία Χιονιού επί Στεγών.....	34
2.4.1	Ανάλυση σχέσης υπολογισμού φορτίου χιονιού.....	35

2.5	Φορτία Ανέμου	37
2.6	Σεισμικές Δράσεις	41
2.6.1	Ειδικοί κανόνες για μεταλλικά κτήρια	58
3	Έλεγχοι κατά EC	64
3.1	Έλεγχος Διατομών σε ΟΚΑ	64
3.1.1	Αντοχή διατομών	64
3.1.2	Εφελκυσμός	69
3.1.3	Θλίψη	69
3.1.4	Ροπή κάμψης	70
3.1.5	Τέμνουσα	70
3.1.6	Στρέψη	71
3.1.7	Κάμψη και διάτμηση	71
3.1.8	Κάμψη και αξονική δύναμη	72
3.1.9	Κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη	73
3.2	Αντοχή σε λυγισμό	74
3.2.1	Μέλη σταθεράς διατομής υπό θλίψη	74
3.2.2	Μέλη σταθεράς διατομής υπό κάμψη	77
3.2.3	Μέλη σταθεράς διατομής υπό κάμψη και αξονική θλίψη	80
4	Φορτία Φορέα, Ανάλυση & Έλεγχος	83
4.1	Δράσεις	83
4.1.1	Μόνιμες δράσεις	84
4.1.2	Μεταβλητές δράσεις	84
4.1.3	Φορτία ανέμου	85
4.1.4	Φορτία Χιονιού	86
4.1.5	Σεισμικά Φορτία	87
4.1.6	Έλεγχος διαγωνίων	94
4.1.7	Έλεγχος δοκών & υποστυλωμάτων	96
4.1.8	Λοιποί γενικοί έλεγχοι	97
4.2	Επίλυση με ΕΑΚ – Συνοπτικά αποτελέσματα	99

4.3	Συμπεράσματα.....	100
5	Βιβλιογραφία	102
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α - Γραφικά αποτελέσματα προγράμματος FESPA		

1

Παρουσίαση Έργου

1.1 Περιγραφή έργου & Στοιχεία Φορέα (Γεωμετρία – Υλικά)

Το παρόν κτήριο (3^Α) αποτελεί τμήμα μιας μεγαλύτερης εγκατάστασης που σκοπό έχει να στεγάσει τις ανάγκες δημοσιογραφικής κάλυψης αθλητικών γεγονότων επιπέδου Ολυμπιακών αγώνων και όχι μόνο. Αυτό σημαίνει ότι σχεδιάζεται με σκοπό τη συνεχή, αδιάκοπη λειτουργία κατά τη διάρκεια αυτών των εκδηλώσεων. Το κτήριο περιλαμβάνει χώρους υποδοχής, αίθουσες εργασίας δημοσιογράφων, αίθουσα συλλογής στοιχείων (βιβλιοθήκη), αίθουσα συνεντεύξεων, γραφεία, πρακτορεία, υπηρεσίες σίτισης, φωτογραφικά εργαστήρια, παραρτήματα τραπεζών, καταστήματα Ελληνικών Ταχυδρομείων καθώς και αίθουσες εκθέσεων.

Το κτήριο καλύπτει επιφάνεια χιλίων διακοσίων (1290,00) τετραγωνικών μέτρων περίπου και αποτελείται από επτά (7) επίπεδα. Το πρώτο επίπεδο λειτουργεί ως χώρος υποδοχής, εστιατορίου και λοιπών καταστημάτων. Στο επίπεδο 3 θα λειτουργήσει μαζί με τα γραφεία και ένας μικρός χώρος συγκεντρώσεων. Εστιατόριο και καφετέρια θα λειτουργήσει επίσης στο 4^ο επίπεδο (στο δώμα). Το 7^ο επίπεδο θα χρησιμοποιηθεί για εγκατάσταση κλιματισμού-εξαερισμού, κεραιών τηλεπικοινωνίας και άλλων ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων. Οι υπόλοιποι χώροι θα χρησιμοποιηθούν ως γραφεία και λοιπές αίθουσες.

Ο φορέας αποτελείται από μεταλλική ανωδομή με σύμμικτες πλάκες πάχους 10,0 cm οι οποίες εδράζονται επί δευτερευουσών δοκών (HEA 400) καθώς και επάνω στις κύριες δοκούς (HEA700 περιμετρικά και εξωτερικά ανοίγματα, HEA800 και HEA900 για τα εσωτερικά ανάλογα με τον όροφο). Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα

χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων. Τα φορτία μεταφέρονται από τις δοκούς στα υποστυλώματα (HEM600 εξωτερικά και HEM900 εσωτερικά) και από εκεί στη θεμελίωση. Τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται κατά τη διεύθυνση x-x με άκαμπτα πλαίσια ενώ κατά τη διεύθυνση y -y μόνο με κατακόρυφους συνδέσμους τύπου X (αρθρωτές συνδέσεις δοκών – πλαισίων) διατομής SHS (Η διατομή διαφέρει ανά όροφο λόγω ομοιόμορφης κατανομής αντοχής). Ιδιαιτερότητα του φορέα αποτελούν τα μεγάλα ανοίγματα δοκών καθώς και η μη κανονικότητα του κτηρίου καθ' ύψος. Περιμετρικά το κτήριο καλύπτεται με υαλοπίνακες και μπατική τοιχοποιία.

1.2 Μέσα Ανάλυσης Φορέα

1.2.1 Κανονισμοί

Η Ελλάδα πολύ σύντομα θα εκδώσει τις αναγκαίες κανονιστικές πράξεις που θα καθιστούν τους Ευρωκώδικες κείμενα υποχρεωτικής εφαρμογής, και θα αποσύρει όλους τους μέχρι εκείνη τη στιγμή ισχύοντες κανονισμούς σχεδίασης δομικών έργων (αντισεισμικός, μελέτης έργων από σκυρόδεμα, κλπ.). Οι Ευρωκώδικες συμπληρώνονται από τα Εθνικά Προσαρτήματα (National Annexes) που εκδίδονται από κάθε χώρα και περιέχουν τις «Εθνικά Προσδιορισμένες Παραμέτρους» που καθορίζουν τις εθνικές επιλογές κάθε χώρας για το επίπεδο προστασίας που επιθυμεί να υιοθετήσει (σεισμικές παράμετροι, μεγέθη φορτίσεων κλπ). Έτσι η μελέτη και ο σχεδιασμός του κτηρίου βασίστηκε εξ ολοκλήρου στους Ευρωκώδικες, ως αυτοί έχουν έως σήμερα. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι εξής Ευρωκώδικες:

- Ευρωκώδικας 0 (EN1990) – Βάσεις Σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1 (EN1991) – Δράσεις στους Φορείς
- Ευρωκώδικας 3 (EN1993) – Σχεδιασμός Φορέων από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 8 (EN1998) – Αντισεισμικός Σχεδιασμός

1.2.2 Λογισμικό

Για την ανάλυση και το σχεδιασμό χρησιμοποιήθηκε εξ ολοκλήρου το πρόγραμμα Fespa στην 10^η έκδοσή του το οποίο αναπτύσσει η εταιρία LH Λογισμική. Το πρόγραμμα χρησιμοποιεί τις εξής μεθόδους ανάλυσης και διαστασιολόγησης για μέταλλο και σκυρόδεμα:

– Εφαρμοζόμενοι Κανονισμοί

- Ευρωκώδικας 3: Υπολογισμός Κατασκευών από Χάλυβα ENV 1993-1-1/1992.
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός - έκδοση 2000, ΦΕΚ 2184β - 20 Δεκεμβρίου 1999
- Διόρθωση λαθών στον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ-2000), ΦΕΚ 423β - 12 Απριλίου 2001
- Τροποποίηση και συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του "Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού", ΦΕΚ 781β - 18 Ιουνίου 2003.
- Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000 λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας, ΦΕΚ 1154β - 12 Αυγούστου 2003

– Άλλοι Σχετικοί Κανονισμοί και Διατάξεις

- Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεων στις κατασκευές ENV 1991-1-1-1994.
- Ελληνικός κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ-2000, ΦΕΚ 1329β - 6 Νοεμβρίου 2000
- Ελληνικός Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος 97, ΦΕΚ 315/Β/17-4-97.

– Έλεγχοι μελών από δομικό χάλυβα - Σύνοψη των ελέγχων κατά EC3

1.Κατηγοριοποίηση διατομής

Πριν τη διενέργεια οποιουδήποτε ελέγχου, καθορίζεται από το πρόγραμμα η κατηγορία της διατομής {§5.3.2 EC-3} και Πίνακας 1, ΕΑΚ2000.

2. Εφελκούμενα μέλη

Τα εφελκούμενα μέλη ελέγχονται σε εφελκυσμό {§5.4.3 EC-3}.

3. Θλιβόμενα μέλη

Τα θλιβόμενα μέλη ελέγχονται σε αξονική θλίψη {§5.4.4 EC-3} και σε λυγισμό {§5.5.1 EC-3}.

4. Κυρίως καμπτόμενα μέλη (Δοκοί)

Τα μέλη που υπόκεινται σε κάμψη ελέγχονται σε εφελκυσμό {§5.4.3 EC-3}, υπό αξονική θλίψη {§5.4.4 EC-3}, σε λυγισμό {§5.5.1 EC-3}, και σε ροπή κάμψης {§5.4.5 EC-3}, μονοαξονική ή διαξονική, με ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης {§5.4.8 EC-3}. Η ταυτόχρονη παρουσία της τέμνουσας δύναμης λαμβάνεται υπόψιν με την απομείωση της πλαστικής καμπτικής αντίστασης όπως ορίζεται στην {§5.4.7 EC-3}. Στην περίπτωση μίας μη πλευρικά εξασφαλισμένης δοκού γίνεται ο έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό δοκών {§5.5.2 EC-3}. Τέλος όπου απαιτείται γίνεται ο έλεγχος σε διατμητικό λυγισμό {§5.6 EC-3}.

5. Κυρίως θλιβόμενα μέλη (Υποστυλώματα)

Τα μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπής ελέγχονται σε κάμψη και αξονική δύναμη {§5.4.8 EC-3}, κάμψη και αξονικό εφελκυσμό {§5.5.3 EC-3}, κάμψη και αξονική θλίψη {§5.5.4 EC-3}. Εφαρμόζονται τα κατάλληλα κριτήρια που ισχύουν για τα κυρίως καμπτόμενα μέλη, τα εφελκούμενα και τα θλιβόμενα μέλη.

6. Ικανοτικός σχεδιασμός μεταλλικών στοιχείων / Αποφυγή σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων σε υποστυλώματα

Τα δομικά μέλη ελέγχονται έτσι ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής με υπολογισμό σε κάθε πιθανή θέση ψαθυρής αστοχίας, ενώ υπολογίζεται ώστε η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο. Για κάθε δράση ή συνδυασμό δράσεων, το Fespa κάνει μια σειρά

ελέγχων σε κάθε μέλος από δομικό χάλυβα, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο παράρτημα Γ του ΕΑΚ 2000.

7. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας - Παραμορφώσεις

Ο έλεγχος της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας γίνεται για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία (δοκοί) του φορέα, καθώς και τα στοιχεία εκείνα που φέρουν την επικάλυψη του φορέα (τεγίδες στις στέγες). Ο υπολογισμός του κατακόρυφου βέλους κάμψης, το οποίο μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου πρέπει να είναι σύμφωνος με τα όρια τα οποία συμφωνήθηκαν μεταξύ του πελάτη, του μελετητή, και της αρμόδιας αρχής. Τα όρια αυτά πρέπει να είναι σύμφωνα με αυτά της {§4.2.2(2) EC-3}. Ο έλεγχος γίνεται για όλες τις κατάλληλες φορτίσεις και τους συνδυασμούς αυτών που έχει εισάγει ο χρήστης. Στα υποστυλώματα το οριζόντιο βέλος κάμψης πρέπει να ικανοποιεί τον λόγο "H/300" σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1.1, § 4.2.2(4).

1.3 Αρχές Ανάλυσης και Σχεδιασμού

1.3.1 Γενικά

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 0 (Βάσεις Σχεδιασμού), για την εφαρμογή όλων των Ευρωκωδίκων θα πρέπει να ισχύουν κάποιες προϋποθέσεις σε ότι αφορά στην εφαρμογή αυτών:

- Η επιλογή μεθόδου ανάλυσης και σχεδιασμού θα πρέπει να γίνεται από προσωπικό με κατάλληλη εξειδίκευση και εμπειρία
- Η κατασκευή θα πραγματοποιείται από προσωπικό με την κατάλληλη ικανότητα και εμπειρία
- Κατά τη διάρκεια της κατασκευής θα πρέπει να υπάρχει επαρκής επίβλεψη και έλεγχος ποιότητας, από το εργοστάσιο έως το εργοτάξιο
- Τα χρησιμοποιούμενα υλικά να είναι κατάλληλα και σύμφωνα με τα όσα περιγράφονται στα EN1990 – EN1999 ή σε άλλα σχετικά πρότυπα και προδιαγραφές
- Να γίνεται επαρκής συντήρηση της κατασκευής

- Η κατασκευή να χρησιμοποιείται ως προβλέπεται στις παραδοχές σχεδιασμού

Κάθε κατασκευή θα πρέπει να σχεδιάζεται και κατασκευάζεται έτσι ώστε, μέσα στα κατάλληλα πλαίσια αξιοπιστίας και οικονομίας, να:

- Έχει επαρκή αντοχή, λειτουργικότητα και αξιοπιστία
- Παραλαμβάνει όλες τις δράσεις καθώς και επιπλέον επιδράσεις που πιθανόν να εμφανιστούν κατά τη φάση κατασκευής και κατά τη διάρκεια χρήσης αυτής
- Παραμένει κατάλληλη για τη χρήση για την οποία προορίζεται

Επιπλέον κάθε κατασκευή θα πρέπει να αντέχει, για ορισμένο χρονικό διάστημα και ανάλογα με τη σκοπό που εξυπηρετεί, σε καταστάσεις όπως πυρκαγιές, εκρήξεις, προσκρούσεις ή ανθρώπινα λάθη. Αυτό επιτυγχάνεται μέσα από την επιλογή κατάλληλου -ων δομικού -ών συστήματος -ων, προστατευτικών μέτρων, επιλογή κατάλληλων υλικών, κλπ.

Κάθε κατασκευή ελέγχεται έναντι αστοχίας και λειτουργικότητας μέσω των καταστάσεων σχεδιασμού. Οι καταστάσεις σχεδιασμού περιγράφουν επαρκώς όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων στους οποίους εκτίθεται η κατασκευή τόσο κατά την ανέγερση όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της και κατηγοριοποιούνται ως εξής:

- Καταστάσεις διαρκείας, που αναφέρονται σε κανονικές συνθήκες χρήσης
- Παροδικές καταστάσεις, που αναφέρονται σε προσωρινές καταστάσεις, πχ φάση ανέγερσης ή επισκευής
- Τυχηματικές καταστάσεις, πχ πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση, συνέπειες από τοπική αστοχία
- Καταστάσεις σεισμού

1.3.2 Οριακές Καταστάσεις

Οι οριακές καταστάσεις περιγράφουν την κατάσταση μιας κατασκευής πέραν της οποίας η κατασκευή αυτή δεν μπορεί να λειτουργήσει, δηλαδή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας. Οι οριακές καταστάσεις που αφορούν στην ασφάλεια των ανθρώπων και / ή στην ασφάλεια των κατασκευών περιγράφονται ως «Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας» ενώ εκείνες που αφορούν στη λειτουργία της

κατασκευής ή ορισμένων μελών αυτής, στην άνεση που προσφέρει η κατασκευή καθώς και αυτές που επηρεάζουν το αισθητικό αποτέλεσμα (πχ, ρωγμές) περιγράφονται ως «Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας». Οι καταστάσεις αυτές προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (οι οποίοι παίρνουν τιμές ≥ 1.0). Τα φορτία που προκύπτουν ονομάζονται φορτία σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται σε συνδυασμούς για το σχεδιασμό του φορέα μέσω καταλλήλων προσομοιωμάτων.

1.3.2.1 Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ultimate Limit States)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ εφεξής) αντιστοιχούν σε:

- Απώλεια στατικής ισορροπίας ενός στοιχείου ή του συνόλου της κατασκευής θεωρούμενης ως στερεού σώματος
- Μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό
- Οριακές καταστάσεις αντοχής σε κρίσιμες διατομές:
 - έναντι ορθών εντατικών μεγεθών (ροπή κάμψης και / ή αξονική δύναμη)
 - έναντι διατμητικών καταπονήσεων, δηλαδή:
 - τέμνουσα
 - στρέψη
 - διάτρηση
 - συνάφεια
 - Οριακές καταστάσεις λυγισμού και ύβωσης. Πρόκειται για οριακές καταστάσεις αστοχίας λόγω παραμόρφωσης του φορέα. Σε λυγισμό εξετάζονται οι γραμμικοί φορείς και σε ύβωση οι επιφανειακοί.
 - Οριακές καταστάσεις κόπωσης

που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές ή και, σε εξαιρετικές περιπτώσεις, την ασφάλεια των περιεχομένων ενός κτηρίου. Οριακή κατάσταση αστοχίας μπορεί, για απλοποίηση ή και ασφάλεια, να θεωρηθεί και η κατάσταση λίγο πριν την πραγματική αστοχία.

1.3.2.2 Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Serviceability Limit States)

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ εφεξής) αφορούν:

- Στις παραμορφώσεις και μετατοπίσεις που επηρεάζουν την εμφάνιση ή την αποτελεσματική χρήση του κτηρίου (συμπεριλαμβανομένης της λειτουργίας μηχανημάτων ή εγκαταστάσεων) ή προκαλούν αισθητικές ζημιές
- Στις ταλαντώσεις που προκαλούν δυσάρεστο αίσθημα σε πρόσωπα είτε ζημιές στην κατασκευή ή σε μέρος αυτής
- Στις βλάβες (πχ ρηγματώσεις) που ενδέχεται να επηρεάζουν αρνητικά την εμφάνιση ή και τη λειτουργία του κτηρίου
- Στις βλάβες που προκλήθηκαν από κόπωση ή άλλες επιρροές εξαρτώμενες από τον χρόνο.

Οι ΟΚΛ διακρίνονται σε αναστρέψιμες (πχ μετά από απομάκρυνση φορτίων) και μη αναστρέψιμες (παραμένουσες παραμορφώσεις).

1.3.3 Δράσεις και Συνδυασμοί Δράσεων

Οι δράσεις, οι οποίες από τη φύση τους μπορεί να είναι στατικές ή δυναμικές, επιβάλλονται στην κατασκευή μέσω συνδυασμών και διακρίνονται σε άμεσες (συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανομημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία) και έμμεσες (επιβαλλόμενη ή παρεμποδιζόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή σεισμού). Διακρίνονται δε, ως προς το χρόνο, σε:

- Μόνιμες (G), πχ ιδίο βάρος κατασκευής
- Μεταβλητές (Q), πχ φορτίο χιονιού, ανέμου, επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα
- Τυχηματικές (A), πχ πυρκαγιά, έκρηξη

ως προς τη θέση σε:

- Καθορισμένες (ιδίο βάρος)
- Ελεύθερες (κινητά φορτία)

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες πολλαπλασιαζόμενες με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας, συνδυάζονται μεταξύ τους με τους συντελεστές συνδυασμού (ψ) για κάθε ΟΚΑ και ΟΚΛ και εν συνεχεία

εφαρμόζονται στο φορέα. Οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

1.3.3.1 Συνδυασμοί Δράσεων στην ΟΚΑ

Ανάλογα με την περίπτωση θα ελέγχονται οι ακόλουθες οριακές καταστάσεις αστοχίας:

- i. EQU: Απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα ή μέρους του, θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος
- ii. STR: Εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών του
- iii. GEO: Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους
- iv. FAT: Αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή μελών του

Τα φορτία σχεδιασμού στην ΟΚΑ προκύπτουν από του εξής συνδυασμούς δράσεων:

1. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος σημαίνει επαλληλία δράσεων (ταυτόχρονη συνύπαρξη) και όχι αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση. Τα σύμβολα στους άνω συνδυασμούς είναι τα εξής:

όπου:

- “+” σημαίνει «επαλληλία με»
- $G_{k,j}$ είναι οι χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
- P είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- $Q_{k,1}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$ είναι οι χαρακτηριστικές τιμές των λοιπών μεταβλητών δράσεων που συνυπάρχουν
- A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- $\gamma_{G,j}$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
- γ_P είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
- $\gamma_{Q,1}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας για τη μεταβλητή δράση $Q_{k,1}$
- $\gamma_{Q,i}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
- $\psi_{0,i} \psi_{1,i} \psi_{2,i}$ είναι συντελεστές σχεδιασμού μεταβλητών δράσεων ως περιγράφονται στον παρακάτω πίνακα

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαγιάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας A1.1 του EN1990: Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ

Οι τιμές του συντελεστή γ που προτείνονται από τον Ευρωκώδικα για τους ελέγχους SRT, GEO είναι:

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ για δυσμενή, } 0 \text{ για ευνοϊκή}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ για δυσμενή, } 0 \text{ για ευνοϊκή}$$

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης ισορροπίας ενός φορέα (EQU), ελέγχεται ότι:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

όπου:

$E_{d,dst}$ είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των αποσταθεροποιητικών δράσεων

$E_{d,stb}$ είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων που συμβάλλουν στην ευστάθεια του φορέα

Για τον έλεγχο οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης (STR, GEO), ελέγχετε ότι:

$$E_d \leq R_d$$

όπου:

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων (πχ αξονική, ροπή, διατμητική δύναμη)

R_d είναι η τιμή σχεδιασμού της αντοχής

1.3.3.2 Συνδυασμοί Δράσεων στην ΟΚΑ

Τα φορτία σχεδιασμού στην ΟΚΑ προκύπτουν από του εξής συνδυασμούς δράσεων:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Τα σύμβολα παραμένουν ως περιγράφονται στην ΟΚΑ. Οι τιμές ψ περιγράφονται στον πίνακα Α1.1. Οι τιμή του συντελεστή γ για τους ελέγχους σε ΟΚΛ είναι μονάδα (1,0) εκτός εάν γίνεται ειδική μνεία στους EN1992 έως EN1999. Στην ΟΚΛ ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq C_d$$

όπου:

C_d είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού του κριτηρίου λειτουργικότητας

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων

1.3.4 Μέθοδοι Ανάλυσης

Αφού προσδιοριστούν οι δράσεις επί της κατασκευής, ακολουθεί ο έλεγχος έναντι όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων ώστε να διαπιστωθεί ότι για κάθε μέλος και διατομή του φορέα ικανοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας. Για να υπολογίσουμε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα των δράσεων (αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, καμπτικές και στρεπτικές ροπές, μετακινήσεις, στροφές, κ.α.) πρέπει να μορφώσουμε και κατόπιν να αναλύσουμε το κατάλληλο για την περίπτωση υπολογιστικό προσομοίωμα (γενικώς χωρικό). Στην περίπτωση των στατικά ορισμένων φορέων ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών γίνεται με τις εξισώσεις ισορροπίας ενώ σε στατικά αόριστους φορείς λαμβάνουμε υπόψη επιπλέον συνθήκες (συμβιβαστό παραμορφώσεων) . Ο υπολογισμός μπορεί να γίνει είτε με ελαστική είτε με πλαστική ανάλυση. Αν

κατά την ανάλυση προκύπτει ότι η επίδραση των παραμορφώσεων στο φορέα μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα, τότε μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε διαφορετικές προσεγγίσεις για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών (θεωρία 1^{ης} τάξης, θεωρία 2^{ης} τάξης).

1.3.4.1 Θεωρία 1^{ης} Τάξης

Σύμφωνα με τη θεωρία 1^{ης} τάξης, οι μετακινήσεις που προκύπτουν από τα εντατικά μεγέθη δεν μεταβάλλουν σημαντικά τη γεωμετρία του φορέα και έτσι μπορούν να αμεληθούν (απαραμόρφωτη κατάσταση). Σε αυτή την περίπτωση η αύξηση της μετακίνησης είναι ανάλογη του εντατικού μεγέθους που την προκάλεσε (ελαστική κατασκευή – γραμμική συμπεριφορά). Λόγω της γραμμικής συμπεριφοράς, οι τάσεις, παραμορφώσεις, εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις και εντατικά μεγέθη προστίθενται με την αρχή της επαλληλίας¹. Η θεωρία 1^{ης} τάξης εφαρμόζεται κυρίως σε αμετάθετους φορείς (κατασκευές με αρκετά μεγάλη δυσκαμψία) ή όταν οι σχέσεις λαμβάνουν υπόψη επιρροές 2^{ης} τάξης.

1.3.4.2 Θεωρία 2^{ης} τάξης

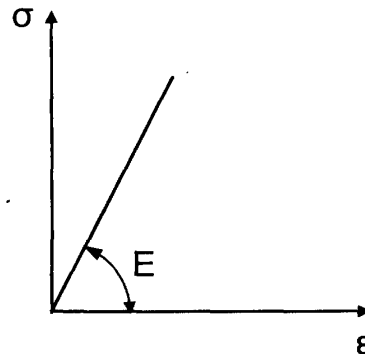
Αντίθετα με τη θεωρία 1^{ης} τάξης, η θεωρία 2^{ης} τάξης λαμβάνει υπόψη στους υπολογισμούς την παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα και μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες τις περιπτώσεις (γεωμετρικά μη γραμμική συμπεριφορά).

1.3.4.3 Ελαστική Ανάλυση

Στην ελαστική ανάλυση υποτίθεται ότι το υλικό συμπεριφέρεται ως γραμμικά ελαστικό καθ' όλη τη φόρτιση, δηλαδή οι ανηγμένες

¹ Σύμφωνα με την αρχή της επαλληλίας, τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που οφείλονται σε πλήθος ταυτόχρονων δράσεων, ισούνται με το άθροισμα των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που προκύπτουν από κάθε δράση ξεχωριστά. Ισχύει μόνο όταν έχουμε γραμμική συμπεριφορά στο υλικό – φορέα μας.

παραμορφώσεις είναι ανάλογες των τάσεων, όπως φαίνεται και στην παρακάτω γραφική παράσταση:



Η κλίση της γραφικής παράστασης μας δίνει το μέτρο ελαστικότητας E το οποίο εκφράζει τη δυσκαμψία του υλικού. Στην ελαστική ανάλυση θέλουμε τα επίπεδα φόρτισης στο φορέα να είναι αρκετά χαμηλά ώστε οι τάσεις και παραμορφώσεις σε αυτόν να παραμένουν στη γραμμική περιοχή (μετά από κάποιο σημείο παύει η γραμμική αναλογία). Στην ελαστική ανάλυση 1^{ης} τάξης οι εξισώσεις ισορροπίας και συμβιβαστού εκφράζονται στην απαραμόρφωτη κατάσταση του φορέα. Όταν χρησιμοποιούμε ανάλυση 2^{ης} τάξης (παραμορφωμένος φορέας), όπου δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας, επιλύουμε βήμα-βήμα προσαναζάνοντας κάθε φορά την κατανομή των φορτίων. Κάθε βήμα που επιλύουμε μας δίνει μια κατάσταση παραμόρφωσης η οποία χρησιμοποιείται ως αναφορά στο επόμενο βήμα. Ουσιαστικά επιλύουμε μια σειρά από αναλύσεις πρώτης τάξης, όπου κάθε βήμα έχει και μια διαφορετική, παραμορφωμένη γεωμετρία. Λόγω του μεγέθους των πράξεων, χρησιμοποιούμε κατάλληλο λογισμικό για την επίλυση.

1.3.4.4 Πλαστική Ανάλυση

Στην πλαστική ανάλυση λαμβάνεται υπόψη η μη γραμμικότητα του υλικού στον υπολογισμό των αποτελεσμάτων. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για να περιγράψουν τη συμπεριφορά του φορέα είναι:

- Ελαστική – πλαστική ανάλυση με πλαστικοποιημένες διατομές ή/και κόμβους

- Μη γραμμική – πλαστική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τη μερική πλαστικοποίηση μελών στις πλαστικές ζώνες
- Με πλαστική ανάλυση αγνοώντας τη ν ελαστική συμπεριφορά μεταξύ αρθρώσεων και θεωρώντας άκαμπτα τα μέλη της κατασκευής μεταξύ γειτονικών πλαστικών αρθρώσεων

Προκειμένου να είναι δυνατή η εφαρμογή καθολικής πλαστικής ανάλυσης πρέπει στα μέλη του φορέα να υπάρχει η δυνατότητα σχηματισμού ενός αριθμού πλαστικών αρθρώσεων, χωρίς ταυτόχρονα να εμφανισθούν σημαντικές στρεπτικές παραμορφώσεις στις θέσεις όπου δημιουργούνται. Με κάθε δημιουργία πλαστικής άρθρωσης μειώνεται ο βαθμός υπερστατικότητας του φορέα και τελικώς καταλήγει σε μηχανισμό (κατάρρευση). Επιπλέον, προκειμένου να εξασφαλισθεί ότι οι διατομές και οι κόμβοι στις περιοχές όπου αναπτύσσονται πλαστικές αρθρώσεις έχουν επαρκή στροφική ικανότητα ώστε να επιτρέψουν την ανάπτυξη όλων των πλαστικών αρθρώσεων στο φορέα, πρέπει να τηρούνται οι εξής προϋποθέσεις:

- Το υλικό (χάλυβας) να υποφέρει εκτεταμένη παραμόρφωση δίχως αστοχία υπό υψηλές εφελκυστικές τάσεις (ολκιμότητα), ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί η πλαστική αντοχή των διατομών.
- Μετά τη δημιουργία πλαστικής άρθρωσης πρέπει αυτή να μπορεί να στραφεί υπό σταθερή ροπή ίση με την πλαστική ροπή (W_{pl}) της διατομής. Επίσης θα πρέπει να έχει επαρκή στροφική ικανότητα ώστε να μπορεί να δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης με ανακατανομή ροπών.
- Πρέπει να παρέχονται πλευρικές εξασφαλίσεις σε όλες τις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στις οποίες μπορεί να συμβεί στροφή υπό οποιαδήποτε περίπτωση φορτίου. Η εξασφάλιση πρέπει να παρέχεται μέσα σε μία απόσταση κατά μήκος του μέλους από τη θεωρητική θέση πλαστικής άρθρωσης η οποία δεν ξεπερνά το μισό του ύψους του μέλους.
- Η κατασκευή μετά την εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων θα πρέπει να καταπονείται κυρίως από στατικά φορτία ώστε να αποφευχθεί η αστοχία λόγω ολιγοκυκλικής κόπωσης.

Ο Ευρωκώδικας 3 (EN1993-1-1) επιβάλλει κάποιους περιοριστικούς όρους που έχουν να κάνουν με την ποιότητα του υλικού και με τα πάχη των διατομών ώστε να ικανοποιήσουν τις παραπάνω προϋποθέσεις (πχ κατάταξη διατομών), όπως και το είδος της ανάλυσης που θα χρησιμοποιηθεί κατά περίπτωση. Επίσης λαμβάνει μέριμνα για κατασκευαστικές και γεωμετρικές ατέλειες μελών ώστε να γίνει όσο πιο ρεαλιστική η ανάλυση.

1.4 Ποιότητα Υλικών

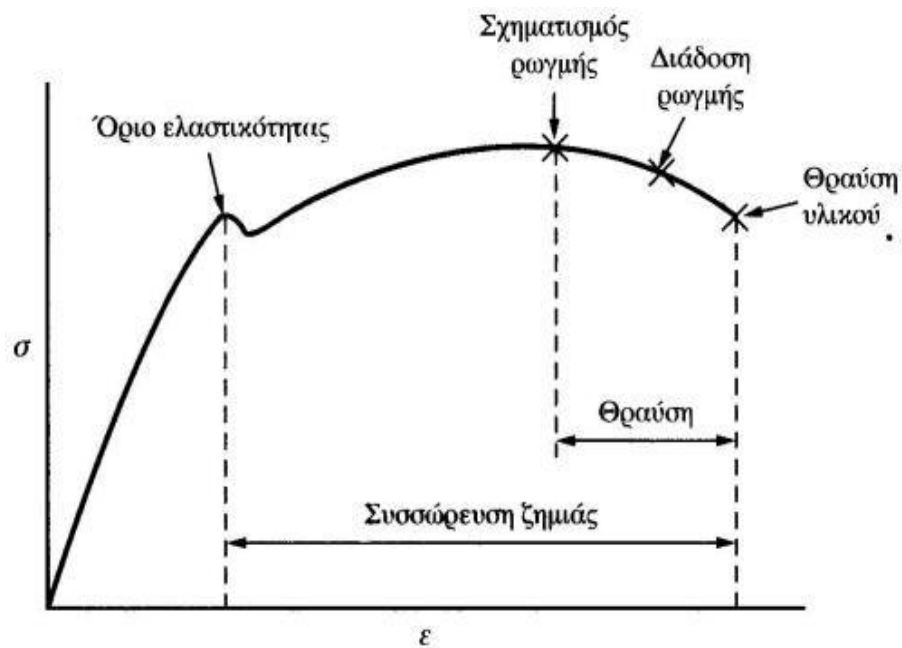
1.4.1 Χάλυβας

Ως βασικό δομικό υλικό επιλέχθηκε χάλυβας ποιότητας S275 ($f_y = 275 \text{ N/mm}^2$, $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$). Ο χάλυβας είναι κράμα με βασικό συστατικό τον σίδηρο (Fe), έπεται ο άνθρακας (C) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία. Το ποσοστό συμμετοχής αυτών των στοιχείων στο τελικό κράμα προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες αυτού όπως αντοχή, συγκολλησιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση, ολκιμότητα. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα είναι τα εξής:

- Μεγάλος λόγος αντοχής προς ίδιο βάρος που μας επιτρέπει να έχουμε χαμηλότερο βάρος φέροντος οργανισμού, ζεύξη μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστήλωση, οικονομία χώρου και άρα μεγαλύτερες αρχιτεκτονικές παρεμβάσεις
- Ομογένεια υλικού που εξασφαλίζει την ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης και ελέγχων αντοχής
- Με την κατάλληλη συντήρηση εξασφαλίζεται απεριόριστη διάρκεια ζωής της κατασκευής
- Ολκιμότητα, δηλαδή η ιδιότητα του υλικού να μπορεί να υποφέρει εκτεταμένη παραμόρφωση χωρίς αστοχία κάτω από υψηλές εφελκυστικές τάσεις. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα ο χάλυβας να διαρρέει τοπικά σε σημεία συγκέντρωσης τάσεων και έτσι να προλαβαίνει πρόωρες αστοχίες, ή να υφίσταται μεγάλες παραμορφώσεις κάτω από υψηλά φορτία που είναι ορατή απόδειξη επικείμενης αστοχίας. Η

ολκιμότητα του χάλυβα έχει μεγάλη σημασία σε κατασκευές κάτω από δυναμικές καταπονήσεις (π.χ. σεισμό) γιατί τότε ο χάλυβας έχει την ικανότητα να απορροφά μεγάλα ποσοστά ενέργειας αποτρέποντας έτσι την κατάρρευση της κατασκευής, κάτι που δεν συμβαίνει σε ψαθυρά υλικά όπως το σκυρόδεμα. Σύμφωνα με το EN 1993-1-1 (§3.2.2) για τους χάλυβες που χρησιμοποιούνται σε δομικά έργα απαιτείται μια ελάχιστη ολκιμότητα η οποία θα πρέπει να εκφράζεται υπό μορφή ορίων για:

- το λόγο f_u / f_y της προδιαγεγραμμένης ελάχιστης οριακής αντοχής σε εφελκυσμό f_u ως προς την προδιαγεγραμμένη ελάχιστη αντοχή διαρροής f_y
- την επιμήκυνση στην αστοχία με δοκίμιο μήκους $5,65\sqrt{A_0}$ (όπου A_0 είναι η αρχική επιφάνεια της διατομής)
- την οριακή παραμόρφωση ϵ_u , όπου η ϵ_u αντιστοιχεί στην οριακή αντοχή f_u
- Ελαστικότητα. Ο χάλυβας συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις, όπως φαίνεται και από το σχετικό διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων:



- Το σχετικά μικρό βάρος των χαλύβδινων κατασκευών σε συνδυασμό με τα άνω χαρακτηριστικά καθιστά το χάλυβα ιδανικό υλικό για αντισεισμικές κατασκευές
- Άλλα πλεονεκτήματα είναι η βιομηχανοποιημένη παραγωγή (τυποποίηση, προκατασκευή), η δυνατότητα διάνοιξης οπών ή παραγωγής κυψελωτών διατομών για την όδευση ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων, η ευκολία ενίσχυσης υφισταμένων κατασκευών καθώς και η επαναχρησιμοποίηση – ανακύκλωση του υλικού

Ως βασικά μειονεκτήματα του υλικού εντοπίζουμε τα εξής:

- Είναι υλικό ευαίσθητο σε υψηλές θερμοκρασίες (πυρκαγιές)
- Μικρή αντοχή σε φαινόμενα λυγισμού
- Ευαισθησία σε φαινόμενα επαναλαμβανόμενης φόρτισης (κόπωση)

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες λαμβάνονται ως εξής:

– μέτρο ελαστικότητας $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

– μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ N/mm}^2$

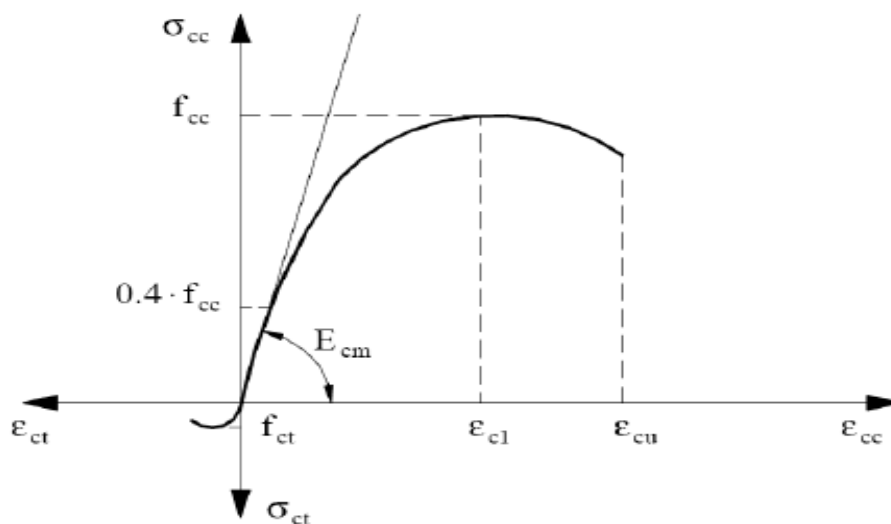
– λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$

– συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ ανά °C (για $T \leq 100$ °C)

1.4.2 Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε ως υλικό για τις οροφές / πατώματα των επιπέδων. Το πάχος των σύμμικτων πλακών επιλέγεται ως ενιαίο σε όλο το κτήριο στους 26,00 cm. Επιλέχθηκε σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30 ($f_{ck} = 25$ Μπα αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου). Για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας και τον υπολογισμό του πλασματικού άξονα θεωρήθηκε ισχυρή

διατμητική σύνδεση με ήλους μεταξύ των μεταλλικών δοκών και των πλακών σκυροδέματος. Επειδή δεν αποτελεί το κύριο υλικό του φορέα μας, θα αναφερθούμε επιγραμματικά στα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματά του που είναι τα εξής: είναι οικονομικότερο του χάλυβα, ανθεκτικό στη μηχανική φθορά και στις μεγάλες θερμοκρασίες (πυρκαγιές), απαιτεί ελάχιστη έως καθόλου συντήρηση, προσαρμόζεται σε σχεδόν κάθε μορφή ξυλοτύπου και άρα καλύπτει ένα μεγάλο μέρος αρχιτεκτονικών απαιτήσεων και έχει μεγάλη αντοχή έναντι λυγισμού και θλίψης. Το παρακάτω σχήμα παρουσιάζει τη γενική μορφή του διαγράμματος τάσεων – παραμορφώσεων του σκυροδέματος:



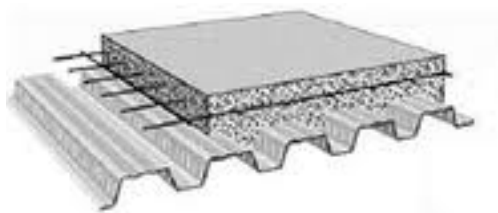
Στον αντίποδα είναι υλικό με μικρό λόγο αντοχής προς ίδιου βάρους που το καθιστά δύσχρηστο σε εφαρμογές μεγάλων ανοιγμάτων, ως άοπλο έχει πολύ μικρή εφελκυστική αντοχή, χρειάζεται μεγάλη προσοχή κατά τη σκυροδέτηση ώστε να αποφευχθούν κατασκευαστικά ελαττώματα / ατέλειες, είναι ιδιαίτερα δαπανηρό σε τυχόν αποκαταστάσεις βλαβών και έχει περιορισμένες θερμομονωτικές ιδιότητες.

1.5 Ο Πολυώροφος Μεταλλικός Φορέας

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, ο χάλυβας ως υλικό, κυρίως σε πολυώροφα κτήρια, προσφέρει αρκετά πλεονεκτήματα σε σχέση με το οπλισμένο σκυρόδεμα. Τα στοιχεία (πλάκες, δοκοί, κτλ) των πολυώροφων μεταλλικών κτηρίων διαφοροποιούνται σε κάποια σημεία από τα κατασκευασμένα με οπλισμένο σκυρόδεμα στον τρόπο κατασκευής και την παραλαβή και μεταφορά των φορτίων. Για το λόγο αυτό θα γίνει μια σύντομη αναφορά σε αυτά και στον τρόπο λειτουργίας τους, παραθέτοντας τα με τη σειρά μεταφοράς των φορτίων.

1.5.1 Πλάκες

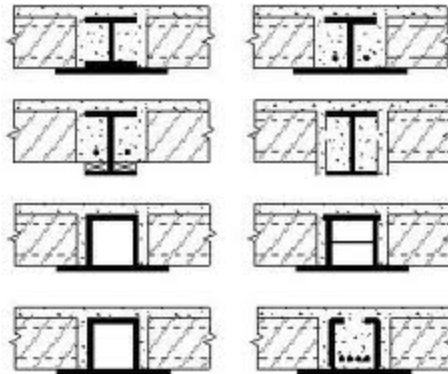
Οι πλάκες μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία στις δοκούς αλλά και τα οριζόντια (σεισμικά φορτία, εντάσεις από θερμοκρασιακές μεταβολές, κτλ) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας. Στα μεταλλικά κτήρια χρησιμοποιούνται συνήθως οι σύμμικτες πλάκες, οι οποίες κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο εκχύνεται σε χαλυβδόφυλλα, τραπεζοειδούς, ως επί το πλείστον, διατομής (τα οποία λειτουργούν και ως μεταλλότυποι). Τα χαλυβδόφυλλα μπορούν να στηριχτούν στις δοκούς είτε αμφιέριστα, είτε ως συνεχή, ανάλογα με τις σχεδιαστικές απαιτήσεις. Η συνεργασία σκυροδέματος – χαλυβδόφυλλων επιτυγχάνεται με ενισχυτικές αυλακώσεις και διατμητικούς ήλους.



Σύμμικτη πλάκα

Σε περιπτώσεις όπου θέλουμε να πετύχουμε μείωση του ύψους του κτηρίου ή/και του ορόφου τότε οι πλάκες μπορούν να κατασκευαστούν εντός του ύψους των δοκών στις οποίες στηρίζονται (slim floors). Εκτός από απομείωση του ύψους αυτή η λύση προσφέρει και άλλα πλεονεκτήματα όπως αυξημένη αντίσταση των σιδηροδοκών σε πυρκαγιά (λόγω εγκιβωτισμού αυτών στο

σκυρόδεμα) και οικονομία υλικού αφού δεν χρησιμοποιούνται δευτερεύουσες δοκοί για τη στήριξη.

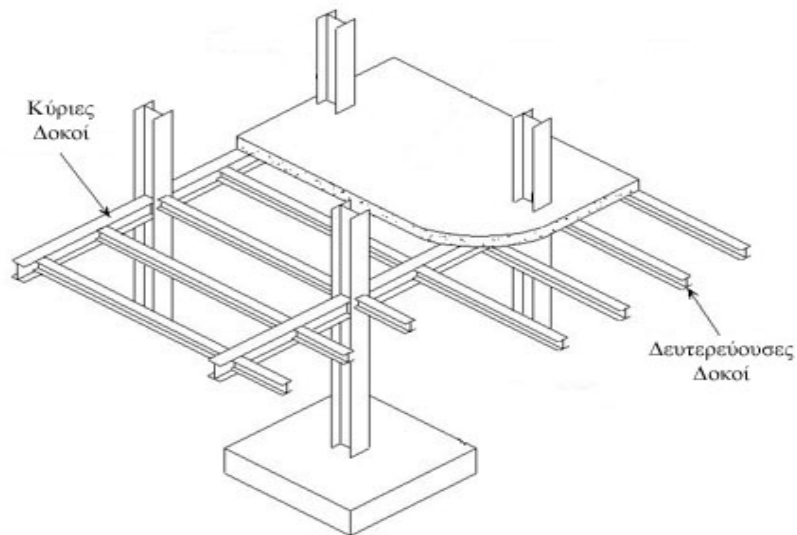


Διάφοροι τύποι εγκιβωτισμένων πλακών

Άλλες λύσεις είναι οι προκατασκευασμένες πλάκες (οπλισμένες ή προεντεταμένες), οι πλάκες που εκχύνονται σε πρόπλακες από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα αντί μεταλλότυπου και πιο σπάνια χρησιμοποιούνται συμβατικές πλάκες με τη χρήση ξυλοτύπων.

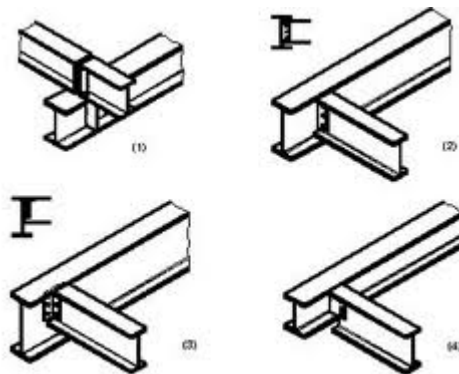
1.5.2 Δευτερεύουσες Δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί χρησιμοποιούνται στα μεταλλικά κτήρια για την στήριξη των πλακών επί αυτών και τη μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς. Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων των μεταλλικών κατασκευών, η έδραση των πλακών επί των κύριων δοκών των πλαισίων θα οδηγούσε σε αυξημένο στατικό ύψος πλακών ώστε να καλυφθούν με ασφάλεια αυτά τα ανοίγματα και άρα σε κοστοβόρες λύσεις. Έδραση επί των κυρίων δοκών έχουμε μόνο στην περίπτωση εγκιβωτισμένων πλακών.



Σχηματική απεικόνιση δευτερευουσών δοκών

Οι δευτερεύουσες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν κατά περίπτωση στο ίδιο επίπεδο με τις κύριες, σε χαμηλότερη στάθμη από αυτές ή και πάνω από τις κύριες δοκούς (βλέπε παρακάτω σχήμα).

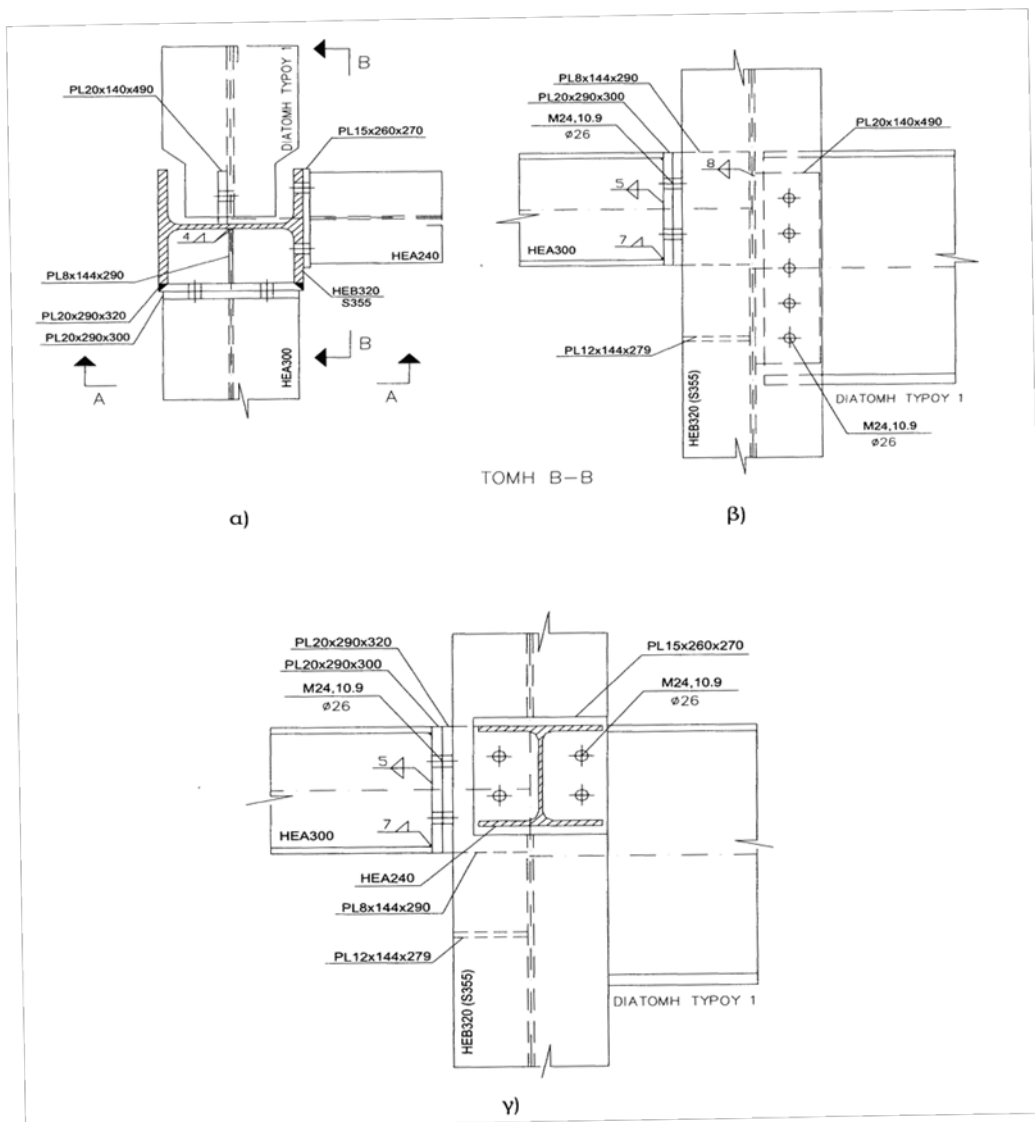


Μπορεί να είναι συμπαγούς διατομής (συνήθως μορφής I), δικτυωτές ή κυψελωτές. Στους δύο τελευταίους τύπους διευκολύνεται η διέλευση ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων αλλά έχουμε και χαμηλότερο βάρος λόγω απομειωμένης διατομής. Συνήθως τοποθετούνται αμφιέριστα και συνδέονται στις κύριες δοκούς με απλές συνδέσεις τέμνουσας.

1.5.3 Κύριες Δοκοί

Οι κύριες δοκοί αναλαμβάνουν να μεταφέρουν τα φορτία από τις δευτερεύουσες δοκού ή/και τις πλάκες στα υποστυλώματα. Συνήθως μορφής I, συνδέονται με τα υποστυλώματα τοποθετημένες μεταξύ αυτών αλλά και σε συνέχεια (διακόπτοντας τα υποστυλώματα), σε περιπτώσεις που τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνουν εξ ολοκλήρου κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Διακρίνουμε δύο τύπους συνδέσεων: απλές συνδέσεις τέμνουσας, άκαμπτες συνδέσεις ροπής και ημιάκαμπτες συνδέσεις (οι τελευταίες συναντώνται σε συστήματα δίχως πλαισιακή λειτουργία τα οποία παραλαμβάνουν κατακόρυφα μόνο φορτία). Στις απλές συνδέσεις τέμνουσας ο κορμός της δοκού μεταφέρει στο υποστυλώμα ολόκληρη την αντίδραση στήριξης. Αυτό επιτυγχάνεται με κοχλιωτή σύνδεση συνήθως μέσω ελασμάτων ή μετωπικών πλακών που συγκολλούνται στο υποστυλώμα. Στο παρακάτω σχήμα² βλέπουμε παραδείγματα απλών συνδέσεων τέμνουσας.

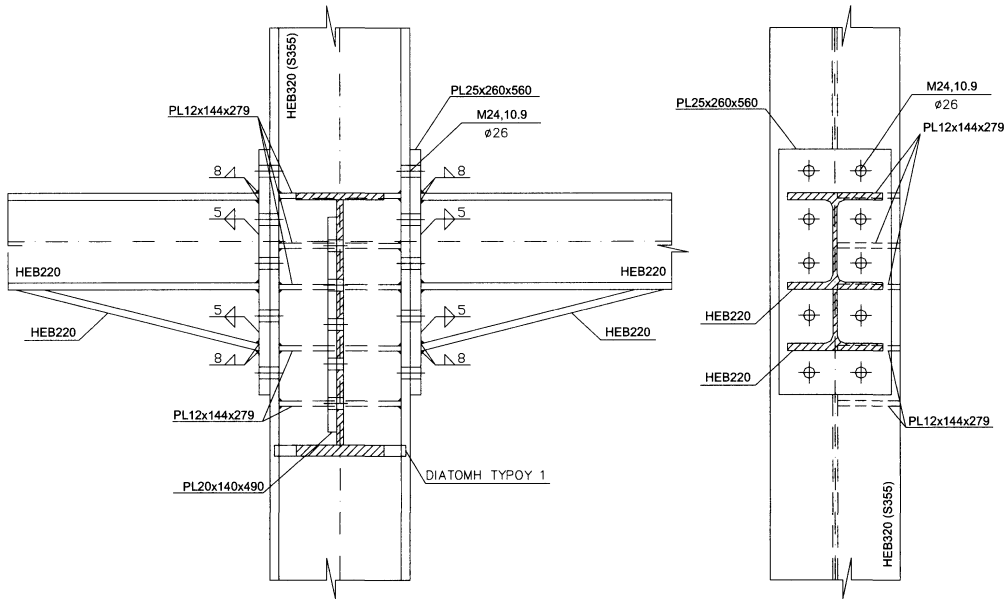
² Τα σχήματα είναι από το βιβλίο των Βάγια Ι., Ερμόπουλο Ι., Ιωαννίδη Γ., Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005



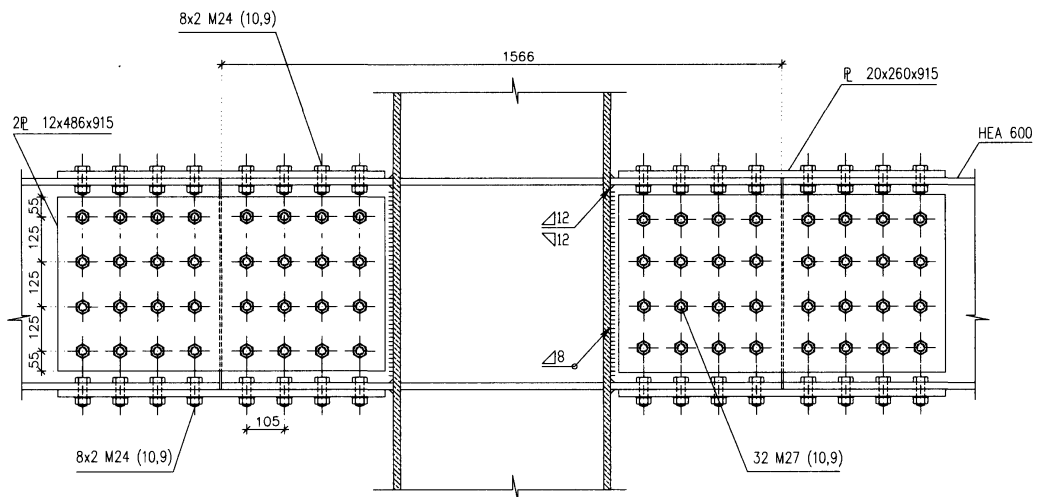
Παραδείγματα απλών συνδέσεων τέμνουσας

Στις άκαμπτες συνδέσεις ροπής (δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στη δοκό) η σύνδεση πραγματοποιείται είτε με μετωπικές πλάκες που κοχλιώνονται στο υποστύλωμα είτε με συγκολλητά πλευρικά τμήματα δοκών στα οποία η συνέχεια αποκαθίσταται με κοχλίες. Τα παρακάτω σχήματα³ απεικονίζουν αυτές τις περιπτώσεις.

³ Τα σχήματα είναι από το βιβλίο των Βάγια Ι., Ερμόπουλο Ι., Ιωαννίδη Γ., Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005



Άκαμπτη κοίλιωτή σύνδεση δοκού – υποστύλωματος

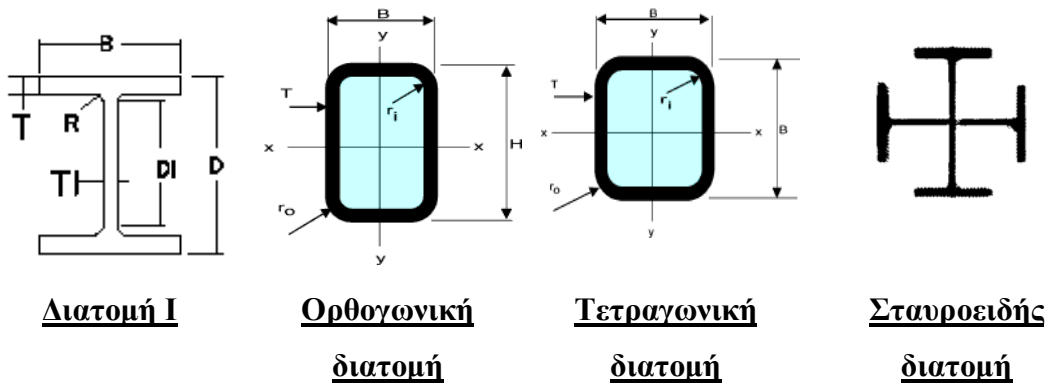


Άκαμπτη σύνδεση δοκού – υποστύλωματος (προσυγκολλημένα τμήματα δοκού)

1.5.4 Υποστύλωματα

Τα υποστύλωματα είναι συνήθως μορφής I (πλατύπελμες, υψίκορμες), αλλά ανάλογα με το μοντέλο λειτουργίας που θέλουμε (πχ πλαισιακή λειτουργία

και στις δύο διευθύνσεις όπου θέλουμε αυξημένη δυσκαμψία και περί τον ασθενή άξονα) μπορούμε να επιλέξουμε σταυροειδής διατομές, κοίλες διατομές (σωληνωτές, τετραγωνικές ή ορθογωνικές).



Διατομή I

**Ορθογωνική
διατομή**

**Τετραγωνική
διατομή**

**Σταυροειδής
διατομή**

Σε περιπτώσεις όπου θέλουμε αυξημένη αντοχή σε πυρκαγιά, σε πλαστιμότητα (σεισμός) και γενικά αυξημένη δυσκαμψία, τα υποστυλώματα είτε εγκιβωτίζονται σε σκυρόδεμα (κλειστές διατομές) είτε γεμίζονται (κοίλες). Τα υποστυλώματα διαμορφώνονται στη βάση τους ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρουν.

1.5.5 Παραλαβή Οριζόντιων Φορτίων – Συστήματα Πλευρικής Ευστάθειας

Ενώ στους φορείς από οπλισμένο σκυρόδεμα η παραλαβή των οριζόντιων φορτίων εξασφαλίζεται είτε με πλαίσιακή λειτουργία λόγω μονολιθικότητας είτε με τοιχώματα, στους μεταλλικούς φορείς, όταν δεν έχουμε συνδέσεις ροπής λόγω υψηλού κόστους υλοποίησης, η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται μέσω κατακόρυφων συνδέσμων. Άλλες λύσεις είναι η χρήση τοιχίων από σκυρόδεμα και σε πιο εξελιγμένες μορφές φορέων τα διατμητικά τοιχώματα από χάλυβα και τα σύμμικτα διατμητικά τοιχώματα. Σε αρκετές περιπτώσεις φορέων επιλέγεται πλαίσιακή λειτουργία κατά τη μια διεύθυνση και κατακόρυφοι σύνδεσμοι στην άλλη.

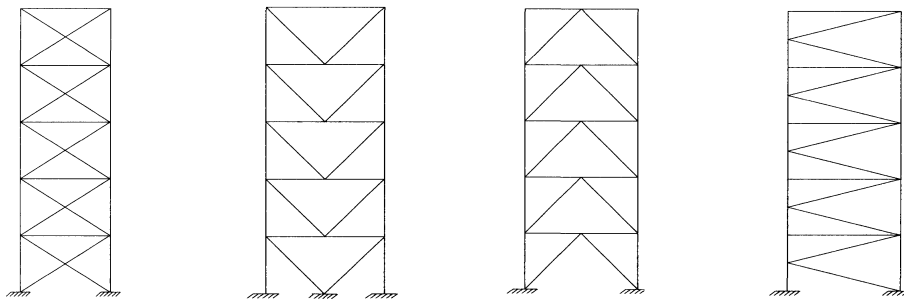
1.5.5.1 Πλαισιακή Λειτουργία

Στην περίπτωση πλαίσιακής λειτουργίας ιδιαίτερη προσοχή δίνεται κατά το σχεδιασμό των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων. Όταν σε ένα φορέα όλοι οι κόμβοι διαμορφώνονται ως κόμβοι ροπής τότε έχουμε ένα *τρισδιάστατο*

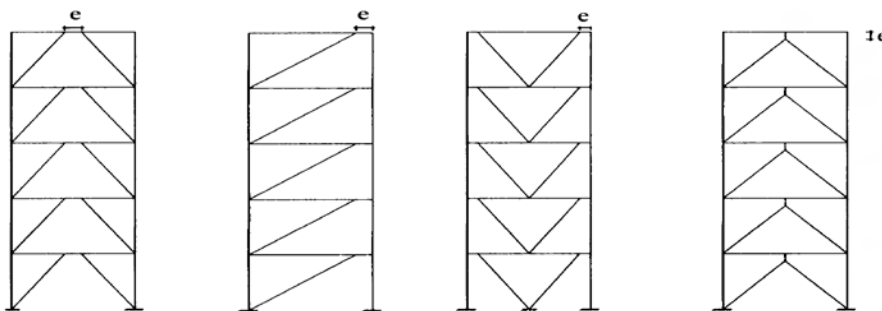
χωρικό πλαίσιο, παρόμοιας λειτουργίας με φορέα από σκυρόδεμα. Χαρακτηριστικά των χωρικών πλαισίων είναι η αυξημένη υπερστατικότητα αλλά και το μεγαλύτερο κόστος κατασκευής. Στην περίπτωση όπου σε ένα φορέα έχουμε συνδέσεις ροπής μόνο μεταξύ των περιμετρικών δοκών-υποστυλωμάτων και απλές συνδέσεις τέμνουσας στα εσωτερικά, τότε έχουμε σχεδιασμό με *περιμετρικά πλαίσια*. Σε αυτά τα μοντέλα τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται από τα περιμετρικά πλαίσια.

1.5.5.2 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι

Στα μεταλλικά κτήρια συναντάμε τις εξής συνήθεις μορφές κατακόρυφων συνδέσμων:



α) Κατακόρυφοι κεντρικοί σύνδεσμοι (μορφής X, V, A, K)



β) Κατακόρυφοι έκκεντροι σύνδεσμοι

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι λειτουργούν παραλαμβάνοντας την ένταση μέσω αξονικών δυνάμεων. Συνήθως τοποθετούνται στην περίμετρο σε συμμετρική διάταξη ώστε να μειώσουν τη δυστροπία του φορέα και να αυξήσουν την πλευρική ευστάθεια και κατά τις δύο διευθύνσεις. Μη συμμετρικές διατάξεις (λόγω αρχιτεκτονικών συνήθως απαιτήσεων) προκαλούν προβλήματα στη

δυστρεψία του φορέα και πρέπει να αποφεύγονται. Η διαφορά των έγκεντρων συνδέσμων βρίσκεται στο βραχύ τμήμα μεταξύ των ράβδων δικτύωσης, τη δοκό σύζευξης. Σε περίπτωση σεισμού οι ένταση μεταφέρεται στα μέλη του συνδέσμου μέσω διατμητικών και καμπτικών τάσεων που αναπτύσσονται στη δοκό σύζευξης. Λόγω των εντάσεων που αναπτύσσονται στη δοκό ο σχεδιασμό της γίνεται με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας και τοποθετούνται ενισχύσεις στον κορμό της. Οι συνδέσεις στα άκρα των συνδέσμων μπορεί να είναι είτε απλές αρθρώσεις και να καταπονούνται μόνο από αξονικές δυνάμεις, είτε συνδέσεις ροπής που παραλαμβάνουν τόσο αξονικές όσο και καμπτικές δυνάμεις και βοηθούν στην απομείωση του μήκους λυγισμού των ράβδων.

2

Φορτία σε συνήθη κτίρια σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EN1991)

2.1 Γενικά

Ο Ευρωκώδικας 1 παραθέτει οδηγίες για όλες τις δράσεις που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό κτηρίων και άλλων έργων πολιτικού μηχανικού και χωρίζεται σε τέσσερα μέρη· το δε πρώτο μέρος σε επτά ενότητες (τα βασικά μέρη τονίζονται με τα έντονα γράμματα):

- EN 1991-1-1:2002 - Γενικές δράσεις - Πυκνότητες, ίδια βάρη και επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια
- EN 1991-1-2:2002 - Γενικές δράσεις - Δράσεις στις κατασκευές λόγω πυρκαγιάς
- EN 1991-1-3:2003 - Γενικές δράσεις - Φορτία χιονιού
- EN 1991-1-4:2005 - Γενικές δράσεις - Δράσεις ανέμου
- EN 1991-1-5:2004 - Γενικές δράσεις - Θερμικές δράσεις
- EN 1991-1-6:2005 - Γενικές δράσεις - Δράσεις κατά την διάρκεια της κατασκευής
- EN 1991-1-7:2007 - Τυχηματικές δράσεις
- EN 1991-2 : 2003 - Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες
- EN 1991-3 : 2007 - Δράσεις οφειλόμενες σε γερανούς και μηχανήματα

- EN 1991-4:2006 - Σιλό και δεξαμενές

Το μέρος 1-1 μας δίνει πληροφορίες σχετικά με την πυκνότητα των υλικών που χρησιμοποιούνται σε έργα πολιτικού μηχανικού, παρουσιάζει μεθόδους προσδιορισμού των χαρακτηριστικών τιμών ιδίων βαρών για πλήθος κατασκευαστικών στοιχείων καθώς και των επιβαλλομένων φορτίων, ανάλογα με τη χρήση της κάθε κατασκευής. Θα παρατεθούν μόνο τα μέρη που ενδιαφέρουν την παρούσα διπλωματική εργασία.

2.2 Μόνιμα Φορτία

Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη των υλικών που αποτελούν την κατασκευή (σκυρόδεμα, χάλυβας, κτλ), φέροντα και μη-φέροντα, συμπεριλαμβανομένων των μόνιμων εγκαταστάσεων εξυπηρέτησης, βάρη γαιών και έρματος. Εκφράζονται από μια (στις περισσότερες των περιπτώσεων) χαρακτηριστική τιμή και υπολογίζεται βάσει των ονομαστικών διαστάσεων (αυτές που απεικονίζονται στα σχέδια) και χαρακτηριστικών τιμών των πυκνοτήτων σύμφωνα με το EN 1990, §4.1.2. Στα μη-φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβάνονται τα ακόλουθα:

- στέγες
- διαμορφώσεις επιφανειών και επικαλύψεις
- χωρίσματα και ταπετσαρίες
- χειρολαβές, κιγκλιδώματα, στηθαία ασφαλείας, κράσπεδα
- στοιχεία επένδυσης τοίχων
- ψευδοροφές / αναρτημένες οροφές
- θερμομόνωση
- εξαρτήματα γεφυρών
- μόνιμες εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης (εξοπλισμός ανελκυστήρων, κυλιόμενων κλιμάκων, θέρμανσης, εξαερισμού, κλιματισμού, ηλεκτρικός εξοπλισμός, σωλήνες δίχως το περιεχόμενό τους, καλώδια και αγωγούς καλωδιώσεων)

Στην περίπτωση που έχουμε μετακινήσιμα χωρίσματα χρησιμοποιούμε ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο το ποίο προστίθεται στα επιβαλλόμενα.

2.3 Επιβαλλόμενα Φορτία

Τα επιβαλλόμενα φορτία προκύπτουν από τη χρήση για την οποία προορίζεται η κατασκευή και είναι συγκεντρωμένα, γραμμικά, ομοιόμορφα κατανεμημένα ή συνδυασμοί αυτών. Οι τιμές που δίνει το πρώτο μέρος του EN1991 περιλαμβάνουν:

- φυσιολογική χρήση από άτομα
- έπιπλα και μετακινήσιμα αντικείμενα (π.χ. μετακινήσιμα χωρίσματα,
- αποθήκευση, περιεχόμενο εμπορευματοκιβωτίων)
- οχήματα
- αναμενόμενα σπάνια συμβάντα, όπως για παράδειγμα η συγκέντρωση
- ατόμων ή επίπλων, ή η μετακίνηση ή στοίβαξη αντικειμένων που μπορεί να εμφανισθεί κατά την αναδιοργάνωση ή ανα-διακόσμηση χώρων

Στις παραγράφους 6.2.1 και 6.2.2 του EN1991 δίνονται πληροφορίες για το σχεδιασμό δοκών, δαπέδων, στεγών και υποστυλωμάτων σε ότι αφορά στις διατάξεις των φορτίων. Οι χαρακτηριστικές τιμές των επιβαλλομένων φορτίων χωρίζονται σε κατηγορίες. Για κατοικίες και κοινωνικούς, εμπορικούς και διοικητικούς χώρους δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παραδείγματα
-----------	--------------------	--------------

A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D ¹⁾)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p>C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά.
¹⁾ Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3		
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Βλέπε 6.3.2 για αποθήκευση ή βιομηχανικές δραστηριότητες.		

Πίνακας 6. 1 του EN1991-1-1: Κατηγορίες χρήσης

Οι άνω κατηγορίες σχεδιάζονται χρησιμοποιώντας τις χαρακτηριστικές τιμές q_k (ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο) και Q_k (συγκεντρωμένο φορτίο) όπως αυτές αναφέρονται στο πίνακα 6.2 του EN1991-1-1, τροποποιημένο σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα:

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α και Κατηγορία Β		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Πίνακας 6.2 του EN1991-1-1: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, μπαλκόνια και σκάλες κτηρίων (Εθνικό Προσάρτημα)

Οι άνω τιμές μπορεί να αυξηθούν ανάλογα με τις ανάγκες του σχεδιασμού. Για τοπικούς ελέγχους λαμβάνεται υπόψη ένα συγκεντρωμένο φορτίο Q_k το οποίο δρα μόνο του. Σε περίπτωση πολλαπλής χρήσης ενός χώρου (δαπέδου), αυτός σχεδιάζεται με το δυσμενέστερη κατηγορία φόρτισης. Στην περίπτωση των μετακινήσιμων χωρισμάτων, και υπό την προϋπόθεση ότι το δάπεδο επιτρέπει μια πλευρική κατανομή των φορτίων, το βάρος τους λαμβάνεται μέσω ενός ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου q_k το οποίο προστίθεται στα από τον πίνακα 6.2 επιλεγμένα επιβαλλόμενα φορτία και το οποίο καθορίζεται ως εξής:

- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 1,0$ kN/m μήκους τοίχου:
 $q_k = 0,5$ kN/m²
- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 2,0$ kN/m μήκους τοίχου:
 $q_k = 0,8$ kN/m²
- για μετακινήσιμα χωρίσματα με ίδιον βάρος $\leq 3,0$ kN/m μήκους τοίχου:
 $q_k = 1,2$ kN/m²

Για χωρίσματα με μεγαλύτερο βάρος λαμβάνεται υπόψη η θέση και η κατεύθυνση αυτών καθώς και η δομική μορφή του δαπέδου. Στην ίδια παράγραφο περιγράφονται και οι περιπτώσεις χρήσης μειωτικών συντελεστών υπό προϋποθέσεις.

Αντίστοιχα για τις στέγες οι κατηγορίες και τα φορτία έχουν ως εξής:

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη Χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Πίνακας 6.9 του EN1991-1-1: Κατηγοριοποίηση στεγών

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	0,5	1,0

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Το q_k μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα είτε σε όλη τη στέγη είτε σε ένα τμήμα της στέγης εμβαδού, πάντως όχι μικρότερου, των 10m².

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Βλέπε επίσης 3.3.2 (1).

Πίνακας 6.10 του EN1991-1-1: Φορτία κατηγορίας H (Εθνικό Προσάρτημα)

2.4 Φορτία Χιονιού επί Στεγών

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα και εάν δεν ορίζεται διαφορετικά για ένα συγκεκριμένο έργο, για τις ανάγκες εφαρμογής του Ευρωκώδικα EN1991-1-3 η Ελλάδα διαιρείται σε τρεις ζώνες:

Ζώνη Α: Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

Ζώνη Γ: Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια

Ζώνη Β: Υπόλοιπη Χώρα

Παρόλο που για τις περισσότερες περιοχές της Ελλάδας τα φορτία χιονιού δεν είναι κρίσιμο ως προς τη διαστασιολόγηση, ωστόσο αξιολογούνται και λαμβάνονται υπόψη. Για τις περιοχές όπου δεν είναι πιθανή η εξαιρετική χιονόπτωση ή συσσώρευση χιονιού χρησιμοποιείται η με διάρκεια/παροδική κατάσταση σχεδιασμού τόσο για μη παρασυρμένο φορτίο χιονιού όσο και για παρασυρμένο φορτίο χιονιού. Σε αυτή την περίπτωση τα φορτία χιονιού για τις στέγες υπολογίζονται με την ακόλουθη σχέση:

$$s = \mu_i C_e C_t S_k$$

όπου:

- μ_i ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού
- S_k η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- C_e ο συντελεστής εκθέσεως
- C_t ο θερμικός συντελεστής

2.4.1 Ανάλυση σχέσης υπολογισμού φορτίου χιονιού

Στην περίπτωση μονοκλινούς στέγης ο συντελεστής σχήματος μ_i παίρνει τις ακόλουθες τιμές:

Κλίση στέγης (α)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0

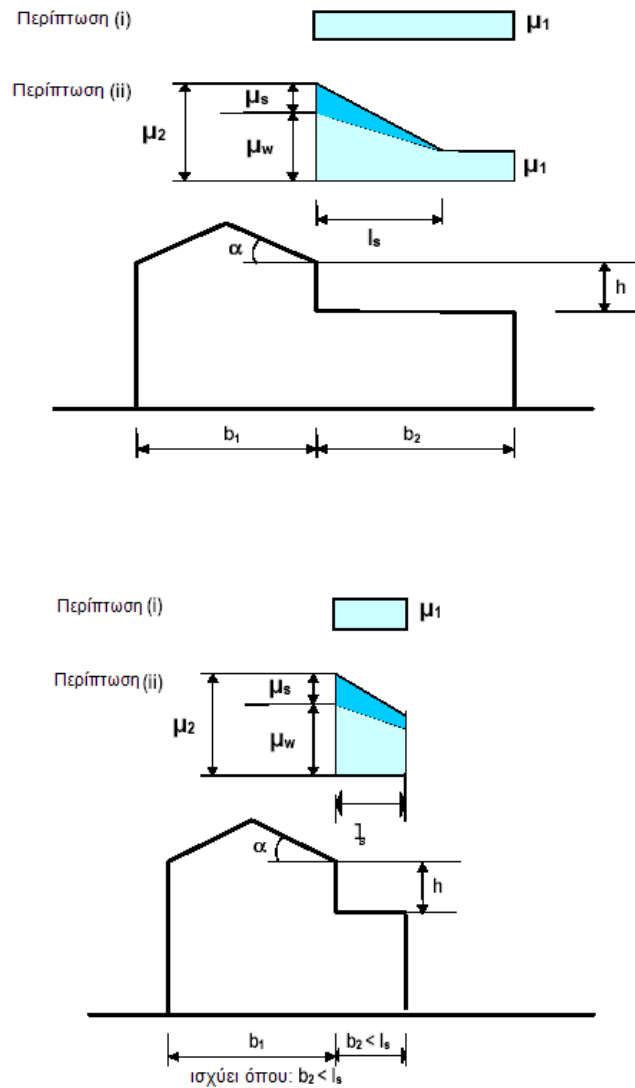
Για απότομες αλλαγές του ύψους των στεγών (στέγες σε επαφή ή κοντά σε ψηλότερες κατασκευές) ο συντελεστής σχήματος παίρνει τις ακόλουθες τιμές:

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (εάν η χαμηλότερη στέγη είναι οριζόντια)}$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

όπου:

- μ_s ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού λόγω ολίσθησης
 - Για $\alpha \leq 15^\circ$, $\mu_s = 0$,
 - Για $\alpha > 15^\circ$, ο μ_s προσδιορίζεται από ένα πρόσθετο φορτίο που ανέρχεται στο 50% του μέγιστου συνολικού φορτίου χιονιού, στην εφαπτόμενη υπερκείμενη κεκλιμένη στέγη και υπολογίζεται ανάλογα με το σχήμα αυτής (§3.1 έως 3.6 του EN1991-1-3)
- $\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / S_k$
 - Όπου γ είναι η πυκνότητα του χιονιού (ίση με 2 kN/m^2)
 - $l_s = 2h$ ($5,00\text{m} \leq l_s \leq 15,00\text{m}$) το μήκος συγκέντρωσης



Σχήμα 5.7 του EN1991-1-3: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού για στέγες σε επαφή με ψηλότερες κατασκευές

Το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος σε μια τοποθεσία εξαρτάται από την ζώνη στην οποία ανήκει η τοποθεσία καθώς και από το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας. Για κάθε ζώνη, το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος, $S_{k,A}$ δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$S_k = S_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right)$$

όπου:

- $S_{k,0}$ είναι το χαρακτηριστικό φορτίου χιονιού σε έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας ($A=0$). Η τιμή του δίνεται στον παρακάτω πίνακα συναρτήσει της ζώνης
- A είναι το υψόμετρο της τοποθεσίας πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας (σε m). Το υψόμετρο A μετριέται με ακρίβεια 100m και στρογγυλεύεται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα

Ζώνη	$S_{k,0}$ (kN/m ²)
A	0,4
B	0,8
Γ	1,7

Τιμές χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας

Ο συντελεστής εκθέσεως C_e λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα για κανονικές συνθήκες. Για άλλες συνθήκες παίρνει τις εξής τιμές:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους $C_e = 0,8$
- Για προστατευμένες κατασκευές (κτήρια, δένδρα) $C_e = 1,2$

Ο θερμικός συντελεστής C_i ισούται και αυτός με τη μονάδα για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Σε περίπτωση θερμικών απωλειών μέσω της στέγης επιτρέπονται μικρότερες τιμές.

2.5 Φορτία Ανέμου

Τα φορτία ανέμου παρουσιάζουν διακυμάνσεις στο χρόνο και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Δρουν άμεσα ως πιέσεις, αναπτύσσοντας δυνάμεις κάθετα, στις εξωτερικές επιφάνειες κλειστών κατασκευών και έμμεσα, λόγω του πορώδους των υλικών, στις εσωτερικές επιφάνειες αυτών. Σε ανοικτές κατασκευές η δράση στις εσωτερικές επιφάνειες μπορεί να είναι άμεση. Στην περίπτωση κατασκευών εύκαμπτων, με μικρά κατακόρυφα φορτία και με μεγάλο ύψος πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική επιρροή της τυρβώδους ροής του ανέμου. Εκτός από τα φέροντα στοιχεία, υπολογισμός φορτίων ανέμου γίνεται και για μη φέροντα όπως τεγίδες, υαλοπετάσματα, κτλ. Ταυτόχρονη επιρροή άλλων δράσεων (χιόνι, γειτονικά κτήρια, κλπ) που είναι πιθανό να επηρεάσουν τη δράση του ανέμου θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

Η εξωτερική πίεση του ανέμου, w_e , που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

όπου:

- $q_p(z)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση
- c_{pe} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

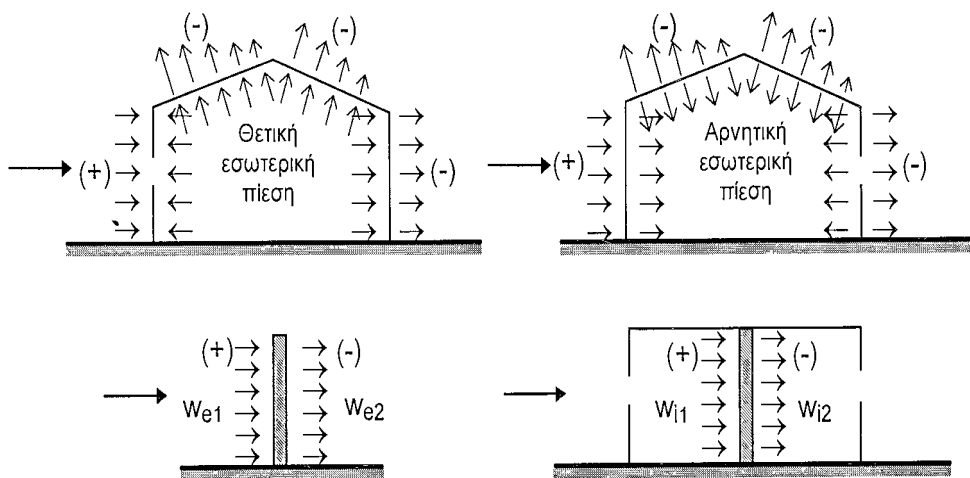
Η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, w_i , θα λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

όπου:

- $q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση
- c_{pi} είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

Η τελική πίεση σε τοίχο, στέγη ή στοιχείο είναι η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημό τους: πίεση κατευθυνόμενη προς την επιφάνεια, λαμβάνεται ως θετική και αναρρόφηση, απομακρυνόμενη από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Στην επόμενη σελίδα απεικονίζονται κάποια σχετικά σχηματικά παραδείγματα από τον EN1991-4:



Παραδείγματα πίεσης επί των επιφανειών

Η συνολική δύναμη, F_w , του ανέμου επί της κατασκευής ή μέρους αυτής προσδιορίζεται με δύο τρόπους:

α) Με υπολογισμό δυνάμεων χρησιμοποιώντας τους συντελεστές δύναμης

- Άμεσα από τη σχέση $F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$

όπου:

$c_s c_d$ είναι ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής

c_f είναι ο συντελεστής δύναμης για την κατασκευή ή το στοιχείο κατασκευής

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής (που ορίζεται στην 4.5) σε ύψος αναφοράς z_e

A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς της κατασκευής ή στοιχείου της κατασκευής

- Με διανυσματική άθροιση για τα μεμονωμένα στοιχεία της κατασκευής με τη σχέση $F_w = c_s c_d \cdot \sum c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$

β) Με υπολογισμό δυνάμεων από τις πιέσεις επί των επιφανειών αθροίζοντας διανυσματικά τις εξωτερικές δυνάμεις ($F_{w,e}$), τις εσωτερικές δυνάμεις ($F_{w,i}$) και τις δυνάμεις τριβής του ανέμου παράλληλα προς τις εξωτερικές επιφάνειες (F_{fr}) με τις ακόλουθες σχέσεις:

- εξωτερικές δυνάμεις: $F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{surfaces} w_e \cdot A_{ref}$

- εσωτερικές δυνάμεις: $F_{w,i} = \sum_{surfaces} w_i \cdot A_{ref}$

- δυνάμεις τριβής: $F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$

όπου:

- $c_s c_d$ είναι ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής

- w_e είναι η εξωτερική πίεση στη μεμονωμένη επιφάνεια σε ύψος z_e

- w_i είναι η εσωτερική πίεση στη μεμονωμένη επιφάνεια σε ύψος z_i

- A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς της μεμονωμένης επιφάνειας

- c_{fr} είναι ο συντελεστής τριβής

- A_{fr} είναι το εμβαδόν της εξωτερικής επιφάνειας παράλληλα προς τον άνεμο

Τρόποι υπολογισμού των συντελεστών δίνονται στα κεφάλαια του EN1991-1-4 σε συνδυασμό με το Εθνικό Προσάρτημα. Μια σύνοψη των διαδικασιών υπολογισμού για τον προσδιορισμό των δράσεων του ανέμου δίνεται στον παρακάτω πίνακα:

Παράμετρος	Παράγραφος Αναφοράς
πίεση ταχύτητας αιχμής q_p βασική ταχύτητα ανέμου v_b ύψος αναφοράς z_e κατηγορία εδάφους χαρακτηριστική πίεση ταχύτητας αιχμής q_p ένταση στροβιλισμού I_v μέση ταχύτητα ανέμου v_m συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους $c_o(z)$ συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$	4.2 (2)P Κεφάλαιο 7 Πίνακας 4.1 4.5 (1) 4.4 4.3.1 4.3.3 4.3.2
Πιέσεις ανέμου, π.χ. για επικαλύψεις, στερεώσεις και δομικά στοιχεία συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξωτερική πίεση ανέμου: $w_e = q_p c_{pe}$ εσωτερική πίεση ανέμου: $w_i = q_p c_{pi}$	Κεφάλαιο 7 Κεφάλαιο 7 5.1 (1) 5.1 (2)
Δυνάμεις ανέμου σε κατασκευές, π.χ. για καθολικές επιδράσεις ανέμου συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής: $c_s c_d$ δύναμη ανέμου F_w υπολογιζόμενη από τους συντελεστές δύναμης δύναμη ανέμου F_w υπολογιζόμενη από τους συντελεστές πίεσης	Κεφάλαιο 6 5.3 (2) 5.3 (3)

Πίνακας 5.1 του EN1991-1-4: Διαδικασίες υπολογισμού για τον προσδιορισμό των δράσεων του ανέμου

2.6 Σεισμικές Δράσεις

Ο EN1998 εφαρμόζεται στη μελέτη κτηρίων και έργων πολιτικού μηχανικού σε σεισμικές περιοχές. Αποτελείται από έξι μέρη. Το πρώτο μέρος, EN1998-1, αποτελείται από δέκα κεφάλαια. Από αυτά για τη συγκεκριμένη διπλωματική μας ενδιαφέρουν τα τέσσερα πρώτα (πεδίο εφαρμογής, βασικές απαιτήσεις συμπεριφοράς και κριτήρια συμμόρφωσης, κανόνες για την προσομοίωση των σεισμικών δράσεων και γενικοί κανόνες μελέτης ειδικά για κτήρια), καθώς και τα κεφάλαια έξι (ειδικοί κανόνες για κτήρια από χάλυβα) και επτά (ειδικοί κανόνες για σύμμικτα κτήρια).

Στόχος του EN1998-1 είναι να διασφαλίσει ότι σε περίπτωση σεισμού:

- θα παρέχεται προστασία της ανθρώπινης ζωής
- οι βλάβες θα είναι περιορισμένες
- έργα που είναι σημαντικά για την αστική προστασία θα παραμένουν σε λειτουργία

Για να επιτευχθούν αυτοί οι στόχοι, ο φορέας πρέπει να ικανοποιεί δύο θεμελιώδεις απαιτήσεις:

α) Απαίτηση μη-κατάρρευσης

Ο φορέας θα πρέπει να μπορεί να αναλάβει το σεισμό σχεδιασμού που έχει πιθανότητα υπέρβασης $P_{NCR} = 10\%$ σε 50 έτη ($P = \text{Probability}$, $NCR = \text{No Collapse Requirement}$) ή το σεισμό με μέση περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη ($T = \text{Time}$) δίχως γενική ή τοπική κατάρρευση, παραμένοντας στατικά ακέραιος μετά το σεισμό

β) Απαίτηση περιορισμού βλαβών

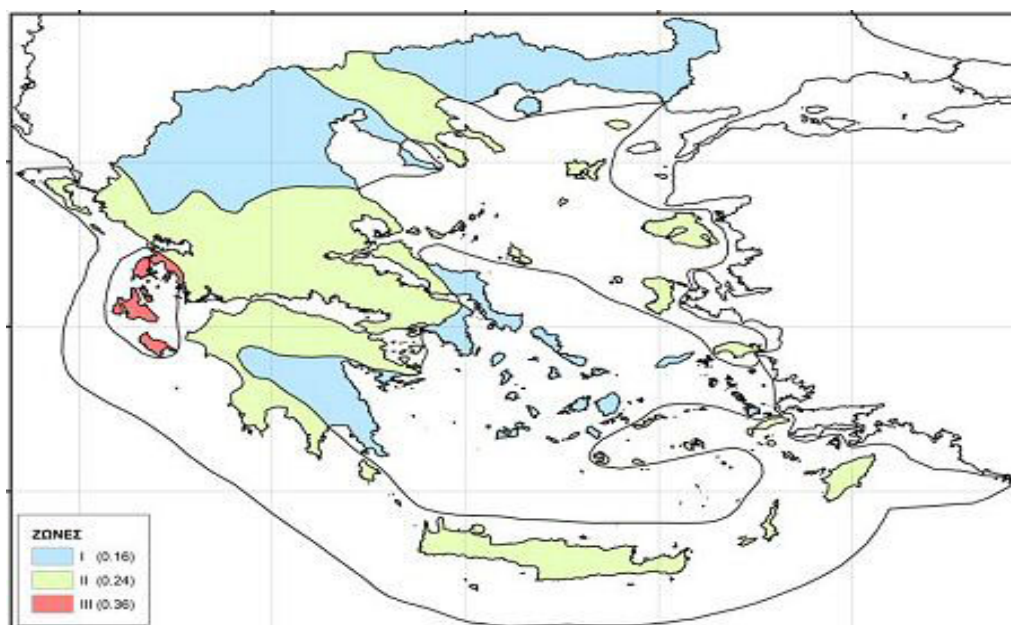
Ο φορέας να είναι ικανός να αναλάβει σεισμό με μεγαλύτερη πιθανότητα υπέρβασης $P_{DLR} = 10\%$ σε 10 έτη ($DLR = \text{Damage Limit Requirement}$) ή με μέση περίοδο επαναφοράς $T_{DLR} = 95$ έτη δίχως επανεμφάνιση βλαβών και περιορισμό χρήσης του κτηρίου λόγω αυτών.

Έτσι θα πρέπει να γίνονται δύο έλεγχοι, έναντι δομικής αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και έναντι περιορισμού βλαβών (Ο.Κ.Λ.). Οι άνω απαιτήσεις εξαρτώνται και από το συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου (όπως αναφέρεται στον EN1991-1-1:2002).

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_1
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού , όπως αγροτικά οικήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, ορνιθοτροφεία, κλπ.	0.80
II	Συνήθη κτίρια , όπως κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενώνες, οικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εστίασεως και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφενεία, μπόουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, εστιατόρια, μπαρ, κλπ), τράπεζες, ιατρεία, αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κουρεία, κομμωτήρια, ινστιτούτα γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργοστάσια, συνεργεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βαφεία, ξυλουργεία, εργαστήρια ερευνών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια στάθμευσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία V, κλπ	1.00
III	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημόσιων συναθροίσεων και γενικών κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου , όπως αίθουσες αεροδρομίων, χώροι συνεδρίων, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, χώροι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, ναοί, χώροι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα ατόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χρονίως πασχόντων, οίκοι ευγηρίας, βρεφοκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδότοποι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κλπ.	1.20
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας , όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά ιατρεία, υγειονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας , όπως μουσεία, αποθήκες μουσείων, κλπ.	1.40

Κατηγορίες σπουδαιότητας κτηρίων και τιμές συντελεστή σπουδαιότητας

Στο εθνικό προσάρτημα καθορίζονται οι διαφοροποιημένοι παράμετροι για τα δεδομένα της Ελλάδας. Ο χάρτης σεισμικών ζωνών με τις τιμές αναφοράς των εδαφικών επιταχύνσεων έχει ως εξής:



Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας

Σε κάθε μια από τις τρεις σεισμικές ζώνες αντιστοιχεί μια μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς (a_{gR}) η οποία αναφέρεται σε έδαφος κατηγορίας A (βράχος) και μπορεί ανάλογα με το είδος εδάφους να προσαυξηθεί έως και 40%. Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού (a_g) προκύπτει με τον πολλαπλασιασμό της επιτάχυνσης αναφοράς με τον συντελεστή σπουδαιότητας (γ_I). Οι κατηγορίες εδαφών έχουν ως εξής:

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

D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	<180	<15	<70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα υλός με τιμές vs κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με vs > 800 m/s.			
S₁	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI \geq 40) κ	<100	-	10-20
S₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S ₁			

Πίνακας 3.1 του EN1998-1: Κατηγορίες εδαφών

Η κατάταξη των εδαφών γίνεται βάσει της ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων, $v_{s,30}$, η οποία αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30m εδάφους ή την τιμή N_{SPT} . Για τον καθορισμό ενός εδάφους θα πρέπει να γίνεται γεωλογική μελέτη με εξαίρεση:

- κτήρια σπουδαιότητας I επί εδαφών A, B, C
- κτήρια σπουδαιότητας II επί εδαφών A, B
- μονώροφα κτήρια σπουδαιότητας III επί εδαφών A, B

και υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν καθιζήσεις και βλάβες από σεισμούς σε γειτονικά εδάφη ή κτήρια. Ειδικά για εδάφη κατηγορίας S₁ και S₂ απαιτείται ειδική μελέτη.

Η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην εδαφική επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης και ισχύει και για τις δύο θεμελιώδης απαιτήσεις. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από **δύο ορθογώνιες συνιστώσες**, ανεξάρτητες μεταξύ τους οι οποίες εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ το οποίο ορίζεται από τις εξής εκφράσεις:

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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

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

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

όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα

T η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού μονοβάθμιου συστήματος

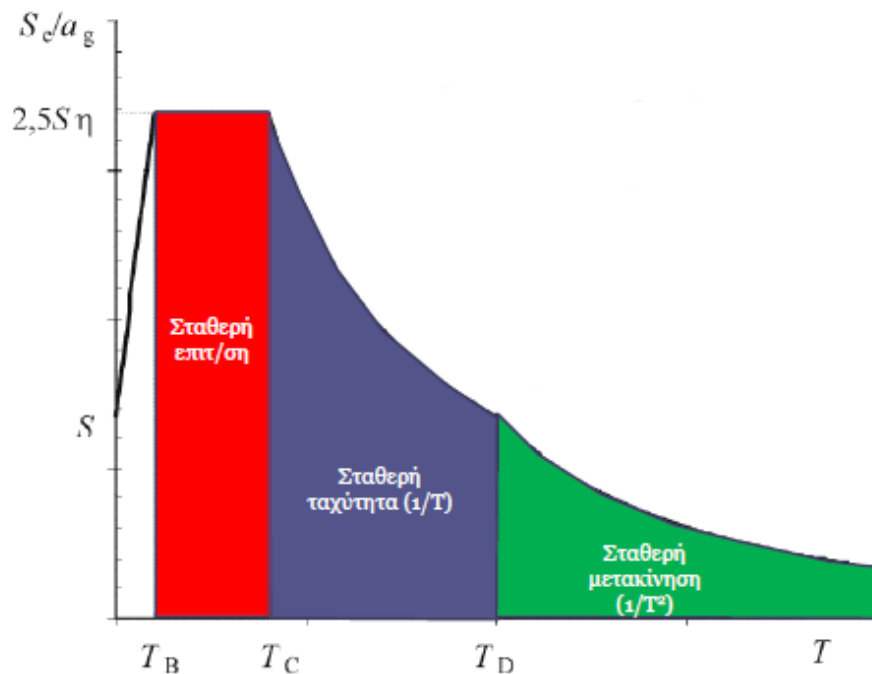
a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

T_B, T_C, T_D είναι οι χαρακτηριστικές περίοδοι

S είναι ο συντελεστής εδαφικής κατηγορίας

η ο συντελεστής απόσβεσης

$(\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55, \text{ όπου } \xi \text{ ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα})$

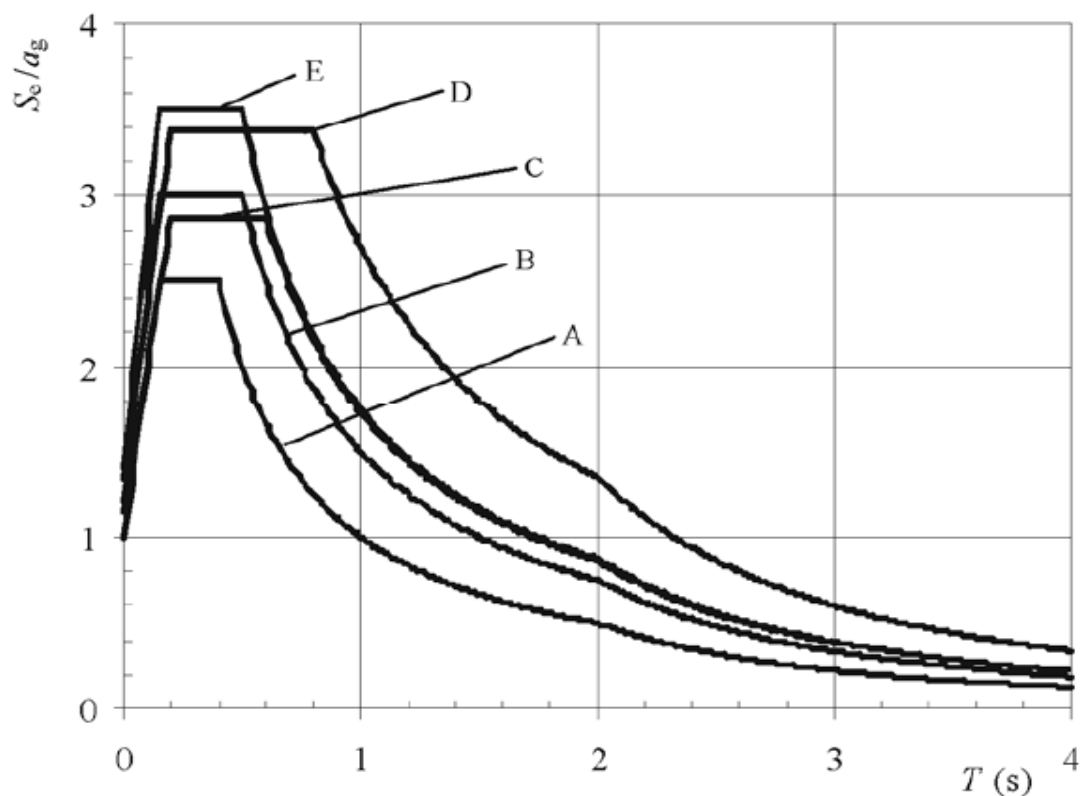


Ελαστικό φάσμα απόκρισης σε οριζόντια διεύθυνση

Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων (T_B , T_C , T_D), καθώς και του συντελεστή εδαφικής κατηγορίας (S) εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους και οι συνιστώμενες τιμές είναι:

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Πίνακας 3.2 του EN1998-1: Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το ελαστικό φάσμα απόκρισης (Τύπου 1- $M_s > 5.5$)

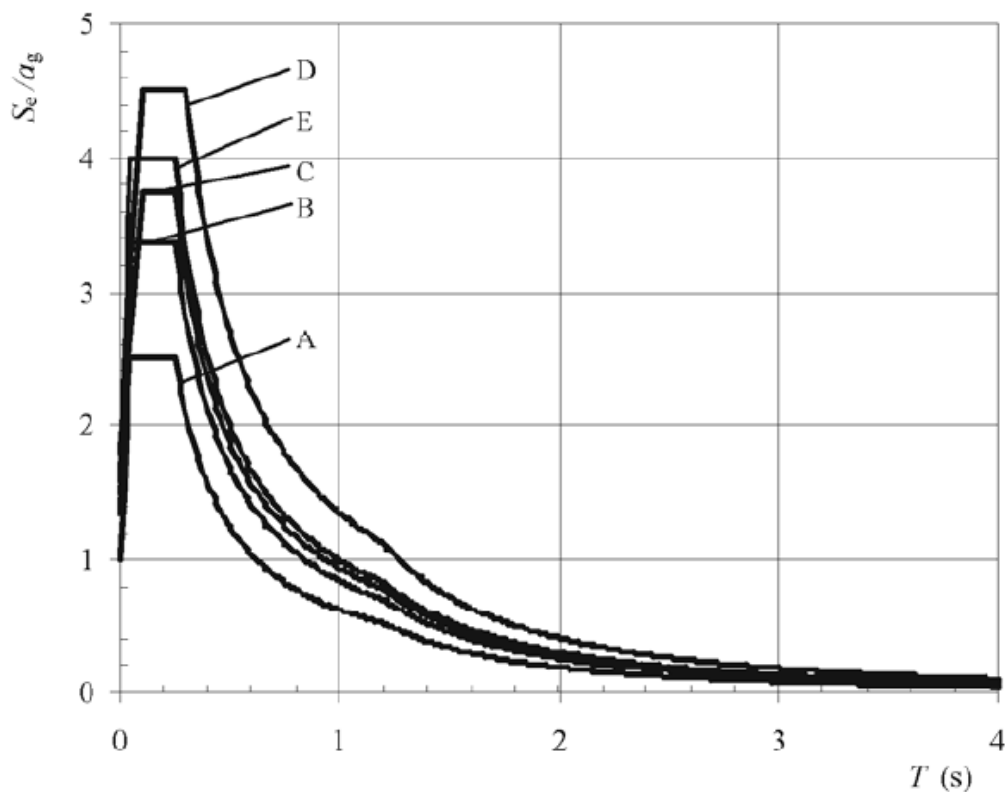


Σχήμα 3.2 του EN1998-1: Ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 1 για εδάφη Α έως Ε (με 5% απόσβεση)

Σε περίπτωση που τα σεισμικά μεγέθη δεν αναμένονται να ξεπεράσουν το $M_s \leq 5.5$ τότε προτείνεται η χρήση των τιμών του φάσματος Τύπου 2:

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Πίνακας 3.3 του EN1998-1: Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το ελαστικό φάσμα απόκρισης (Τύπου 2- $M_s \leq 5.5$)



Σχήμα 3.3 του EN1998-1: Ελαστικό φάσμα απόκρισης Τύπου 2 για εδάφη A έως E (με 5% απόσβεση)

Εκτός από τις οριζόντιες συνιστώσες, ο EN1998-1 περιγράφει και την κατακόρυφη συνιστώσα ενός σεισμού, $S_{ve}(T)$, η οποία όμως λαμβάνεται υπόψη δε περίπτωση που η κατακόρυφη επιτάχυνση σχεδιασμού, a_{vg} , είναι μεγαλύτερη από 2,5g και μόνο για τις εξής περιπτώσεις:

- για οριζόντια στατικά μέλη με άνοιγμα > 20m
- για οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα > 5m
- για οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που φέρουν φυτευτό υποστύλωμα
- σε φορείς με σεισμική μόνωση

Το ελαστικό φάσμα κατακόρυφης απόκρισης προκύπτει από τις εξής σχέσεις:

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

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

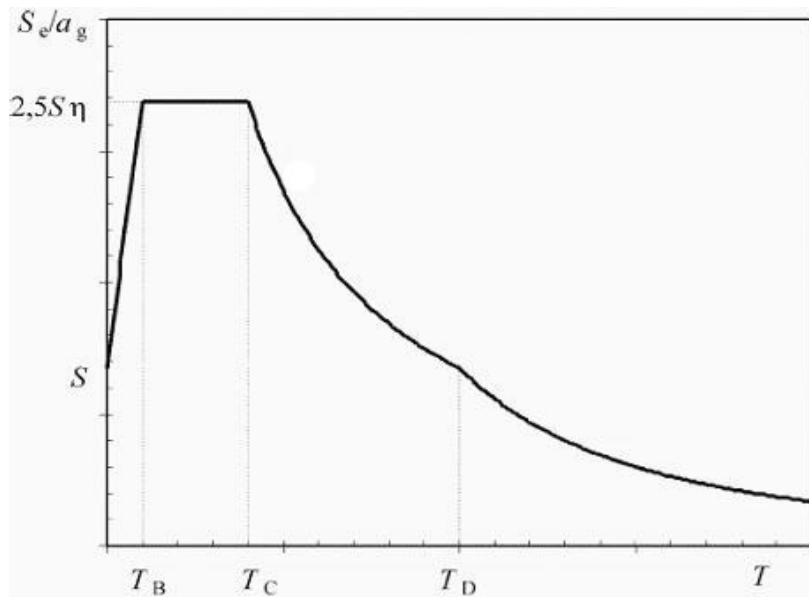
$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

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

Όπως και στις οριζόντιες συνιστώσες έτσι και στην κατακόρυφη έχουμε διάκριση μεταξύ Τύπου 1 και Τύπου 2 φάσματος απόκρισης παρόμοιας μορφής, η οποία όμως δεν μεταβάλλεται ανάλογα με τον Τύπο ή τις εδαφικές συνθήκες. Οι συνιστώμενες τιμές είναι:

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

Πίνακας 3.4 του EN1998-1: Συνιστώμενες τιμές του ελαστικού φάσματος κατακόρυφης απόκρισης



Ελαστικό φάσμα κατακόρυφης απόκρισης

Γενικά οι φορείς έχουν την ικανότητα να απορροφούν τη σεισμική ενέργεια στη μετελαστική περιοχή λόγω πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών. Αυτή η δυνατότητα λαμβάνεται υπόψη σχεδιάζοντας ελαστικά μεν αλλά χρησιμοποιώντας φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό φάσμα απόκρισης με το συντελεστή συμπεριφοράς (q). Το φάσμα αυτό ονομάζεται “φάσμα σχεδιασμού”. Ο συντελεστής συμπεριφοράς αποτελεί μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων επί του φορέα εάν η απόκρισή του ήταν εξολοκλήρου ελαστική με 5% απόσβεση, προς το λόγο εκείνων των σεισμικών δυνάμεων που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Ο δείκτης συμπεριφοράς εξαρτάται από την κατηγορία πλαστιμότητας του φορέα και από την κανονικότητα (σε κάτοψη και καθ’ ύψος) αυτού. Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, προκύπτει από τις εξής σχέσεις:

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

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq 0,2 \cdot a_g \end{cases}$$

Στις άνω σχέσεις δεν υπεισέρχεται η απόσβεση καθώς λαμβάνεται έμμεσα υπόψη κατά τον ορισμό του συντελεστή συμπεριφοράς. Οι τιμές των παραμέτρων παραμένουν ως έχουν για το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Για την κατακόρυφη συνιστώσα το φάσμα σχεδιασμού υπολογίζεται από τις ίδιες σχέσεις, χρησιμοποιώντας της χαρακτηριστικές περιόδους του ελαστικού φάσματος κατακόρυφης απόκρισης, αντικαθιστώντας την οριζόντια εδαφική επιτάχυνση (a_g) με την κατακόρυφη (a_{vg}) και θέτοντας το συντελεστή εδαφικής κατηγορίας (S) ίσο με τη μονάδα.

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ο EN1998-1 κατηγοριοποιεί τους φορείς σε κανονικούς και μη κανονικούς, σε κάτοψη και καθ' ύψος. Αυτή η κατηγοριοποίηση επιδρά στην επιλογή προσομοιώματος (απλό επίπεδο ή χωρικό), τη μέθοδο ανάλυσης (οριζόντια φόρτιση ή δυναμική φασματική) αλλά και στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς (μειωμένος για μη κανονικούς καθ' ύψος φορείς). Η διάκριση αυτή γίνεται πιο κατανοητή στον παρακάτω πίνακα:

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση προσομοιώματος		Συντελεστής συμπεριφοράς (για γραμμική ανάλυση)
Κάτοψη	Καθ' ύψος	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Ιδιομορφική	Μειωμένος (x0,8)
Όχι	Ναι	Χωρικό	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Ιδιομορφική	Μειωμένος (x0,8)

Πίνακας 4.1 του ΕΝ1998-1: Συνέπειες κανονικότητας στη σεισμική ανάλυση και σχεδιασμό

Για να κατηγοριοποιηθεί ένας φορέας ως κανονικός σε **κάτοψη** πρέπει να ικανοποιεί όλες τις κάτωθι προϋποθέσεις:

- το κτίριο θα πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες, ως προς την αντοχή σε οριζόντια φορτία και ως προς την κατανομή μάζας
- Ο λόγος (λ) της μεγαλύτερης διάστασης του κτηρίου σε κάτοψη (L_{max}) προς τη μικρότερη (L_{min}) να είναι μικρότερος ή ίσος με τέσσερα ($\lambda = L_{max} / L_{min} \leq 4$)
- $e_{ox} \leq 0.30r_x$ και $r_x \geq I_s$

όπου:

r_x η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστρεψίας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση y («ακτίνα δυστρεψίας»)

e_{ox} η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση x, κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης

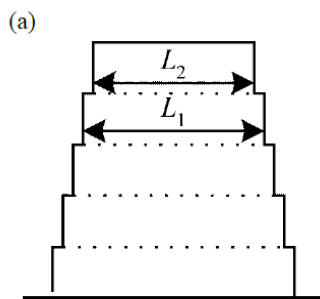
I_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου)

- Κάθε πλάκα ορόφου θα πρέπει να οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Τυχόν εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο δεν πρέπει να

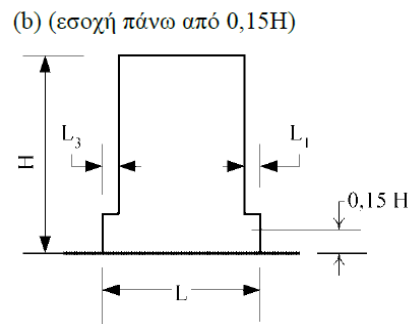
έχουν επιπτώσεις στο επίπεδο δυσκαμψίας της πλάκας και η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου

Για να κατηγοριοποιηθεί ένας φορέας ως κανονικός **καθ' ύψος** πρέπει να ικανοποιεί όλες τις κάτωθι προϋποθέσεις:

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου
- για βαθμιδωτές εσοχές που διατηρούν την αξονική συμμετρία του φορέα, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 20% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη στην διεύθυνση της εσοχής



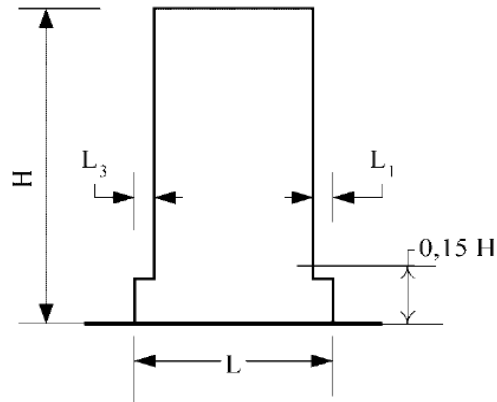
Κριτήριο για (a): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$



Κριτήριο για (b): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

- για μια μεμονωμένη εσοχή μέσα σε ύψος μικρότερο από 15% του συνολικού ύψους του κύριου στατικού συστήματος, η εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη. Σε τέτοια περίπτωση το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανώτερων ορόφων πρέπει να μελετηθεί ώστε να μπορεί να αναλάβει τουλάχιστον 75% των οριζοντίων τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους

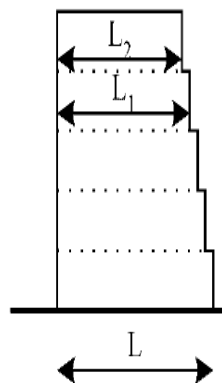
(εσοχή κάτω από 0,15H)



Κριτήριο:

$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$$

- εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών όλων των ορόφων σε κάθε όψη δεν θα είναι μεγαλύτερο από το 30% της διάστασης της κάτοψης στο ισόγειο επάνω από την θεμελίωση ή επάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου, και κάθε επιμέρους εσοχή δεν θα είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης κάτοψης



Κριτήρια: $\frac{L-L_2}{L} \leq 0,30$, $\frac{L_1-L_2}{L_1} \leq 0,10$

Ο EN1998-1 προτείνει τις εξής μεθόδους ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης

Πρόκειται για απλοποιημένη μέθοδο υπολογισμού των σεισμικών εντάσεων και μετακινήσεων. Η εκτίμηση της συνολικής τέμνουσας βάσης, F_b , γίνεται με την παραδοχή ότι ολόκληρος ο φορέας ταλαντώνεται σύμφωνα με τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο, T_1 , δίχως να επηρεάζεται σημαντικά από υψηλότερες ιδιοπεριόδους σε κάθε μια από τις κύριες διευθύνσεις. Θα πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής συνθήκες:

- Η τιμές των θεμελιωδών ιδιοπεριοδών και στις δύο κύριες διευθύνσεις να έχουν τη μικρότερη από τις εξής τιμές:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

- Το κτήριο να είναι κανονικό καθ' ύψος

Κατόπιν η τέμνουσα βάσης για κάθε μια από τις κύριες διευθύνσεις υπολογίζεται με την εξής σχέση:

$$F_b = S_d (T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

όπου:

- T_1 είναι η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ταλάντωσης του κτιρίου για οριζόντια κίνηση στην εξεταζόμενη διεύθυνση
- m είναι η συνολική μάζα του κτηρίου πάνω από τη θεμελίωση ή την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης
- λ είναι ο συντελεστής διόρθωσης ο οποίος παίρνει τις εξής τιμές:
 - $\lambda = 0,85$ για $T_1 \leq 2 T_C$ και εάν το κτήριο έχει πάνω από δύο ορόφους
 - $\lambda = 1,0$ σε κάθε άλλη περίπτωση
- S_d η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

Ο EN1998-1 παραθέτει και απλοποιημένες μεθόδους υπολογισμού της T_1 για κάποιες περιπτώσεις.

Η κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων στους ορόφους γίνεται με την εξής σχέση:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

όπου:

- F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο i
- F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσης
- s_i, s_j είναι οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή
- m_i, m_j είναι οι μάζες ορόφων που συμμετέχουν στην ταλάντωση

- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος

Γενικά αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις περιπτώσεις. Με αυτή τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη το σύνολο των ιδιομορφών με σημαντική συνεισφορά στη συνολική απόκριση του φορέα. Αυτή η απαίτηση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη για καθεμία από τις κύριες διευθύνσεις και ικανοποιείται είτε όταν το άθροισμα των δρῶσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα, είτε λαμβάνουμε ως σημαντικές αυτές με ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας μεγαλύτερο από το 5% της συνολικής μάζας του φορέα. Όταν δεν ικανοποιούνται αυτές οι απαιτήσεις τότε ο ελάχιστος αριθμός, k , ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη σε ένα χωρικό προσομοίωμα πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο εξής απαιτήσεις:

- $k \geq 3\sqrt{n}$
- $T_k \leq 0.20s$

όπου:

k ο αριθμός των ιδιομορφών

n ο αριθμός των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή την άνω επιφάνεια άκαμπτης βάσης

T_k η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k

Έτσι για κάθε ιδιομορφή προκύπτει σύμφωνα με την ιδιοπερίοδο της η μέγιστη απόκριση της (μετακίνηση ή επιτάχυνση) από το φάσμα σχεδιασμού. Αυτή πολλαπλασιασμένη με τον συντελεστή συμμετοχής κάθε ιδιομορφής και την ιδιοτιμή για κάθε βαθμό ελευθερίας δίνει την μέγιστη απόκριση. Η ίδια διαδικασία δίνει τις μέγιστες αποκρίσεις των υπολοίπων σημαντικών ιδιομορφών. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες αφενός δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα, αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares

$$X = \pm (X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_n^2)^{1/2}$$

όπου:

k αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη ($k < n$)

X_i συμμετοχή της i ιδιομορφής στο μέγεθος X

- CQC: Complete Quadratic Combination
- Μη-γραμμικές μέθοδοι όπως η μέθοδος φασματικής ικανότητας (pushover analysis) μη γραμμικής βηματικής ανάλυσης (time-history analysis) επιτρέπονται από τον EN1998-1 και οι απαιτήσεις για την εφαρμογή αυτών περιγράφονται στις παραγράφους 4.3.3.4.2 και 4.3.3.4.3.

Τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων, οριζοντίων και κατακόρυφων, που θα χρησιμοποιηθούν για των υπολογισμό των εντατικών μεγεθών προκύπτουν από τις εξής σχέσεις:

- $E_{Edx} "+" 0,30 E_{E dy} "+" 0,30 E_{Edz}$
- $0,30 E_{Edx} "+" E_{E dy} "+" 0,30 E_{Edz}$
- $0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{E dy} "+" E_{Edz}$

όπου:

"+" σημαίνει επαλληλία με

E_{Edx} είναι τα αποτελέσματα των σεισμικών δράσεων στη διεύθυνση x

$E_{E dy}$ είναι τα αποτελέσματα των ίδιων σεισμικών δράσεων στη διεύθυνση y

E_{Edz} είναι τα αποτελέσματα της κατακόρυφης συνιστώσας των σεισμικών δράσεων

Στον υπολογισμό μαζών λαμβάνονται υπόψη οι μάζες που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό:

$$\Sigma G_{k,j} "+" \Sigma_{\psi E,i} Q_{k,i}$$

όπου:

$\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2i}$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού ο οποίος λαμβάνει υπόψη την πιθανότητα τα φορτία $q_{k,i}$ να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο το φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού. Με το μειωτικό συντελεστή ϕ λαμβάνεται υπόψη η μειωμένη συμμετοχή των μαζών των κινητών

φορτίων στην κίνηση του φορέα λόγω μη στερεάς σύνδεσής τους. Οι τιμές του φ λαμβάνονται από τον εξής πίνακα:

Κατηγορία φορέα	Όροφος	φ
A – C	Δώμα	1,0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0,8
	Όροφοι με μη συσχετισμένες χρήσεις	0,5
D - F		1,0

- Επιπροσθέτως θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και τυχόν αβεβαιότητες ως προς τη θέση των μαζών στο χώρο λόγω της σεισμικής κίνησης. Γι' αυτό το κέντρο μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται μετατοπισμένο ως προς την αρχική του θέση σύμφωνα με τη σχέση:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

όπου:

e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i , εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε κάθε όροφο

L_i είναι η διάσταση της κάτοψης κάθετη προς τη διεύθυνση σεισμικής δράσης

Κατόπιν υπολογίζεται η στρεπτική ροπή, M_{ai} , σε κάθε όροφο περί τον κατακόρυφο άξονα i αυτού από τη σχέση:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

όπου:

M_{ai} είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται σε όροφο I περί τον κατακόρυφο άξονά του

e_{ai} η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου i

F_i το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο

2.6.1 Ειδικοί κανόνες για μεταλλικά κτήρια

Στο έκτο κεφάλαιο του EC1998-1 παραθέτονται ειδικοί κανόνες για μεταλλικά κτήρια. Οι μεταλλικοί φορείς θα σχεδιάζονται για αντοχή σε σεισμό σύμφωνα με μια από τις κατηγορίες πλαστιμότητας του παρακάτω πίνακα:

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Εύρος τιμών αναφοράς συντελεστή συμπεριφοράς η
Περιορισμένη πλαστιμότητα	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5$
Πλάστικη συμπεριφορά	ΚΠΜ (Μέτρια)	≤ 4 (περιορίζεται και από τις τιμές του πίνακα 6.2 του EN1998-1)
	ΚΠΥ (Υψηλή)	Ορίζεται μόνο στον πίνακα 6.2 του EN1998-1

Πίνακας 6.1 του EN1998-1: Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και τιμές αναφοράς συντελεστή συμπεριφοράς

Στατικός τύπος	Κατηγορία πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	EN1998-1 Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις	2	2
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	EN1998-1 Κεφάλαιο 7	

Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (πλαίσιο ροπών)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
---	---	----------------------

**Πίνακας 6.2 του EN1998-1: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς
για κανονικούς καθ' ύψος φορείς**

όπου:

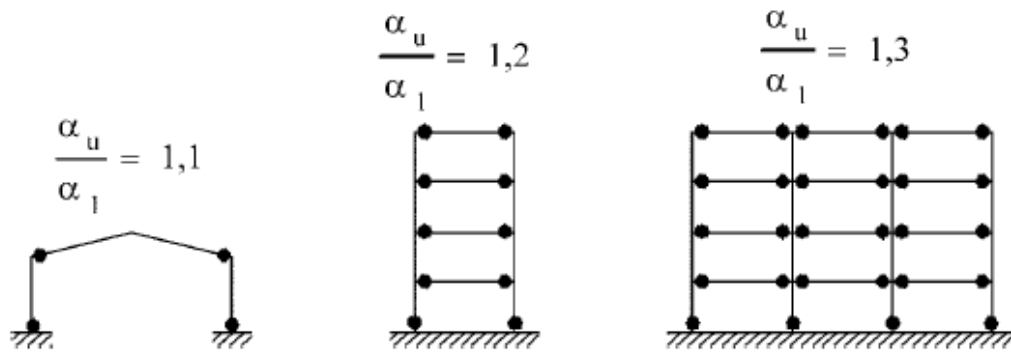
α_u/α_1 είναι ο λόγος υπεραντοχής πέραν της πρώτης διαρροής

α_u συντελεστής επαύξησης των σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων ώστε να δημιουργηθεί μηχανισμός κατάρρευσης

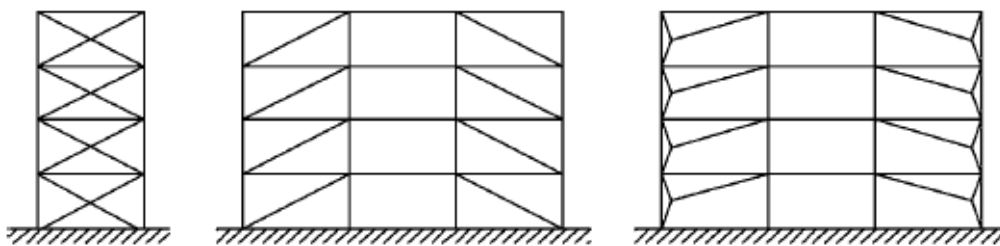
α_1 συντελεστής επαύξησης σεισμικών φορτίων για τη δημιουργία της πρώτης πλαστικής άρθρωσης οπουδήποτε στο φορέα

Ο EN1998-1 κατατάσσει τους φορείς βάση του κυρίως συστήματος παραλαβής σεισμικών (οριζοντίων) φορτίων στις εξής κατηγορίες:

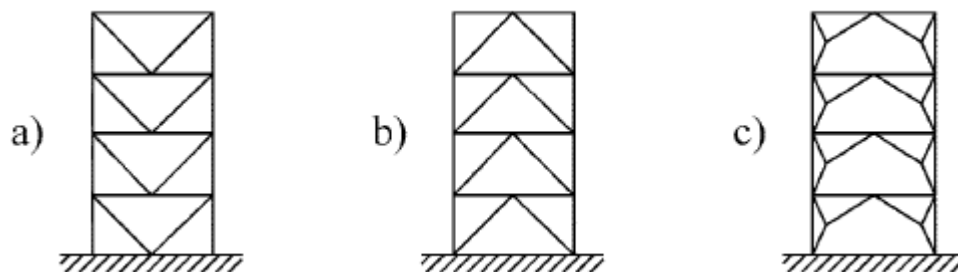
- α) Πλαίσια παραλαβής ροπών: οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται από μέλη με καμπτική λειτουργία
- β) Πλαίσια με έκκεντρους κατακόρυφους συνδέσμους: οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται από μέλη με αξονική λειτουργία (εφελκόμενα και θλιβόμενα) αλλά λόγω εκκεντρότητας δημιουργούνται ζώνες απορρόφησης ενέργειας μέσω ανακυκλικής κάμψης ή τέμνουσας
- γ) Πλαίσια με μη-έκκεντρους κατακόρυφους συνδέσμους: οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται από τις διαγωνίους με αξονική λειτουργία (κυρίως εφελκυσμός)
- δ) Φορείς ανεστραμμένου εκκρεμούς: η απορρόφηση ενέργειας γίνεται στη βάση των υποστυλωμάτων. Αφορά σε φορείς που τουλάχιστον το 50% της μάζας τους βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους τους
- ε) Φορείς με πυρήνα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα: η απορρόφηση ενέργειας γίνεται μέσω πυρήνων ή τοιχωμάτων Ω/Σ
- στ) Μεικτά πλαίσια παραλαβής ροπών: πλαίσιακή λειτουργία με μη έκκεντρους συνδέσμους
- ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις



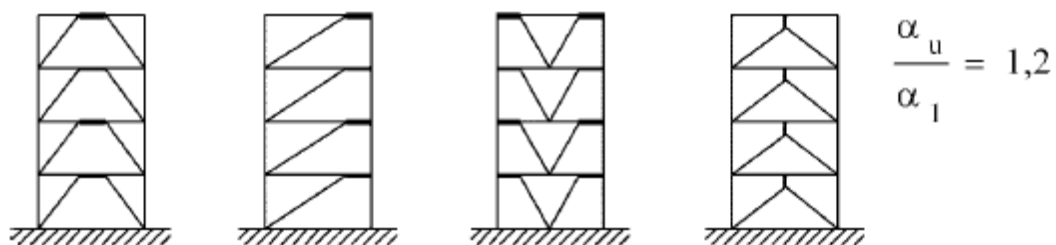
Σχήμα 6.1 του EN1998-1: Πλαίσια παραλαβής ροπών



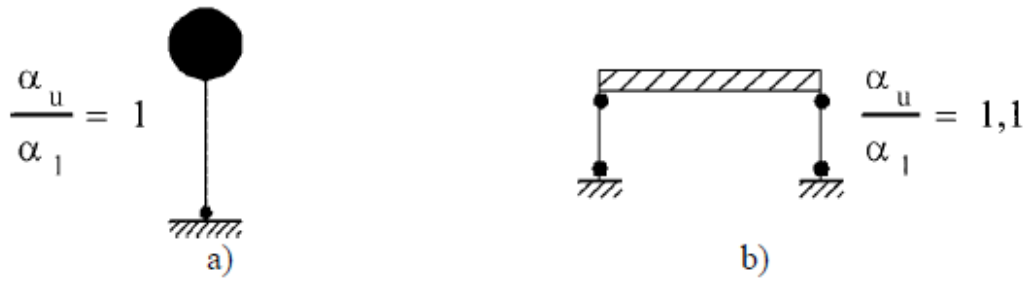
Σχήμα 6.2 του EN1998-1: Πλαίσια με μη-έκκεντρους κατακόρυφους συνδέσμους



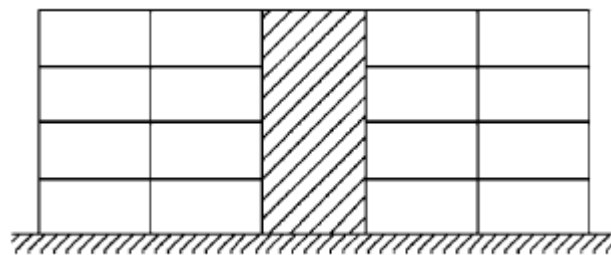
Σχήμα 6.3 του EN1998-1: Πλαίσια με μη-έκκεντρους κατακόρυφους συνδέσμους τύπου V ή Δ



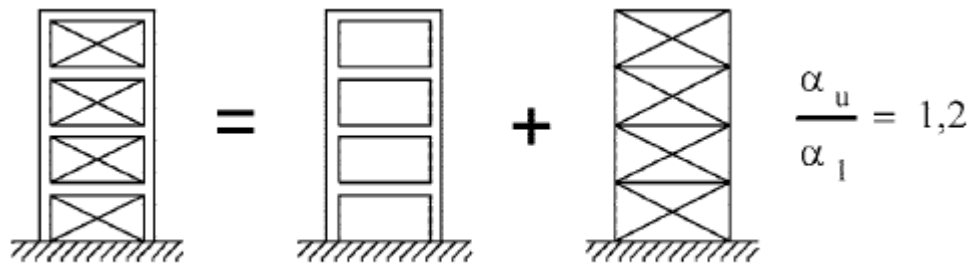
Σχήμα 6.4 του EN1998-1: Πλαίσια με έκκεντρους κατακόρυφους συνδέσμους



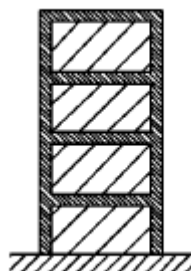
Σχήμα 6.5 του EN1998-1: Παραδείγματα φορέων ανεστραμμένου εκκρεμούς



Σχήμα 6.6 του EN1998-1: Φορείς με πυρήνα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα

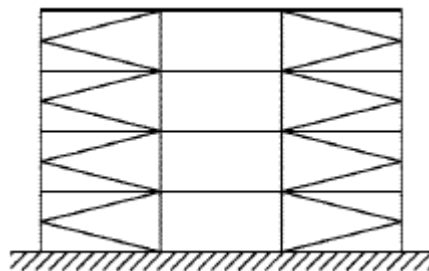


Σχήμα 6.7 του EN1998-1: Μεικτά πλαίσια παραλαβής ροπών



Σχήμα 6.8 του EN1998-1: Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις

Στα πλαίσια παραλαβής ροπών οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας εντοπίζονται σε πλαστικές αρθρώσεις στις δοκού ή στους κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων μέσω κυκλικής κάμψης ή/και στις βάσεις υποστυλωμάτων, στην κεφαλή υποστυλωμάτων πολυώροφων κατασκευών, στην κεφαλή και βάση υποστυλωμάτων μονώροφων κατασκευών όπου $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$. Σε πλαίσια με μη έκκεντρους κατακόρυφους συνδέσμους τύπου V η απορρόφηση ενέργειας γίνεται τόσο από τις εφελκυσόμενες όσο και από τις θλιβόμενες διαγωνίους, αρκεί αυτές να συντρέχουν σε συνεχόμενη δοκό. Στα πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους πρέπει να διασφαλίζεται ότι όλοι οι σύνδεσμοι να είναι ενεργοί. Για να κατηγοριοποιήσουμε συστήματα ανεστραμμένου εκκρεμούς ως πλαίσια παραλαβής ροπών πρέπει να εξασφαλίζεται η συμμετοχή άνω του ενός υποστυλωμάτων στην παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων και σε κάθε ένα από αυτά να ισχύει ότι $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$. Κατακόρυφοι σύνδεσμοι τύπου K των οποίων οι άξονες συντρέχουν σε υποστύλωμα δεν θα πρέπει να χρησιμοποιούνται.



**Σχήμα 6.9 του EN1998-1: Πλαίσιο με κατακόρυφους συνδέσμους τύπου K
(δεν χρησιμοποιείται)**

Σε περίπτωση που ο φορέας δεν είναι κανονικός καθ' ύψος τότε οι τιμές του Πίνακα 6.2 μειώνονται κατά 0,20%. Για κανονικούς σε κάτοψη φορείς μπορεί να χρησιμοποιηθούν προσεγγιστικές τιμές του λόγου a_u/a_1 όπως φαίνεται στα άνω σχήματα. Για μη κανονικούς σε κάτοψη φορείς η προσεγγιστική τιμή λαμβάνεται ως η μέση τιμή της μονάδας (1,0) και της τιμής των άνω σχημάτων. Η μέγιστη τιμή του λόγου a_u/a_1 δεν θα πρέπει να ξεπερνά το 1,6 εκτός των περιπτώσεων που υπολογίζεται με ακρίβεια με τη μέθοδο φασματικής ικανότητας (pushover analysis).

Ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής κατηγοριοποιούνται και οι διατομές των μελών αυτής ως εξής (λαμβάνονται από πίνακες πρότυπων διατομών και η τελική κατηγορία):

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

3

Έλεγχοι κατά EC

Όπως προ-αναφέρθηκε οι φορείς σχεδιάζονται με γνώμονα την ασφάλεια έναντι καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας. Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει μια περιληπτική αναφορά στους έλεγχους που πρέπει να πραγματοποιούνται σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Για τον προσδιορισμό της αντοχής σχεδιασμού R_d , οι χαρακτηριστικές τιμές αντοχής R_k διαιρούνται με επιμέρους συντελεστές ασφαλείας υλικού γ_M , ανάλογα με την εξεταζόμενη μορφή αστοχίας:

Μορφή αστοχίας	Επιμέρους συντελεστής	Τιμές Εθνικού Προσαρτήματος
Διαρροή	γ_{M0}	1,00
Απώλεια ευστάθειας	γ_{M1}	1,00
Εφελκυστική θραύση	γ_{M2}	1,25

3.1 Έλεγχος Διατομών σε ΟΚΑ

3.1.1 Αντοχή διατομών

Σύμφωνα με τον EN1993 ο προσδιορισμός των τιμών αντοχής σχεδιασμού των διατομών γίνεται βάση κατάταξης αυτών. Οι διατομές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες, ανάλογα με τη ροπή αντοχής, τη στρωφική ικανότητα και την αντοχή σε λυγισμό. Για να εξασφαλιστεί η απαραίτητη στρωφική ικανότητα, πρέπει οι ακραίες ίνες μιας διατομής να μπορούν να παραμορφωθούν χωρίς μείωση της αντοχής. Έτσι έχουμε τις εξής κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους
- Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Κατηγορία	Ροπή αντοχής	
1 και 2	πλαστική ροπή	$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$
3	ελαστική ροπή	$M_{el} = W_{el} \cdot f_y$
4	ροπή τοπικού λυγισμού	$M_0 < M_{el}$

Ροπές αντοχής ανά κατηγορία διατομής

Η κατηγορία στην οποία ανήκει μια διατομή εξαρτάται από τη γεωμετρία της και από τη φόρτιση που επιβάλλεται σε αυτή. Κάθε διατομή συντίθεται από διάφορα πλακοειδή στοιχεία, όπως ο κορμός και τα πέλματα, τα οποία μπορεί να ανήκουν καθένα σε διαφορετική κατηγορία αλλά η κατάταξη της διατομής γίνεται με τη δυσμενέστερη εκ των θλιβομένων στοιχείων. Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία λαμβάνονται από τους εξής πίνακες:

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

Πίνακας 5.2 του EN1993-1 (1 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Προεξέχοντα πέλματα

Ελατές διατομές

Συγκολλητές διατομές

Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Πίνακας 5.2 του EN1993-1 (2 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)

Γωνιακά

Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία

Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
<p>Σωληνωτές διατομές</p>						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71
	ϵ^2	1.00	0.85	0.66	0.56	0.51

Πίνακας 5.2 του EN1993-1 (3 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Ελαστικός έλεγχος επιτρέπεται για όλες τις κατηγορίες διατομών (για διατομές κατηγορίας 4 οι τάσεις προσδιορίζονται με βάση τις ιδιότητες των ενεργών διατομών) χρησιμοποιώντας το παρακάτω κριτήριο διαρροής:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad 4$$

όπου:

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

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

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

Η πλαστική αντοχή των διατομών θα πρέπει να υπολογίζεται βρίσκοντας μια κατανομή τάσεων που να είναι σε ισορροπία με τα εντατικά μεγέθη χωρίς να υπάρχει υπέρβαση της τάσης διαρροής και να είναι συμβατή με τις αντίστοιχες πλαστικές παραμορφώσεις. Ως μία συντηρητική προσέγγιση για όλες τις κατηγορίες διατομών, μπορεί να χρησιμοποιείται μία γραμμική άθροιση των βαθμών αξιοποίησης για κάθε συνισταμένη τάση. Για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 που υπόκεινται στο συνδυασμό των N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$, αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί χρησιμοποιώντας το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

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

⁴ Ο έλεγχος σύμφωνα με τη σχέση αυτή μπορεί να είναι συντηρητικός καθώς αποκλείει μερική πλαστική κατανομή τάσεων, η οποία επιτρέπεται σε ελαστικό σχεδιασμό. Έτσι πρέπει να εκτελείται μόνο όπου η αλληλεπίδραση με βάση τις αντοχές N_{Rd} , M_{Rd} , V_{Rd} δεν μπορεί να εκτελεσθεί.

3.1.2 Εφελκυσμός

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

όπου η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό $N_{t,Rd}$ λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

- την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

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

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Όταν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός σύμφωνα με τον EN 1998, η πλαστική αντοχή σχεδιασμού $N_{pl,Rd}$ πρέπει να είναι μικρότερη από την οριακή αντοχή της καθαρής διατομής στις οπές κοχλιών $N_{u,Rd}$.

3.1.3 Θλίψη

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε θλίψη $N_{c,Rd}$ καθορίζεται ως εξής:

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

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

3.1.4 Ροπή κάμψης

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου η $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών αλλά μπορούν να αγνοούνται εφόσον ισχύει ότι για το εφελκόμενο πέλμα:

$$\frac{A_{f,net} 0,9 f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f f_y}{\gamma_{M0}}$$

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί **ένα** κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

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

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

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

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

3.1.5 Τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$. Για ελαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η ελαστική διατμητική αντοχή. Όταν δεν έχουμε στρέψη η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

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

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης. Στην παράγραφο 6.2.6 του EN1993-1-1 περιγράφονται τιμές της A_v για διάφορες διατομές.

3.1.6 Στρέψη

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

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0$$

όπου T_{Rd} είναι η αντοχή της διατομής σε στρέψη. Η ολική στρεπτική ροπή T_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να θεωρείται ως το άθροισμα δύο εσωτερικών ροπών:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

όπου:

$T_{t,Ed}$ είναι η εσωτερική ροπή στρέψης κατά Saint Venant

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

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

3.1.7 Κάμψη και διάτμηση

Όταν υπάρχει διατμητική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής. Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής. Διαφορετικά, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή

σχεδιασμού της διατομής, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή διαρροής $(1 - \rho) \cdot f_y$ για την επιφάνεια διάτμησης όπου:

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

ενώ όταν υπάρχει στρέψη:

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$$

αλλά ισούται με το 0 για $V_{Ed} \leq 0,5V_{pl,T,Rd}$. Η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί εναλλακτικά να λαμβάνεται για I-διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

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

όπου:

$M_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη

$$A_w = h_w \cdot t_w$$

3.1.8 Κάμψη και αξονική δύναμη

- Διατομές κατηγορίας 1 και 2

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

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

όπου $M_{N,Rd}$ είναι η μειωμένη λόγω αξονικής δύναμης N_{Ed} πλαστική ροπή αντοχής. Στην παράγραφο 6.2.9.1 του EN1993-1-1 ορίζεται η $M_{N,Rd}$ για διάφορους τύπους διατομών και περιπτώσεων. Σε περίπτωση διαξονικής κάμψης η σχέση έχει ως εξής:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

όπου οι εκθέτες α και β είναι σταθερές που συντηρητικά λαμβάνονται ως μονάδα.

- Διατομές κατηγορίας 3

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

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

- Διατομές κατηγορίας 4

Ισχύει ότι και για την κατηγορία 3, χρησιμοποιώντας όμως τις ενεργές διατομές και επιπλέον πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο:

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

όπου:

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

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

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

3.1.9 Κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη

Όπου τέμνουσα και αξονική δύναμη είναι παρούσες, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδραση τόσο της τέμνουσας όσο και της αξονικής δύναμης στη ροπή αντοχής. Υπό την προϋπόθεση ότι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} δεν υπερβαίνει το 50% της πλαστικής αντοχής σε διάτμηση $V_{pl,Rd}$, δεν χρειάζεται να γίνει μείωση των αντοχών εκτός όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής. Όπου το V_{Ed} υπερβαίνει το 50% της $V_{pl,Rd}$, η αντοχή σχεδιασμού της διατομής στους συνδυασμούς της ροπής και της αξονικής δύναμης πρέπει να

υπολογίζεται χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή διαρροής για την επιφάνεια της διάτμησης.

3.2 Αντοχή σε λυγισμό

3.2.1 Μέλη σταθεράς διατομής υπό θλίψη

3.2.1.1 Αντοχή σε λυγισμό

Τα θλιβόμενα μέλη ελέγχονται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

όπου:

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

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

Ανάλογα με την κατηγορία διατομής η αντοχή $N_{b,Rd}$ λαμβάνεται ως εξής:

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

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

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού και καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

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

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

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

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

όπου:

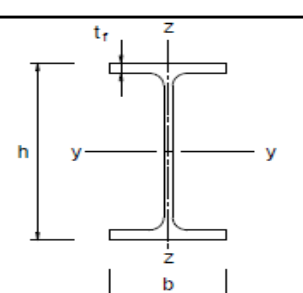
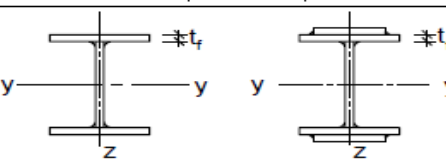
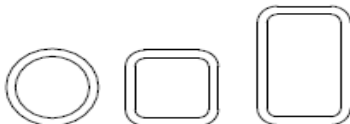
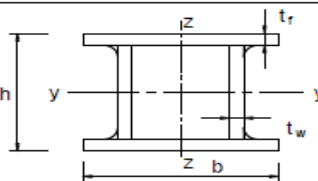
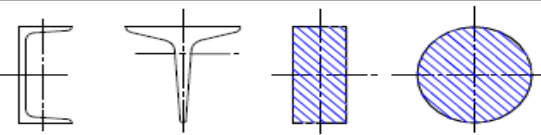
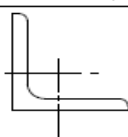
α είναι ένας συντελεστής ατελειών

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

Ο συντελεστής ατελειών λαμβάνεται από τους εξής πίνακες:

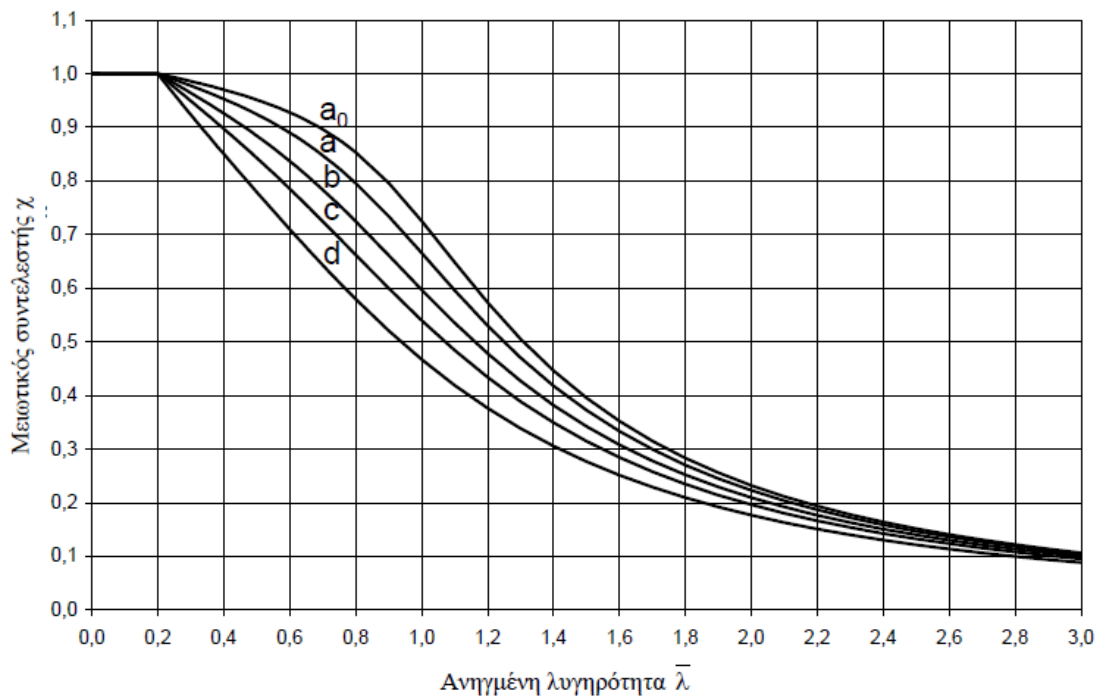
Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 6.1 του EN1993-1-1: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελατές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	a_0 a_0
			y-y z-z	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			y-y z-z	d c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	
Κοιλές Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a_0
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
Συγκολλητές κβητοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
U-, I- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	c	c
L-διατομές 		Κάθε	b	b

Πίνακας 6.2 του EN1993-1-1: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Ο μειωτικός συντελεστής χ για την κατάλληλη ανοιγμένη λυγηρότητα μπορεί να λαμβάνεται από το εξής σχήμα:



Σχήμα 6.4 του EN1993-1-1: Καμπύλες λυγισμού

3.2.1.2 *Ανοιγμένη λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό*

Η ανοιγμένη λυγηρότητα δίνεται από τις εξής σχέσεις (Για καμπτικό λυγισμό η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού πρέπει να καθορίζεται από τον Πίνακα 6.2):

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

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

όπου:

L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

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

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

3.2.1.3 Λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Για μέλη με ανοιχτές διατομές πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο η αντοχή του μέλους σε στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό να είναι μικρότερη από την αντοχή του σε καμπτικό λυγισμό. Για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να καθορίζεται από τον Πίνακα 6.2 θεωρώντας αυτήν που σχετίζεται με τον άξονα z. Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_T$ για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

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

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

όπου:

$$N_{cr} = N_{cr,TF} \text{ αλλά } N_{cr} < N_{cr,T}$$

$N_{cr,TF}$ είναι η ελαστική δύναμη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$N_{cr,T}$ είναι η ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού

3.2.2 Μέλη σταθεράς διατομής υπό κάμψη

3.2.2.1 Αντοχή σε λυγισμό

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

όπου:

M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό

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

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

όπου:

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό

W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

– $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

– $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3

– $W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

Η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT} , πρέπει να καθορίζεται από (εκτός αν καθορίζεται διαφορετικά χ_{LT} για ελατές ή συγκολλητές διατομές):

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

όπου:

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

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών (λαμβάνεται από τον πίνακα 6.3)

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

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού η οποία βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις

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

Πίνακας 6.3 του EN1993-1-1: Συνιστώμενες τιμές των συντελεστών ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

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

Πίνακας 6.4: Σύσταση για την επιλογή καμπύλης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Για ελατές διατομές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές υπό κάμψη, οι τιμές του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα μπορεί να καθορίζονται από:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^{-2}}} \text{ αλλά } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1,0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases}$$

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

Οι παρακάτω τιμές προτείνονται για ελατές διατομές ή ισοδύναμες συγκολλητές:

$\lambda_{LT,0} = 0,4$ (μέγιστη τιμή)

$\beta = 0,75$ (ελάχιστη τιμή)

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

Πίνακας 6.5 του EN1993-1-1: Σύσταση για την επιλογή της καμπύλης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για την άνω εξίσωση

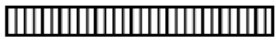
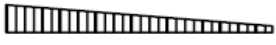


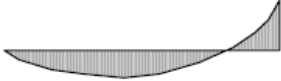



Για να ληφθεί υπόψη η κατανομή της ροπής μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων των μελών, ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} μπορεί να τροποποιηθεί ως εξής:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} \quad \text{αλλά } \chi_{LT,mod} \leq 1$$

Για το f συνιστώνται οι παρακάτω ελάχιστες τιμές:

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c)[1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2] \quad \text{αλλά } f \leq 1,0$$

όπου το k_c είναι διορθωτικός συντελεστής ο οποίος λαμβάνεται από τον εξής πίνακα:

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

Πίνακας 6.6 του EN 1993-1-1: Διορθωτικοί Συντελεστές k_c

Στην παράγραφο 6.3.2.4 του EN1993-1-1 δίνονται και απλοποιημένες μέθοδοι υπολογισμού για δοκούς με πλευρικές στηρίξεις.

3.2.3 Μέλη σταθεράς διατομής υπό κάμψη και αξονική θλίψη

Εκτός εάν εκτελείται ανάλυση δεύτερης τάξης χρησιμοποιώντας τις ατέλειες, η ευστάθεια μελών σταθεράς διατομής διπλής συμμετρίας, που δεν είναι ευαίσθητη σε στρεπτικές παραμορφώσεις, πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω παραγράφους, όπου διάκριση γίνεται μεταξύ:

– μελών που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. κοίλες κυκλικές διατομές ή διατομές όπου η στρέψη παρεμποδίζεται

– μελών που είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. μέλη με ανοιχτές διατομές, στα οποία δεν παρεμποδίζεται η στρέψη

Επιπρόσθετα, η αντοχή των διατομών σε κάθε άκρο του μέλους πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις για αντοχή των διατομών (ΟΚΑ). Για μέλη δομικών συστημάτων ο έλεγχος αντοχής μπορεί να γίνεται βασιζόμενος στα μεμονωμένα μέλη ενός ανοίγματος, θεωρούμενα αποκομμένα από το σύστημα. Επιδράσεις δεύτερης τάξης του μεταθετού συστήματος (P-Δ επιδράσεις) πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, είτε μέσω των ακραίων ροπών του μέλους είτε μέσω των κατάλληλων μηκών λυγισμού αντίστοιχα. Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν τις εξής σχέσεις:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

όπου:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα

χ_y and χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης και εξαρτώνται από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Πίνακας 6.7 του EN1993-1-1: Τιμές για $N_{RK} = f_y A_i$, $M_{i,RK} = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$

Όπου δεν δύναται να εφαρμοστούν οι παραπάνω μέθοδοι, ο EN1993-1-1 στην παράγραφο 6.3.4 επιτρέπει τον έλεγχο αντοχής σε καμπτικό και στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό για δομικά στοιχεία τέτοια όπως:

– μεμονωμένα μέλη, σύνθετης διατομής ή μη, σταθερής διατομής ή μη, με σύνθετες συνθήκες στήριξης ή μη

– επίπεδα πλαίσια ή τμήματα πλαισίων που αποτελούνται από τέτοια μέλη

τα οποία υπόκεινται σε θλίψη και / ή μονοαξονική κάμψη στο επίπεδο, αλλά τα οποία δεν περιέχουν στρεφόμενες πλαστικές αρθρώσεις. Επίσης επιτρέπει το σχεδιασμό των φορέων με πλαστική ανάλυση υπό την προϋπόθεση ότι ο στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός παρεμποδίζεται με τους παρακάτω τρόπους:

α) εξασφαλίσεις σε θέσεις "στρεφόμενων" πλαστικών αρθρώσεων

β) έλεγχος ευσταθούς τμήματος μεταξύ τέτοιων διαδοχικών αντιστηρίξεων και άλλων πλευρικών στηρίξεων

4

Φορτία Φορέα, Ανάλυση & Έλεγχος

Σε αυτό το κεφάλαιο εφαρμόζονται οι Ευρωκώδικες στο φορέα μας. Θα γίνει υπολογισμός των φορτίων, έλεγχοι και διαστασιολόγηση, αντισεισμικός σχεδιασμός και κατόπιν παρουσίαση των αποτελεσμάτων. Τα γραφικά αποτελέσματα παραθέτονται στο παράρτημα Α.

4.1 Δράσεις

Οι συνδυασμοί των δράσεων στο φορέα είναι οι εξής:

A/A	Όνομα	Περιγραφή συνδυασμού
ΣΦ1	$1.35G + 1.50*0.7Q$	$1.35*G + 1.05*Q$
ΣΦ2	$1.35G + 1.50*0.7QA$	$1.35*G + 1.05*Qa$
ΣΦ3	$1.35G + 1.50*0.7QB$	$1.35*G + 1.05*Qb$
ΣΦ4	$\xi*1.35G + 1.50Q$	$1.15*G + 1.50*Q$
ΣΦ5	$\xi*1.35G + 1.50QA$	$1.15*G + 1.50*Qa$
ΣΦ6	$\xi*1.35G + 1.50QB$	$1.15*G + 1.50*Qb$
ΣΦ7	$\xi*1.35[G+I(+x)]+1.50Q+1.50*0.5S$	$1.15*G + 1.50*Q + 1.15*I[+x] + 0.75*S \quad \gamma q*\psi$
ΣΦ8	$\xi*1.35[G+I(+x)]+1.50S+1.50*0.7Q$	$1.15*G + 1.05*Q + 1.15*I[+x] + 1.50*S \quad \gamma q*\psi$
ΣΦ9	$1.35*[G+I(+x)]+1.50*0.7Q+1.50*0.5S$	$1.35*G + 1.05*Q + 1.35*I[+x] + 0.75*S \quad \gamma q*\psi$
ΣΦ10	$\xi*1.35[G+I(+z)]+1.50Q+1.50*0.5S$	$1.15*G + 1.50*Q + 1.15*I[+z] + 0.75*S \quad \gamma q*\psi$

ΣΦ11	$\xi \cdot 1.35[G+I(+z)]+1.50S+1.50 \cdot 0.7Q$	$1.15 \cdot G + 1.05 \cdot Q + 1.15 \cdot I[+z] + 1.50 \cdot S \quad \gamma q \cdot \psi$
ΣΦ12	$1.35 \cdot [G+I(+z)]+1.50 \cdot 0.7Q+1.50 \cdot 0.5S$	$1.35 \cdot G + 1.05 \cdot Q + 1.35 \cdot I[+z] + 0.75 \cdot S \quad \gamma q \cdot \psi$
ΣΦ13	$\xi \cdot 1.35[G+I(-x)]+1.50Q+1.50 \cdot 0.5S$	$1.15 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 1.15 \cdot I[-x] + 0.75 \cdot S \quad \gamma q \cdot \psi$
ΣΦ14	$\xi \cdot 1.35[G+I(-x)]+1.50S+1.50 \cdot 0.7Q$	$1.15 \cdot G + 1.05 \cdot Q + 1.15 \cdot I[-x] + 1.50 \cdot S \quad \gamma q \cdot \psi$
ΣΦ15	$1.35 \cdot [G+I(-x)]+1.50 \cdot 0.7Q+1.50 \cdot 0.5S$	$1.35 \cdot G + 1.05 \cdot Q + 1.35 \cdot I[-x] + 0.75 \cdot S \quad \gamma q \cdot \psi$
ΣΦ16	$\xi \cdot 1.35[G+I(-z)]+1.50Q+1.50 \cdot 0.5S$	$1.15 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 1.15 \cdot I[-z] + 0.75 \cdot S \quad \gamma q \cdot \psi$
ΣΦ17	$\xi \cdot 1.35[G+I(-z)]+1.50S+1.50 \cdot 0.7Q$	$1.15 \cdot G + 1.05 \cdot Q + 1.15 \cdot I[-z] + 1.50 \cdot S \quad \gamma q \cdot \psi$
ΣΦ18	$1.35 \cdot [G+I(-z)]+1.50 \cdot 0.7Q+1.50 \cdot 0.5S$	$1.35 \cdot G + 1.05 \cdot Q + 1.35 \cdot I[-z] + 0.75 \cdot S \quad \gamma q \cdot \psi$
ΣΦ19	$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$	$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q$
ΣΦ20	$G + \psi^2 \cdot Q$	$1.00 \cdot [G + \psi^2 \cdot Q]$

4.1.1 Μόνιμες δράσεις

- Ιδίο βάρος πλακών
πάχος πλάκας, $h = 0,10m$
 $q_{\pi\lambda} = 0,10m \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Επικάλυψη δαπέδων, $q_{\varepsilon\pi} = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Γραμμικό φορτίο περιμετρικών δοκών (τοιχοποιίας), $q_{\text{τοιχ}} = 3,6 \text{ kN/m}$
- Επιπλέον μόνιμα, $q_1 = 1,0 \text{ kN/m}^2$

Τα ίδια βάρη των πλακών, όπως και αυτά του χάλυβα, υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι επικαλύψεις και τα επιπλέον φορτία εφαρμόζονται επί των πλακών και μεταβιβάζονται στις δοκούς από το πρόγραμμα.

4.1.2 Μεταβλητές δράσεις

- Επιβαλλόμενα φορτία

Κάθε επίπεδο έχει και μια διαφορετική λειτουργία και ως εκ τούτου προκύπτουν διαφορετικά φορτία. Η επιλογή των φορτίων έγινε από τους πίνακες του EN1991-1:

Λειτουργία χώρου	Κατηγορία (πίνακας 6.1)	Φορτία (πίνακας 6.2)	
		q_k (kN/m ²)	Q_k (kN/m ²)
Γραφεία	B	2,0	2,0
Αμφιθέατρο	C2	5,0	4,0
Εστιατόρια, καφέ	C1	3,0	3,0

- Για μετακινήσιμα χωρίσματα ιδίου βάρους $\leq 1,0 \text{ kN/m}$, $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- Φορτία μηχανολογικού εξοπλισμού στη στέγη, $q_k = 0,20 \text{ kN/m}^2$
- Φορτίο στέγης (κατηγορία H), $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Οπότε τα φορτία ανά επίπεδο έχουν ως εξής:

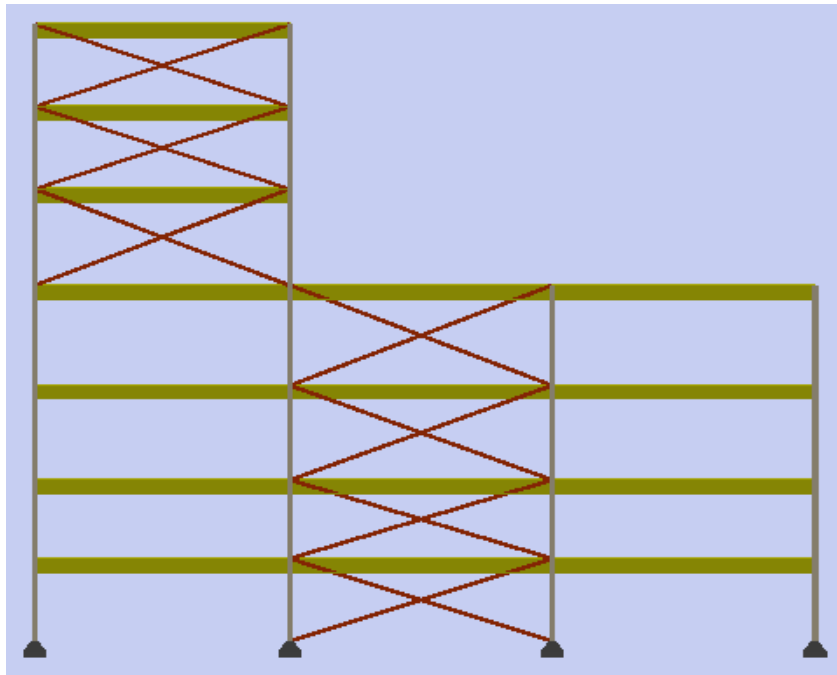
- Επίπεδο 1: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Επίπεδο 2: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Επίπεδο 3 (αμφιθέατρο): $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Επίπεδο 4: τόσο για το βατό δώμα όπου θα δημιουργηθούν καφετέριες⁵ όσο και για τους εσωτερικούς χώρους, $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Επίπεδο 5: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Επίπεδο 6: $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Επίπεδο 7 (μηχανολογικός εξοπλισμός και συντήρηση): $q_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

4.1.3 Φορτία ανέμου

Λόγω των μεγάλων αδρανειακών δυνάμεων της κατασκευής, η δυνάμεις που ασκούνται από άνεμο επί της κατασκευής θα βρίσκονται εντός της περιβάλλουσας οπότε αμελούνται στον υπολογισμό.

⁵ **Σημείωση:** στο επίπεδο 4 όπου θα δημιουργηθούν υπαίθρια καφετέρια και εστιατόριο, υποθέτουμε ότι θα λειτουργούν μόνο με καλές καιρικές συνθήκες. Υπό αυτή την προϋπόθεση το επιβαλλόμενο φορτίο θα είναι το μέγιστο ανάμεσα στο q_k και στο φορτίο χιονιού.

4.1.4 Φορτία Χιονιού



Στην περίπτωση του φορέα μας έχουμε δύο οριζόντιες στέγες, η μια σε επαφή με την άλλη, οπότε θα υπολογίσουμε δύο φορτία χιονιού, s_1 για την ψηλότερη και s_2 για την χαμηλότερη.

- Χαρακτηριστική τιμή χιονιού επί εδάφους
- Υψόμετρο πάνω από τη στάθμη θάλασσας, $A = 200\text{m}$
- Ζώνη B, $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$

$$\text{οπότε, } S_k = S_{k,0} [1 + (A/917)^2] = 0,8 [1 + (200/917)^2] = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

- **Φορτίο χιονιού S_1 ($b_1=11,67\text{m}$)**
- Κλίση στέγης $\alpha = 0^\circ$
- $\mu_1 = 0,8$
- Συντελεστής έκθεσης $C_e = 1$
- Θερμικός συντελεστής $C_t = 1$

$$\text{οπότε, } S_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,84 = 0,67 \text{ kN/m}^2$$

- **Φορτίο χιονιού S_2 ($b_2=24,33\text{m}$)**
 - Κλίση στέγης $\alpha = 0^\circ$
 - $\mu_1 = 0,8$
 - $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$
 - $\mu_s = 0$ επειδή $\alpha = 0^\circ$
 - $\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/S_k$, αλλά πρέπει $0,80 \leq \mu_w \leq 4,0$
 - $\mu_w = (11,67 + 24,33)/2 \cdot 12,68 = 1,42 < \gamma h/S_k = 30$
 - $\mu_2 = \mu_w = 1,42$
 - Συντελεστής έκθεσης $C_e = 1$
 - Θερμικός συντελεστής $C_t = 1$
- οπότε, $S_{2\alpha} = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,84 = 0,67 \text{ kN/m}^2$
- $$S_{2\beta} = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1,42 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,84 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

4.1.5 Σεισμικά Φορτία

- Δεδομένα:
- Το κτήριο βρίσκεται στο δήμο Αμαρουσίου οπότε στη Ζώνη I και $\alpha_{gR}/g = 0,16$
- Κατηγορία εδάφους B
- Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_1 = 1,0$
- Συντελεστής εδαφικής κατηγορίας $S = 1,20$
- $T_B = 0,15$ $T_C = 0,50$ $T_D = 2,50$
- $T_C = 0,50$
- Κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ)
- Στατικό σύστημα κατά x: Πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους
- Στατικό σύστημα κατά z: Πλαίσια ροπών πολλών ανοιγμάτων
- Το κτήριο είναι μη κανονικό σε κάτοψη
- Καθ ύψος στη διεύθυνση z-z κανονικό, όχι όμως και στη x-x:
 $(L - L_1)/L = (36 - 11,67)/36 = 0,68 > 0,3$ άρα ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά x-x απομειώνεται ($x_0,8$)
- Συντελεστής συμπεριφοράς οριζόντια $q_x = 0,8 \times 4,0 = 3,2$
- Συντελεστής συμπεριφοράς οριζόντια $q_z = 4,0$
- Συντελεστής συμπεριφοράς κατακόρυφα $q_n = 1,5$
-

Βάση του πίνακα 4.1 του EN1998-1 ο φορέας θα αναλυθεί με ιδιομορφική ανάλυση. Το συνολικό ποσοστό αθροίσματος ιδιομορφικών μαζών για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού πρέπει να είναι πάνω από το 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Στους παρακάτω πίνακες με έντονα γράμματα και σκίαση φαίνεται ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών που απαιτείται για τον υπολογισμό. Ωστόσο ζητήθηκε από το πρόγραμμα να υπολογίσει τις δώδεκα πρώτες ιδιομορφές. Οι ιδιομορφικές μάζες για όλες τις διευθύνσεις του σεισμού και οι ιδιοπερίοδοι φαίνονται στους παρακάτω πίνακες (μάζες ανά ιδιομορφή και αθροίσματα):

Ιδιομορφή	X-Διεύθ.	Y-Διεύθ.	Z-Διεύθ.	X-Ολική	Y-Ολική	Z-Ολική
1	2,1551	0,0000	62,1987	2,1551	0,0000	62,1987
2	60,1506	0,0000	3,7355	62,3057	0,0000	65,9342
3	16,4598	0,0000	5,2709	78,7655	0,0000	71,2052
4	8,1105	0,0000	5,5462	86,8760	0,0000	76,7514
5	2,1287	0,0000	0,0635	89,0047	0,0000	76,8149
6	0,1667	0,0000	9,6559	89,1715	0,0000	86,4708
7	2,3926	0,0000	0,0008	91,5641	0,0000	86,4716
8	3,8984	0,0000	0,0012	95,4625	0,0000	86,4728
9	1,2624	0,0000	0,0010	96,7248	0,0000	86,4738
10	0,0006	0,0000	7,7084	96,7255	0,0000	94,1822
11	0,4539	0,0000	0,0002	97,1794	0,0000	94,1825
12	0,9198	0,0000	0,0011	98,0992	0,0000	94,1836

Πίνακας 1α: Μετάθεση μάζας κατά +X

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Επιτάχυνση	Ποσοστό g
1	1,0977	0,67025	0,068
2	1,0397	0,70765	0,072
3	0,6804	1,08134	0,110
4	0,5759	1,27750	0,130
5	0,4385	1,47150	0,150
6	0,4198	1,47150	0,150
7	0,3251	1,47150	0,150
8	0,2843	1,47150	0,150
9	0,2617	1,47150	0,150
10	0,2305	1,47150	0,150
11	0,2187	1,47150	0,150
12	0,2059	1,47150	0,150

**Πίνακας 1β: Ιδιοπερίοδοι Φασματικές επιταχύνσεις
για διεύθυνση σεισμού 0° (+X)**

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Επιτάχυνση	Ποσοστό g
1	1,0977	0,53620	0,055
2	1,0397	0,56612	0,058
3	0,6804	0,86507	0,088
4	0,5759	1,02200	0,104
5	0,4385	1,17720	0,120
6	0,4198	1,17720	0,120
7	0,3251	1,17720	0,120
8	0,2843	1,17720	0,120
9	0,2617	1,17720	0,120
10	0,2305	1,17720	0,120
11	0,2187	1,17720	0,120
12	0,2059	1,17720	0,120

**Πίνακας 1γ: Ιδιοπερίοδοι Φασματικές επιταχύνσεις
για διεύθυνση σεισμού 90° (+X)**

Ιδιομορφή	X-Διεύθ.	Y-Διεύθ.	Z-Διεύθ.	X-Ολική	Y-Ολική	Z-Ολική
1	24,8871	0,0000	34,5791	24,8871	0,0000	34,5791
2	32,4765	0,0000	32,4746	57,3635	0,0000	67,0537
3	23,6089	0,0000	3,3600	80,9724	0,0000	70,4137
4	5,6711	0,0000	6,7465	86,6435	0,0000	77,1603
5	2,1716	0,0000	0,0629	88,8151	0,0000	77,2232
6	0,1540	0,0000	9,0016	88,9692	0,0000	86,2248
7	4,2535	0,0000	0,0727	93,2227	0,0000	86,2975
8	0,9305	0,0000	0,0001	94,1532	0,0000	86,2976
9	2,4844	0,0000	0,0005	96,6376	0,0000	86,2980
10	0,0095	0,0000	8,3549	96,6471	0,0000	94,6529
11	1,5718	0,0000	0,0050	98,2189	0,0000	94,6579
12	0,0644	0,0000	0,0303	98,2832	0,0000	94,6882

Πίνακας 2α: Μετάθεση μάζας κατά +Z

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Επιτάχυνση	Ποσοστό g
1	1,0937	0,67270	0,069
2	1,0560	0,69673	0,071
3	0,6802	1,08170	0,110
4	0,6102	1,20581	0,123
5	0,4644	1,47150	0,150
6	0,4125	1,47150	0,150
7	0,3114	1,47150	0,150
8	0,2893	1,47150	0,150
9	0,2718	1,47150	0,150
10	0,2311	1,47150	0,150
11	0,2136	1,47150	0,150
12	0,1891	1,47150	0,150

**Πίνακας 2β: Ιδιοπερίοδοι Φασματικές επιταχύνσεις
για διεύθυνση σεισμού 0° (+Z)**

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Επιτάχυνση	Ποσοστό g
1	1,0632	0,69202	0,071
2	1,0419	0,70617	0,072
3	0,7011	1,04945	0,107
4	0,6023	1,22149	0,125
5	0,4389	1,47150	0,150
6	0,4093	1,47150	0,150
7	0,3200	1,47150	0,150
8	0,2842	1,47150	0,150
9	0,2615	1,47150	0,150
10	0,2373	1,47150	0,150
11	0,2101	1,47150	0,150
12	0,1884	1,47150	0,150

**Πίνακας 2γ: Ιδιοπερίοδοι Φασματικές επιταχύνσεις
για διεύθυνση σεισμού 90° (+Z)**

Ιδιομορφή	X-Διεύθ.	Y-Διεύθ.	Z-Διεύθ.	X-Ολική	Y-Ολική	Z-Ολική
1	1,2415	0,0000	65,6487	1,2415	0,0000	65,6487
2	60,8278	0,0000	1,9563	62,0693	0,0000	67,6050
3	11,6926	0,0000	5,6162	73,7619	0,0000	73,2212
4	13,0135	0,0000	4,2835	86,7754	0,0000	77,5047
5	1,7715	0,0000	0,2125	88,5469	0,0000	77,7171
6	0,8187	0,0000	7,9760	89,3657	0,0000	85,6931
7	2,3660	0,0000	0,4089	91,7317	0,0000	86,1020
8	3,7694	0,0000	0,0024	95,5011	0,0000	86,1044
9	1,2434	0,0000	0,0108	96,7445	0,0000	86,1152
10	0,0031	0,0000	8,3644	96,7476	0,0000	94,4796
11	1,5462	0,0000	0,0035	98,2938	0,0000	94,4831
12	0,0014	0,0000	0,1101	98,2952	0,0000	94,5932

Πίνακας 3α: Μετάθεση μάζας κατά -X

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Επιτάχυνση	Ποσοστό g
1	1,0632	0,69202	0,071
2	1,0419	0,70617	0,072
3	0,7011	1,04945	0,107
4	0,6023	1,22149	0,125
5	0,4389	1,47150	0,150
6	0,4093	1,47150	0,150
7	0,3200	1,47150	0,150
8	0,2842	1,47150	0,150
9	0,2615	1,47150	0,150
10	0,2373	1,47150	0,150
11	0,2101	1,47150	0,150
12	0,1884	1,47150	0,150

**Πίνακας 3β: Ιδιοπερίοδοι Φασματικές επιταχύνσεις
για διεύθυνση σεισμού 0° (-X)**

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Επιτάχυνση	Ποσοστό g
1	1,0632	0,55361	0,056
2	1,0419	0,56494	0,058
3	0,7011	0,83956	0,086
4	0,6023	0,97719	0,100
5	0,4389	1,17720	0,120
6	0,4093	1,17720	0,120
7	0,3200	1,17720	0,120
8	0,2842	1,17720	0,120
9	0,2615	1,17720	0,120
10	0,2373	1,17720	0,120
11	0,2101	1,17720	0,120
12	0,1884	1,17720	0,120

**Πίνακας 3γ: Ιδιοπερίοδοι Φασματικές επιταχύνσεις
για διεύθυνση σεισμού 90° (-X)**

Ιδιομορφή	X-Διεύθ.	Y-Διεύθ.	Z-Διεύθ.	X-Ολική	Y-Ολική	Z-Ολική
1	0,7486	0,0000	65,9121	0,7486	0,0000	65,9121
2	66,6299	0,0000	0,4866	67,3785	0,0000	66,3987
3	7,2923	0,0000	6,6435	74,6708	0,0000	73,0422
4	12,4063	0,0000	4,2897	87,0770	0,0000	77,3319
5	0,0015	0,0000	6,9043	87,0785	0,0000	84,2362
6	2,6384	0,0000	1,8353	89,7169	0,0000	86,0714
7	1,3879	0,0000	0,2114	91,1048	0,0000	86,2828
8	5,1553	0,0000	0,0047	96,2601	0,0000	86,2876
9	0,5156	0,0000	0,0087	96,7758	0,0000	86,2962
10	0,0007	0,0000	8,3540	96,7765	0,0000	94,6502
11	0,5925	0,0000	0,0004	97,3690	0,0000	94,6506
12	0,7819	0,0000	0,0005	98,1509	0,0000	94,6511

Πίνακας 4: Μετάθεση μάζας κατά -Z

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Επιτάχυνση	Ποσοστό g
1	1,0781	0,68244	0,070
2	1,0218	0,72003	0,073
3	0,6924	1,06257	0,108
4	0,5671	1,29737	0,132
5	0,4153	1,47150	0,150
6	0,4108	1,47150	0,150
7	0,3356	1,47150	0,150
8	0,2821	1,47150	0,150
9	0,2484	1,47150	0,150
10	0,2315	1,47150	0,150
11	0,2147	1,47150	0,150
12	0,2038	1,47150	0,150

Πίνακας 4β: Ιδιοπερίοδοι Φασματικές επιταχύνσεις για διεύθυνση σεισμού 0° (-Z)

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Επιτάχυνση	Ποσοστό g
1	1,0781	0,54595	0,056
2	1,0218	0,57603	0,059
3	0,6924	0,85006	0,087
4	0,5671	1,03789	0,106
5	0,4153	1,17720	0,120
6	0,4108	1,17720	0,120
7	0,3356	1,17720	0,120
8	0,2821	1,17720	0,120
9	0,2484	1,17720	0,120
10	0,2315	1,17720	0,120
11	0,2147	1,17720	0,120
12	0,2038	1,17720	0,120

**Πίνακας 4β: Ιδιοπερίοδοι Φασματικές επιταχύνσεις
για διεύθυνση σεισμού 90° (-Z)**

4.1.6 Έλεγχος διαγωνίων

Οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται μόνο από τις εκάστοτε εφελκύμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβόμενων διαγωνίων. Σε κατασκευές με τρεις ή περισσότερους ορόφους ελέγχεται η ανηγμένη λυγηρότητα των διαγωνίων στους δύο άξονες της διατομής. Για τους διαγώνιους χιαστί συνδέσμους πρέπει να ισχύει $1.3 \leq \lambda \leq 2.0$ και υπολογίζεται από τον τύπο:

$$\bar{\lambda} = \frac{\ell}{\pi \cdot i} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

όπου:

i είναι η ακτίνα αδράνειας της διατομής

f_y το όριο διαρροής (275 N/mm²)

l το μήκος της διαγωνίου (υπολογίζεται με συντελεστή 1,00 επειδή δεν διασταυρώνονται οι χιαστοί)

E είναι το μέτρο ελαστικότητας (205000 N/mm²)

Επίπεδο	Διατομή	Ακτίνα αδρανείας (cm)	Αδιάστατη λυγηρότητα κατά X
1	SHS200x10	7,65	1,93
2	SHS200x10	7,65	1,92
3	SHS200x10	7,65	1,96
4	SHS200x10	7,65	1,97
5	SHS200x5	7,93	1,85
6	SHS180x10	7,11	2,00
7	SHS180x10	7,11	2,00

Οροφος	Z/X	Όνομα	Διατομή	Είδος μέλους	1,1 γων Ω
0	X	Δ16.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,42
	X	Δ17.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,51
	X	Δ18.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,12
	X	Δ25.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,14
1	X	Δ16.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,31
	X	Δ17.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,39
	X	Δ18.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	2,96
	X	Δ25.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	2,99
2	X	Δ16.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,82
	X	Δ17.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,92
	X	Δ18.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,36
	X	Δ25.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,38
3	X	Δ16.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	4,66
	X	Δ17.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	5,09
	X	Δ18.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	4,30
	X	Δ25.1	SHS200X10	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,97
4	X {Ωmin}	Δ63.1	SHS200X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	2,89
	X	Δ64.1	SHS200X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,20
	X	Δ65.1	SHS200X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	4,16
	X	Δ66.1	SHS200X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	4,67
5	X	Δ1.1	SHS180X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	5,03
	X	Δ2.1	SHS180X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	4,97
	X	Δ3.1	SHS180X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,64
	X	Δ4.1	SHS180X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	3,62
6	X	Δ5.1	SHS180X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	6,59
	X	Δ10.1	SHS180X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	6,62
	X {Ωmax}	Δ11.1	SHS180X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	8,71
	X	Δ13.1	SHS180X5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	8,68

Ικανοτικός σχεδιασμός μεταλλικών πλαισίων με συνδέσμους.

Z/X	1,1 γων Ωmin	1,1 γων Ωmax	Ωmax / Ωmin < 1.25
Z	0,00	0,00	0,000
X	2,89	8,71	3,014 ?

Στον άνω πίνακα βλέπουμε ότι υπάρχουν μεγάλες διαφορές μεταξύ ελαχίστων και μέγιστων υπεραντοχών. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι δεν θα έχουμε ομοιογένεια στην απορρόφηση ενέργειας από τις διαγωνίους.

4.1.7 Έλεγχος δοκών & υποστυλωμάτων

Στον παρακάτω πίνακα αναγράφονται ανά όροφο οι δυσμενέστεροι λόγοι ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά επίπεδο:

Όροφ. [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κατηγορία μελών	vy	vz	EC3(6.2) n+my+mz	EC3 (6.61) ny+myg+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz	Πρόταση Διατομής
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,12	0,53	0,51	0,62	HEM300
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	3		0,14	0,82	0,78	0,95	HEM650
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,26	0,02	0,56	0,74	0,39	HEA600
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA800	1	0,30	0,01	0,81	0,90	0,47	HEA800
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X10	1			0,44			SHS200X5
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,18		0,49	0,92	0,47	HEA400
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,15	0,62	0,57	0,61	HEM300
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	3		0,16	0,83	0,75	0,88	HEM650
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,26	0,04	0,56	0,75	0,39	HEA600
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA900	1	0,33	0,01	0,86	0,92	0,48	HEA900
1	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X10	1			0,47			SHS200X5
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,18		0,49	0,92	0,47	HEA400
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,14	0,59	0,48	0,55	HEM300
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	3		0,15	0,74	0,62	0,77	HEM600
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,26	0,04	0,56	0,75	0,39	HEA600
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA900	1	0,33	0,01	0,86	0,93	0,48	HEA900
2	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X10	1			0,41			SHS200X5
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,18		0,49	0,92	0,47	HEA400
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,12	0,51	0,40	0,46	HEM300
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	2		0,17	0,58	0,47	0,54	HEM550
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,27	0,07	0,53	0,73	0,38	HEA600
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA900	1	0,34	0,02	0,89	0,94	0,49	HEA900
3	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X10	1			0,35			SHS200X5
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,18	0,02	0,49	0,92	0,47	HEA400
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,15	0,52	0,37	0,35	HEM300
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	1		0,15	0,49	0,37	0,35	HEM450
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,26	0,03	0,58	0,76	0,39	HEA600
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,18	0,01	0,47	0,88	0,45	HEA400
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X5	1			0,48			SHS200X5
5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,15	0,42	0,30	0,23	HEM300
5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	1		0,12	0,33	0,25	0,19	HEM300
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS180X5	1			0,38			SHS180X5
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,26	0,03	0,57	0,75	0,39	HEA600
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,18	0,01	0,47	0,88	0,45	HEA400
6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,14	0,33	0,25	0,17	HEM280
6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	1		0,10	0,25	0,19	0,13	HEM300
6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS180X5	1			0,21			SHS180X5
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,25	0,03	0,26	0,51	0,26	HEA500
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,13	0,01	0,24	0,63	0,33	HEA320

4.1.8 Λοιποί γενικοί έλεγχοι

Έλεγχος περιορισμού στατικής εκκεντρότητας - EC8-1 §4.2.3.2(6) $\{0.30*r > |eo|\}$

Επίπεδο [']	Υψόμετρο οροφής [m]	$0.30*rI$ [m]	>	$ eoI $ [m]	$0.30*rII$ [m]	>	$ eoII $ [m]
7	27,30	9,38	>	1,98	12,95	?	31,69
6	23,30	9,38	>	1,90	13,01	?	31,94
5	19,30	9,38	>	1,89	13,01	?	31,94
4	14,62	9,78	>	9,41	12,32	?	28,76
3	9,76	9,80	>	9,63	12,30	?	28,67
2	5,17	9,80	>	9,63	12,30	?	28,67
1:ην	1,35	9,91	?	10,86	12,26	?	28,45

■ Το δόμημα δεν είναι κανονικό σε κάτοψη.

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

Κριτήρια κανονικότητας σε κάτοψη - EC8-1 §4.2.3.2

Έλεγχος στρεπτικής δυσκαμψίας ορόφων - EC8-1 §5.2.2.1(4)P $\{r > Is\}$

Επίπεδο [']	Υψόμετρο οροφής [m]	rI [m]	>	Is [m]	rII [m]	>	Is [m]
7	27,30	31,26	>	9,68	43,18	>	9,68
6	23,30	31,26	>	10,59	43,36	>	10,59
5	19,30	31,26	>	10,59	43,36	>	10,59
4	14,62	32,59	>	14,69	41,07	>	14,69
3	9,76	32,65	>	14,75	41,02	>	14,75
2	5,17	32,65	>	14,75	41,01	>	14,75
1:ην	1,35	33,03	>	14,88	40,86	>	14,88

■ Το δόμημα είναι στρεπτικά δύσκαμπτο.

Έλεγχος δύο πρώτων σημαντικών Ιδιομορφών αν είναι κυρίως μεταφορικές: $(PM1 > Is), (PM2 > Is)$

Επίπεδο	Is	Μετ.Μάζας [+X]		Μετ.Μάζας [+Z]		Μετ.Μάζας [-X]		Μετ.Μάζας [-Z]	
		PM1	PM2	PM1	PM2	PM1	PM2	PM1	PM2
7	9,68	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99
6	10,59	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99
5	10,59	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	99,99	98,83
4	14,69	99,99	52,32	99,99	56,90	99,99	75,72	99,99	60,41
3	14,75	99,99	53,61	99,99	60,75	99,99	82,22	99,99	62,39
2	14,75	99,99	50,48	99,99	61,64	99,99	79,49	99,99	58,72
1:ην	14,88	99,99	43,77	99,99	58,23	99,99	70,17	99,99	51,23

* ==> όπου: ? = μη πληρούμενο κριτήριο

Πλαστιμότητα καμπυλοτήτων μφ - EC8-1 §5.2.3.4(3)

Διεύθυνση σεισμού [-]	Βασική τιμή συντ. συμπεριφοράς q_0	Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος $T1$ [sec]	Δρώσα μάζα [%]	Φορέας [']	Πλαστιμότητα μφ [']	Επιταχύνσεις ελαστ. φάσμ. $Se(T1)$ [m/s ²]
Z	4,000	1,063	65,649	3	7,000	2,334
X	3,200	1,022	66,630	4	5,400	2,429

Ιδιοπερίοδος $T_c = 0,500$

Φαινόμενα 2ας τάξης EC8-1 §4.4.2.2(2) - Σεισμικός αρμός EC8-1 §4.4.2.7

Σχετική παραμόρφωση ορόφου EC8-1 §4.4.3.2 - Ποσοστό δυσκαμψίας Δευτερευόντων Σεισμικών μελών EC8-1 §4.2.2(4)

Επίπεδο [/]	Θήτα [/]	ds (X) [cm]	ds (Z) [cm]	Μέσο(drX)*v/h [/]	Μέσο(drZ)*v/h [/]	Κ-ΔΣΜ(X) [%]	Κ-ΔΣΜ(Z) [%]
7	0,026	15,13	10,84	0,0021	0,0010	0,00	0,00
6	0,044	12,66	10,15	0,0027	0,0016	0,00	0,00
5	0,053	9,13	8,99	0,0026	0,0021	0,00	0,00
4	0,055	5,65	7,14	0,0011	0,0017	0,00	0,00
3	0,075	4,32	5,01	0,0013	0,0019	0,00	0,00
2	0,081	2,88	2,86	0,0017	0,0018	0,00	0,00
1:ην	0,059	1,39	1,16	0,0015	0,0011	0,00	0,00

Σημείωση

* Τα θ , d_r , d_s έχουν υπολογιστεί με $d = q * d_e$ ($q_x = 3,20 / q_z = 4,00$). Συντελεστής μείωσης $v = 0,50$

* (d_s : Απόλυτες μετακινήσεις, d_r : Σχετικές μετακινήσεις).

* ΚΔΣΜ: Ακαμψία Δευτερευόντων μελών $\leq 15.0\%$

Συνοπτικά δεδομένα μελέτης

Οροφος [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	ΣΠΕΜ Δοκών nb	Συντ. Συνδυασμών ψ_2	Συντ. μεταβλ. δράσεων Φ	Συντ. εκκ/τας X Lz	Συντ. εκκ/τας Z Lx
6	27,30	1,000	0,300	0,500	0,050	0,050
5	23,30	1,000	0,300	0,500	0,050	0,050
4	19,30	1,000	0,300	0,500	0,050	0,050
3	14,62	1,000	0,300	0,500	0,050	0,050
2	9,76	1,000	0,300	0,500	0,050	0,050
1	5,17	1,000	0,300	0,500	0,050	0,050
0	1,35	1,000	0,300	0,500	0,050	0,050
-1	-2,65	1,000	0,300	0,500	0,050	0,050

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	283,32	80746,20
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	94,44	31448,52
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1495,73	305127,80
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA800	33,18	7432,32
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X10	203,83	11985,35
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1398,61	174826,00
7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA900	99,54	25084,08
8	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X5	50,24	1527,41
9	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS180X5	98,59	2691,50
10	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	----	3757,48	640869,10

4.2 Επίλυση με ΕΑΚ – Συνοπτικά αποτελέσματα

Λύνοντας τον ίδιο ακριβώς φορέα με ΝΕΑΚ παίρνουμε τα εξής αποτελέσματα:

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή ανά όροφο

Όροφ. [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κλάση μελών	vy	vz	Κ n+my+mz	ΚΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz	Πρόταση Διατομής
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,09	1,08	1,16	0,70	HEM800
0	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	3		0,11	0,90	1,10	0,74	-
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,27	0,02	0,82			HEA650
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA800	1	0,33	0,01	0,98			HEA800
0	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X10	1			0,56			SHS250X8
0	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,20		0,76			HEA360
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,13	1,79	1,80	0,51	-
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	3		0,17	2,01	2,11	0,62	-
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,27	0,04	0,82			HEA650
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA900	1	0,36	0,01	1,01			HEA1000
1	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X10	1			0,59			SHS250X8
1	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,20		0,76			HEA360
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,11	1,56	1,59	0,53	-
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	3		0,15	1,43	1,55	0,63	-
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,27	0,05	0,82			HEA650
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA900	1	0,36	0,01	1,01			HEA1000
2	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X10	1			0,52			SHS250X8
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,20		0,76			HEA360
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,13	2,30	2,32	1,22	-
3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	3		0,18	1,80	1,83	1,93	-
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,27	0,09	0,80			HEA650
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA900	1	0,37	0,03	1,03			HEA1000
3	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X10	1			0,44			SHS260X8
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,20	0,02	0,76			HEA360
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,11	1,69	1,72	0,53	-
4	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	3		0,12	1,59	1,66	1,44	-
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,27	0,03	0,84			HEA650
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,20	0,01	0,75			HEA360
4	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS200X5	3			0,57			SHS250X8
5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,14	1,93	1,94	0,38	-
5	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	3		0,10	1,43	1,44	0,31	-
5	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS180X5	2			0,44			SHS250X8
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,27	0,04	0,83			HEA650
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,20	0,01	0,75			HEA360
6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM600	1		0,14	0,36	0,37	0,31	HEM280
6	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM900	1		0,11	0,27	0,28	0,24	HEM300
6	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	SHS180X5	2			0,23			SHS250X8
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA700	1	0,25	0,04	0,55			HEA500
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA400	1	0,14	0,01	0,54			HEA320

4.3 Συμπεράσματα

Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των πινάκων για τις δυσμενέστερες ανά όροφο διατομές βλέπουμε ότι ο ΕΑΚ είναι αρκετά πιο συντηρητικός σε σχέση με τους Ευρωκώδικες. Αλλάζοντας τις διατομές με τις προτεινόμενες από το πρόγραμμα έχουμε μια αύξηση σε υλικό της τάξης του 4-5%. Επίσης ο έλεγχος λυγηρότητας των διαγωνίων με ΕΑΚ γίνεται με τον περιορισμό $\lambda \leq 1,50$ ενώ με τον EC8 ο αντίστοιχος έλεγχος απαιτεί $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$. Δηλαδή ο EC8 δείχνει μεγαλύτερη ανοχή και άρα οδηγεί σε σχεδιασμό μελών με μικρότερες διατομές. Οι Ευρωκώδικες προσαρμόζονται περισσότερο στον εκάστοτε φορέα δίνοντας κτήρια ασφαλέστερα στους σεισμούς, πιο λειτουργικά αλλά και οικονομικότερα σε σχέση με τους Ελληνικούς κανονισμούς. Η ασφάλεια επιτυγχάνεται με πιο αυστηρούς ελέγχους και αυξημένα επίπεδα εισαγόμενων σεισμικών δυνάμεων. Οι έλεγχοι κανονικότητας σε κάτοψη και καθ ύψος βοηθάνε στην προσαρμογή του συντελεστή συμπεριφοράς και στην επιλογή ανάλυσης ανάλογα με το φορέα και συμβάλλουν στην οικονομία της κατασκευής. Αν συγκρίνουμε τις σεισμικές δυνάμεις (διεύθυνση X) για τον φορέα μας μεταξύ των δύο κανονισμών έχουμε:

- Κατά EC8

$$\text{EC8: } S_d(T) = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

Αντικαθιστώντας: $S_d(T) = 1,00 \cdot 0,16 \cdot 1,20 \cdot (2,5/3,2) = 0,15g$

- Κατά ΕΑΚ

$$\text{ΕΑΚ: } R_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$$

Αντικαθιστώντας: $R_d(T) = 1,00 \cdot 0,16 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 2,5/3,5) = 0,11g$

Βλέπουμε λοιπόν αύξηση κατά 36% των σεισμικών δυνάμεων σε σχέση με τον ΕΑΚ. Παρόλο που ο φορέας μας έχει σχεδιαστεί για μεγαλύτερες σεισμικές δυνάμεις κατά EC8, είναι ωστόσο οικονομικότερος από την αντίστοιχη επίλυση με ΕΑΚ. Επιπλέον, αν είχε επιλεγθεί υψηλή κατηγορία πλαστιμότητας για το φορέα μας θα είχαμε καταλήξει σε υψηλότερο συντελεστή συμπεριφοράς λόγω συντελεστή υπεραντοχής (α_u/α_1) και άρα σε μειωμένες σεισμικές δυνάμεις. Σε υψηλότερη κατηγορία

πλαστιμότητας ωστόσο θα επιβαλλόντουσαν και έλεγχοι διάτμησης τοιχωμάτων καθώς και διάτμησης κόμβων που θα οδηγούσαν σε αυξημένες υποχρεώσεις του φορέα. Επίσης στον EC8 θα πρέπει να λαμβάνονται μέτρα ώστε να προκύπτουν στρεπτικά δύσκαμπτα συστήματα καθώς κατατάσσει τα εύκαμπτα σε ειδική κατηγορία δίνοντας συντελεστή συμπεριφοράς $q=2$ για ΚΠΜ και $q=3$ για ΚΠΥ επιβαρύνοντας τα. Επιπλέον ο EC8 επιτρέπει το χαρακτηρισμό ορισμένων μελών ως δευτερευόντως σεισμικών προσφέροντας έτσι μια διέξοδο στις αυστηρές απαιτήσεις του. Συμπερασματικά η πολυπλοκότητα των Ευρωκωδίκων στα χέρια του έμπειρου μελετητή μπορεί να δώσει πολύ καλύτερα αποτελέσματα στην ασφάλεια λειτουργικότητα και οικονομία από τους αντίστοιχους Ελληνικούς κανονισμούς.

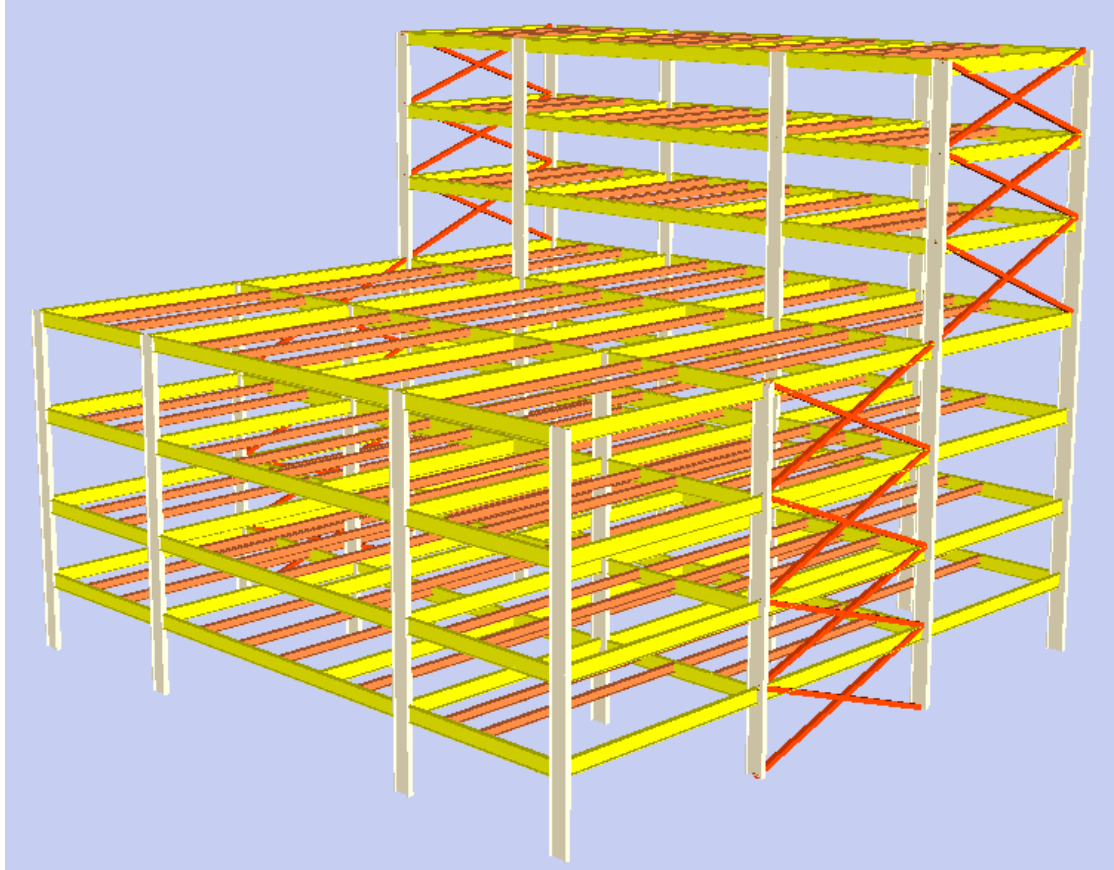
5

Βιβλιογραφία

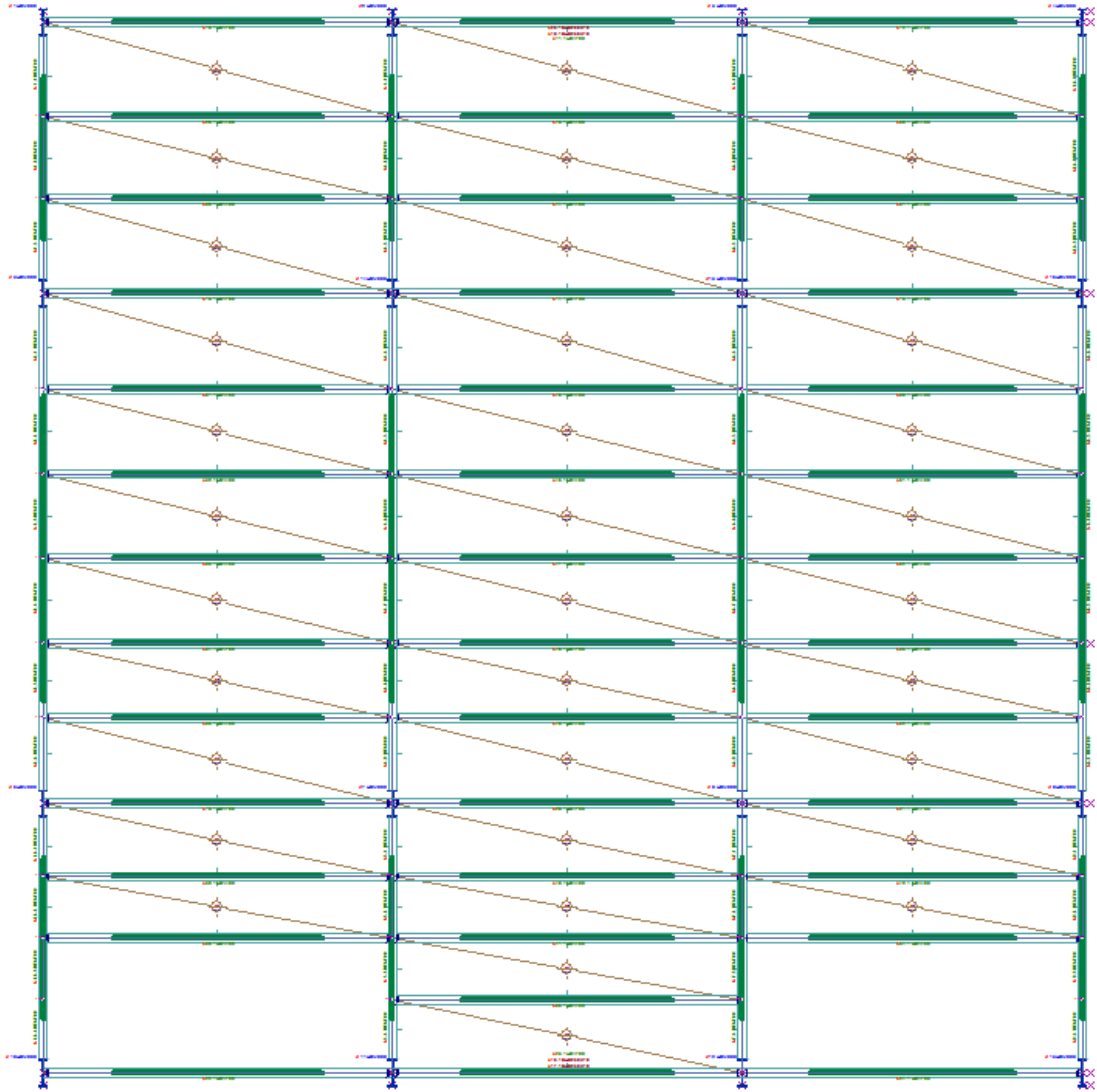
1. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005
2. Βάγιας Ι, «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2010
3. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2003
4. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005
5. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005
6. Ερμόπουλος Ι.. Στοιχεία σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών, 2000
7. Ερμόπουλος Ι. «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». 2η Έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005.
8. Καρύδη Π. Γ.. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας». Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, 1996
9. Ευρωκώδικας 0: «Βάσεις σχεδιασμού», CEN, ENV 1990:2002
10. Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, ENV 1991-1:2002
11. Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, ENV 1991-1-3:2002
12. Ευρωκώδικας 1: «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράση του ανέμου, CEN, ENV 1991-1-4:2002

13. Ευρωκώδικας 3: «Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες, και κανόνες για κτίρια, CEN, ENV 1993-1-1
14. Ευρωκώδικας 8: «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, ENV 1998-1
15. LH Λογισμική, FESPA 10 «Ευρωκώδικες – Pushover, Επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς», Έκδοση 1.0.106, Αθήνα, Αύγουστος 2011
16. LH Λογισμική, FESPA 10 «Οδηγός μελέτης με EC2-EC8», Έκδοση 1.0.5, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα, Αύγουστος 2010
17. Σέξτος Α., «Η μετάβαση από τον ΕΑΚ2000 στον Ευρωκώδικα 8», Ημερίδα ΤΕΕ, Αγρίνιο, 2011

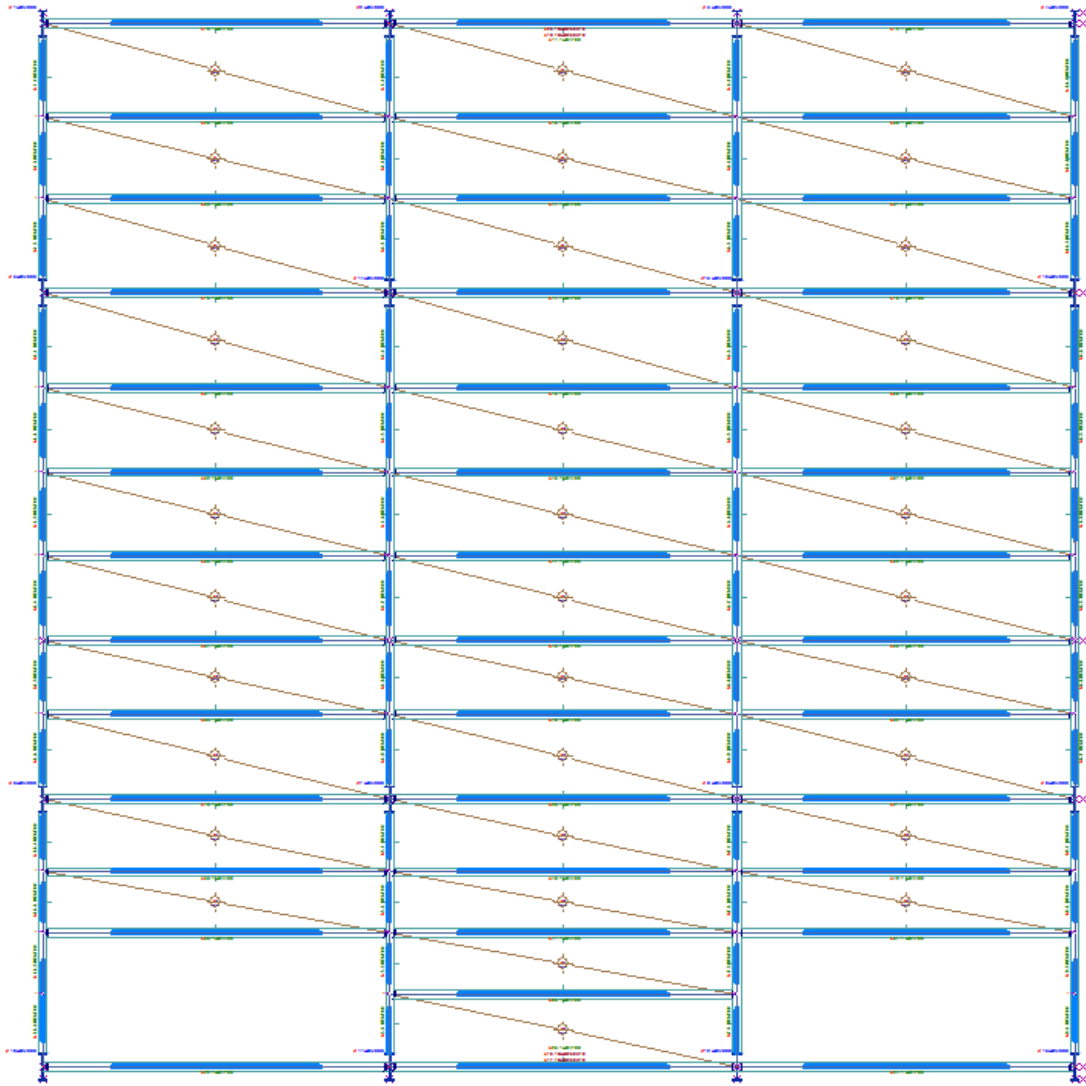
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α
ΓΡΑΦΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ FESPA



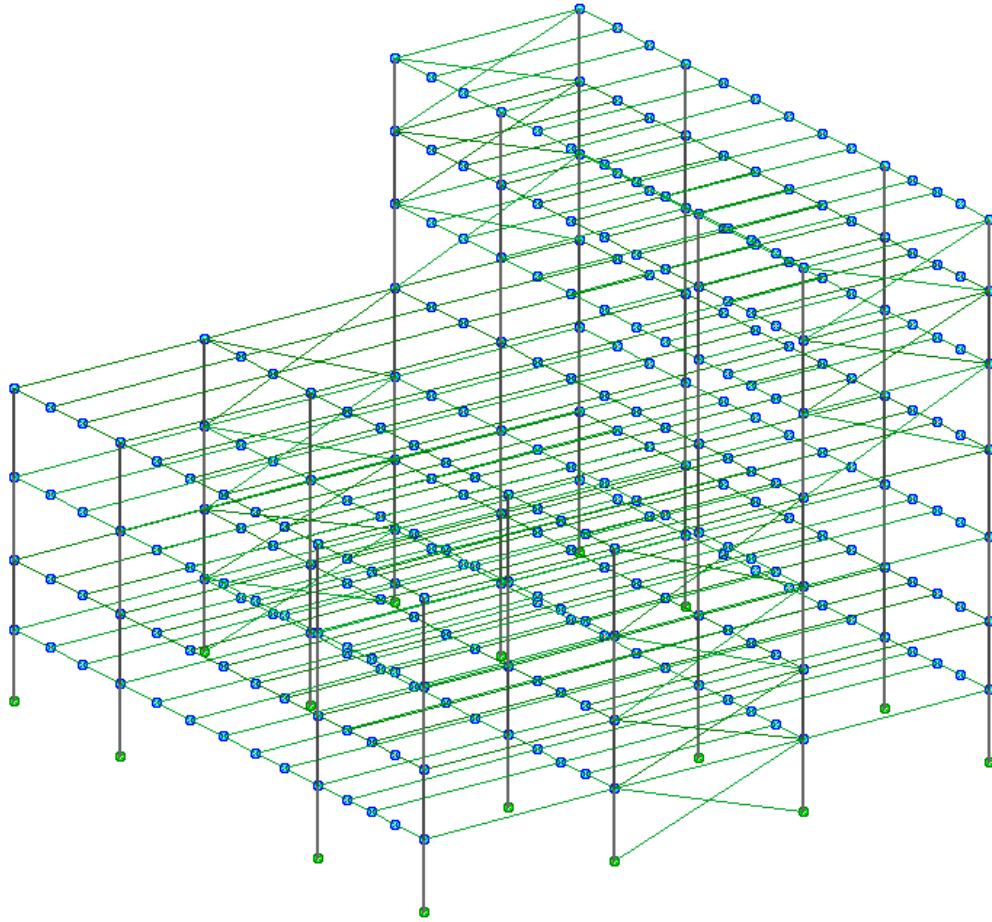
Α1 – Τρισδιάστατη απεικόνιση φορέα



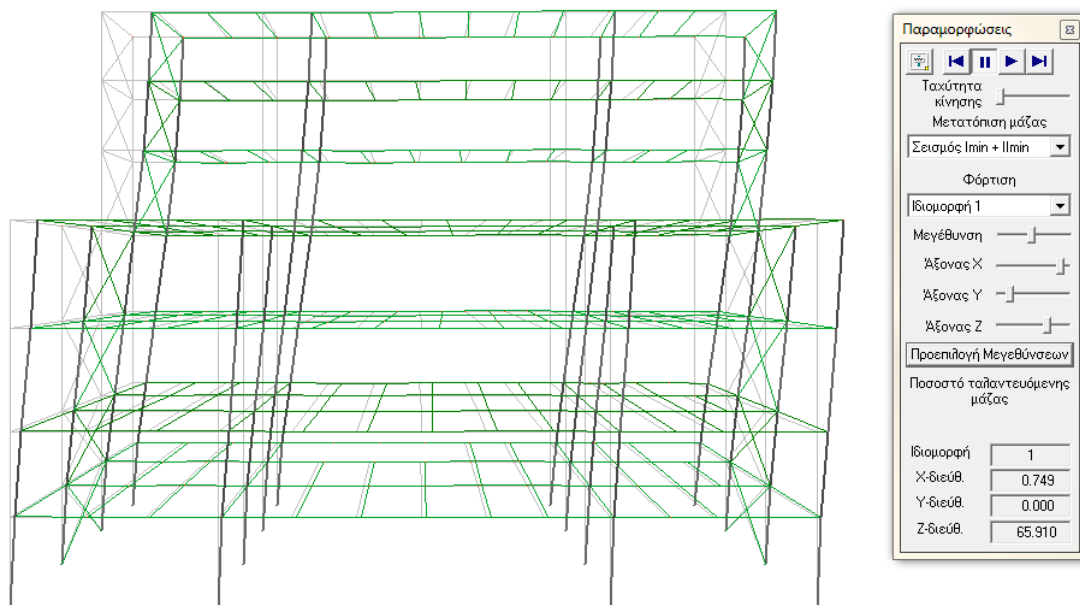
A2 – Κάτοψη τυπικού ορόφου (Δοκοί για διαστασιολόγηση περί τον ισχυρό Z-Z)



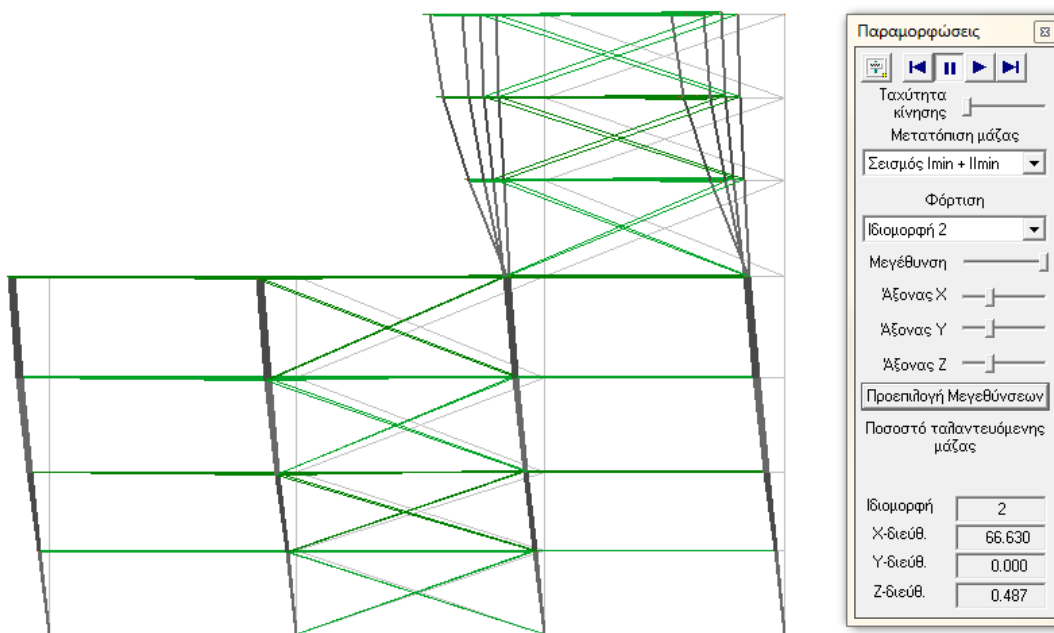
Α3 – Κάτοψη τυπικού ορόφου (Δοκοί για διαστασιολόγηση περί τον ασθνή Y-Y)



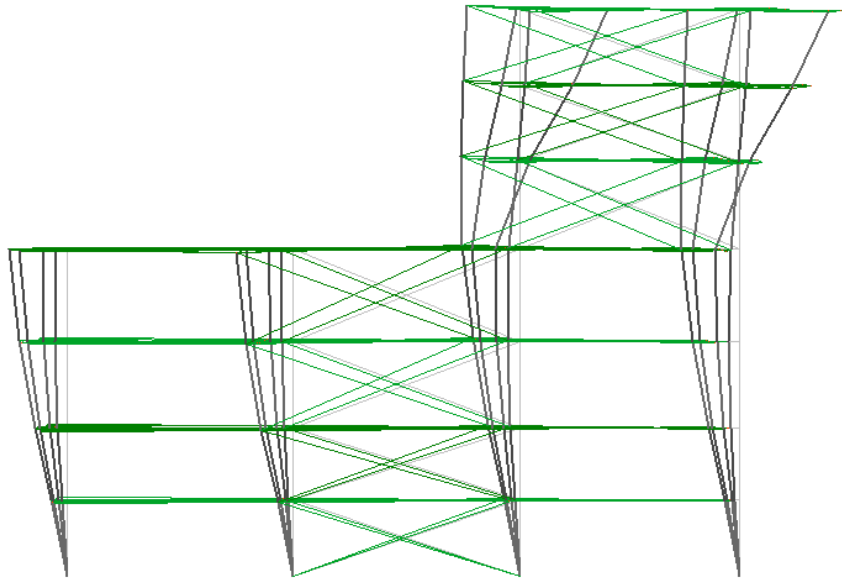
Α4 – Τρισδιάστατη διανυσματική απεικόνιση φορέα



Α5 – 1^η Ιδιομορφή



Α6 – 2^η Ιδιομορφή



Παραμορφώσεις

Ταχύτητα κίνησης

Μετατόπιση μάζας

Σεισμός I_{max} + I_{min}

Φέρτιση

Ιδιομορφή 3

Μεγέθυνση

Άξονας X

Άξονας Y

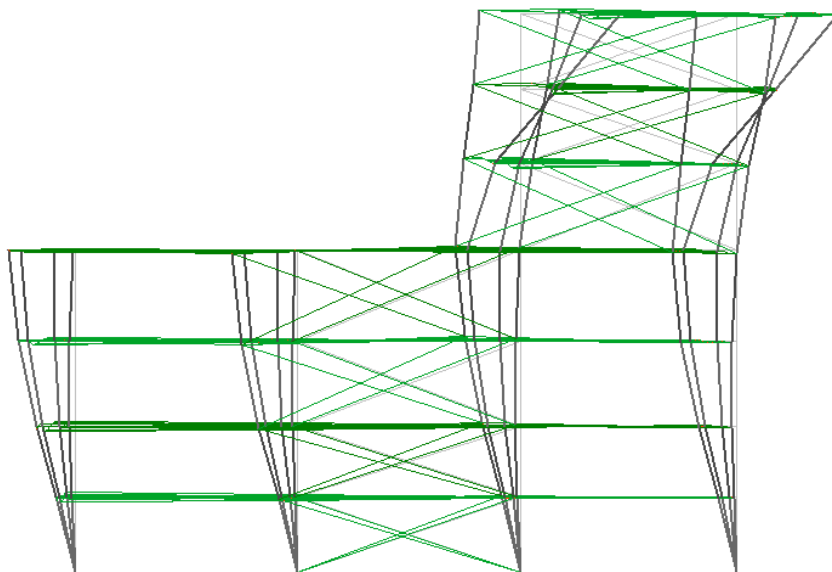
Άξονας Z

Προεπιλογή Μεγεθύνσεων

Ποσοστό ταλαντευόμενης μάζας

Ιδιομορφή	3
X-διεύθ.	23.610
Y-διεύθ.	0.000
Z-διεύθ.	3.360

Λ7 – 3^η Ιδιομορφή



Παραμορφώσεις

Ταχύτητα κίνησης

Μετατόπιση μάζας

Σεισμός I_{min} + I_{max}

Φέρτιση

Ιδιομορφή 4

Μεγέθυνση

Άξονας X

Άξονας Y

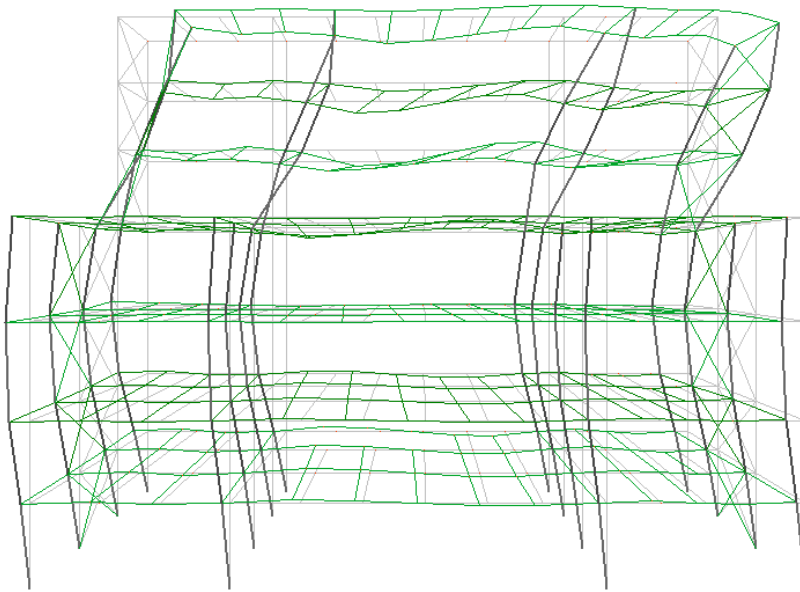
Άξονας Z

Προεπιλογή Μεγεθύνσεων

Ποσοστό ταλαντευόμενης μάζας

Ιδιομορφή	4
X-διεύθ.	13.010
Y-διεύθ.	0.000
Z-διεύθ.	4.283

Λ8 – 4^η Ιδιομορφή



Παραμορφώσεις

Ταχύτητα κίνησης

Μετατόπιση μάζας

Σεισμός Imin + IImin

Φέρτιση

Ιδιομορφή 5

Μεγέθυνση

Άξονας X

Άξονας Y

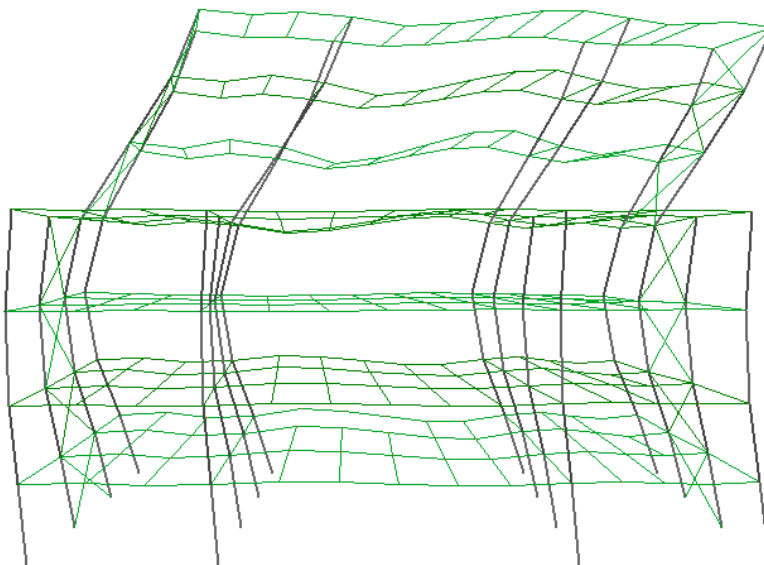
Άξονας Z

Προεπιλογή Μεγεθύνσεων

Ποσοστό ταλαντευόμενης μάζας

Ιδιομορφή	5
X-διεύθ.	0.001
Y-διεύθ.	0.000
Z-διεύθ.	6.904

A9 – 5^η Ιδιομορφή



Παραμορφώσεις

Ταχύτητα κίνησης

Μετατόπιση μάζας

Σεισμός Imax + IImax

Φέρτιση

Ιδιομορφή 6

Μεγέθυνση

Άξονας X

Άξονας Y

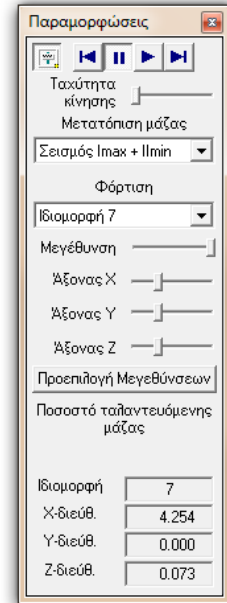
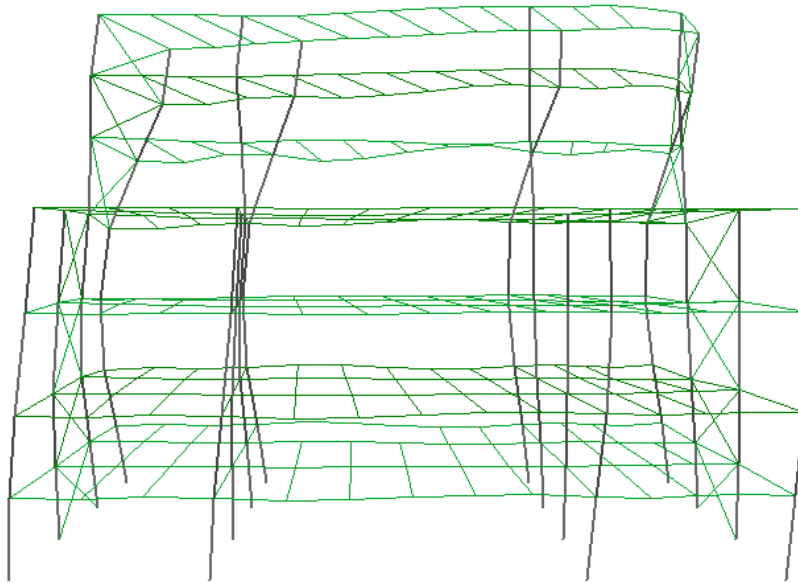
Άξονας Z

Προεπιλογή Μεγεθύνσεων

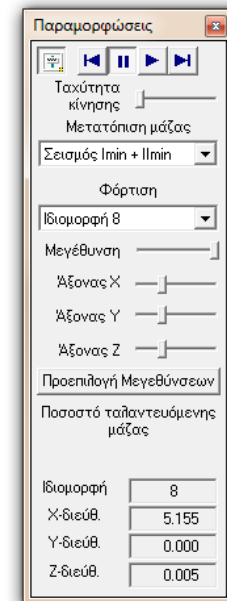
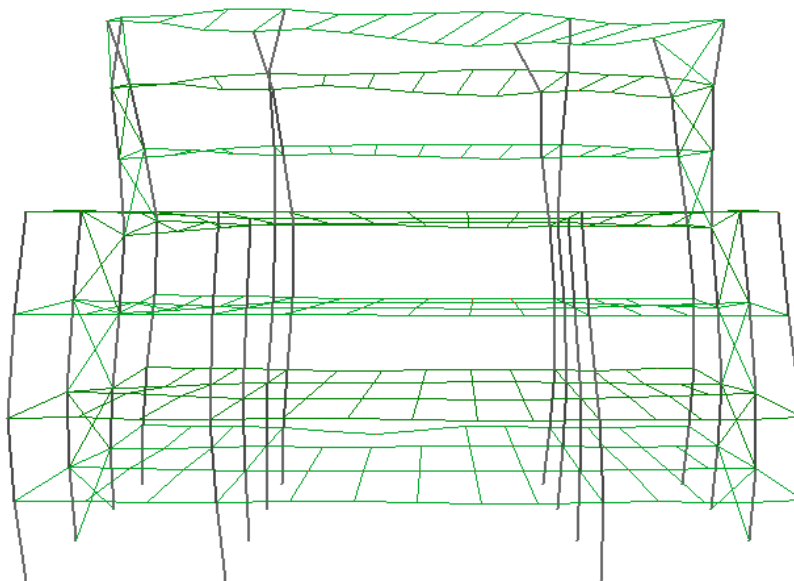
Ποσοστό ταλαντευόμενης μάζας

Ιδιομορφή	6
X-διεύθ.	0.167
Y-διεύθ.	0.000
Z-διεύθ.	9.656

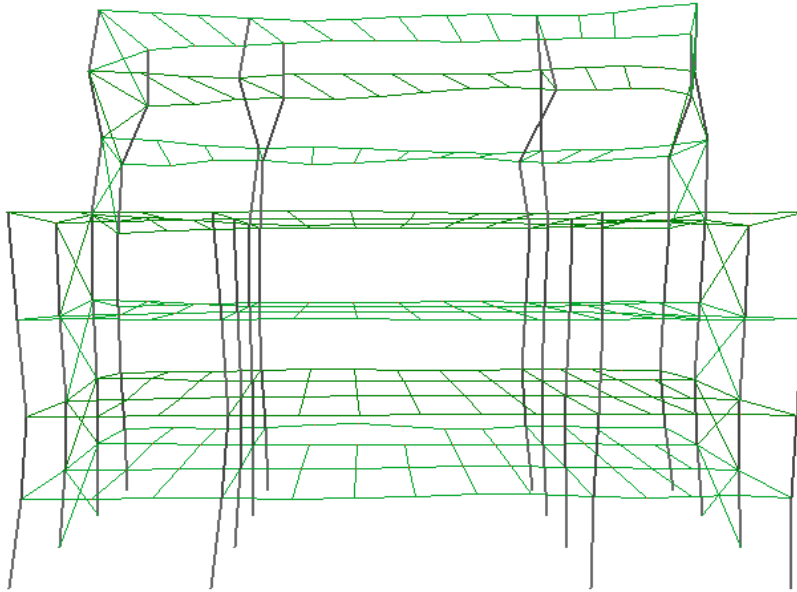
A10 – 6^η Ιδιομορφή



Α11 – 7^η Ιδιομορφή



Α12 – 8^η Ιδιομορφή



Παραμορφώσεις

Ταχύτητα κίνησης

Μετατόπιση μάζας

Σεισμός I_{max} + I_{min}

Φόρτιση

Ιδιομορφή 9

Μεγέθυνση

Άξονας X

Άξονας Y

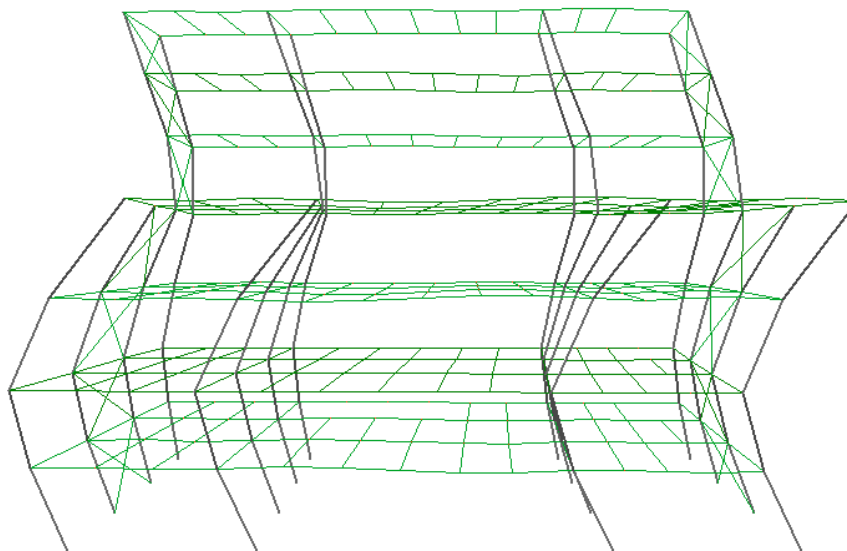
Άξονας Z

Προεπιλογή Μεγεθύνσεων

Ποσοστό ταλαντευόμενης μάζας

Ιδιομορφή	9
X-διεύθ.	2.484
Y-διεύθ.	0.000
Z-διεύθ.	0.000

A13 – 9^η Ιδιομορφή



Παραμορφώσεις

Ταχύτητα κίνησης

Μετατόπιση μάζας

Σεισμός I_{min} + I_{max}

Φόρτιση

Ιδιομορφή 10

Μεγέθυνση

Άξονας X

Άξονας Y

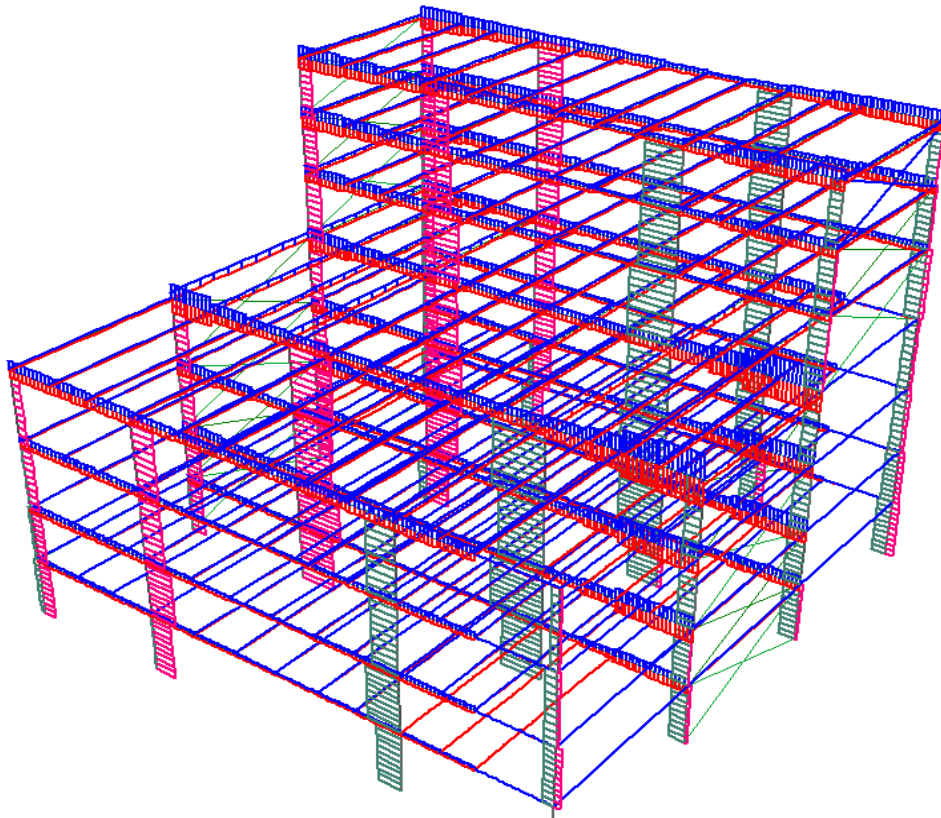
Άξονας Z

Προεπιλογή Μεγεθύνσεων

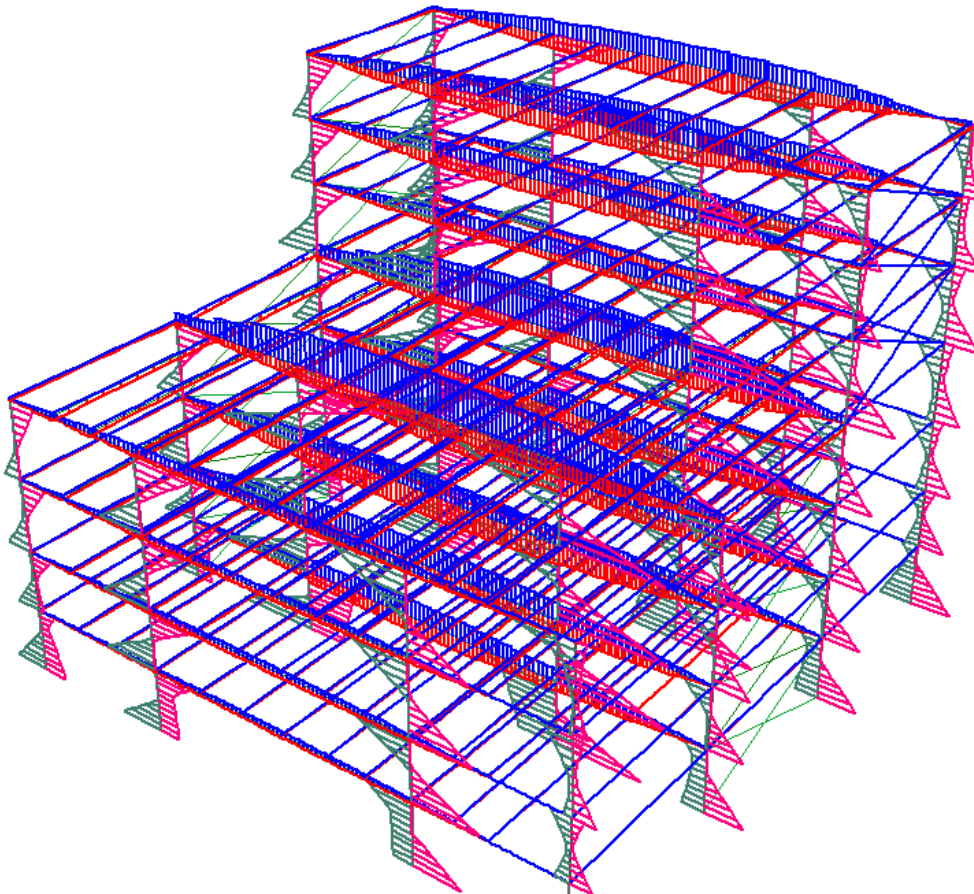
Ποσοστό ταλαντευόμενης μάζας

Ιδιομορφή	10
X-διεύθ.	0.003
Y-διεύθ.	0.000
Z-διεύθ.	8.364

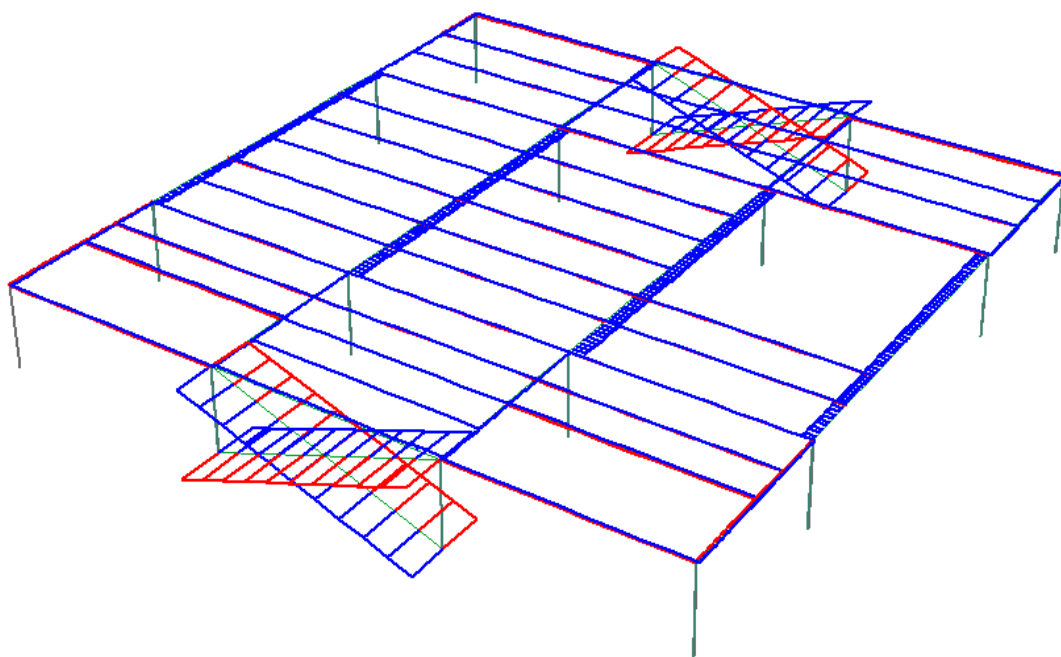
A14 – 10^η Ιδιομορφή



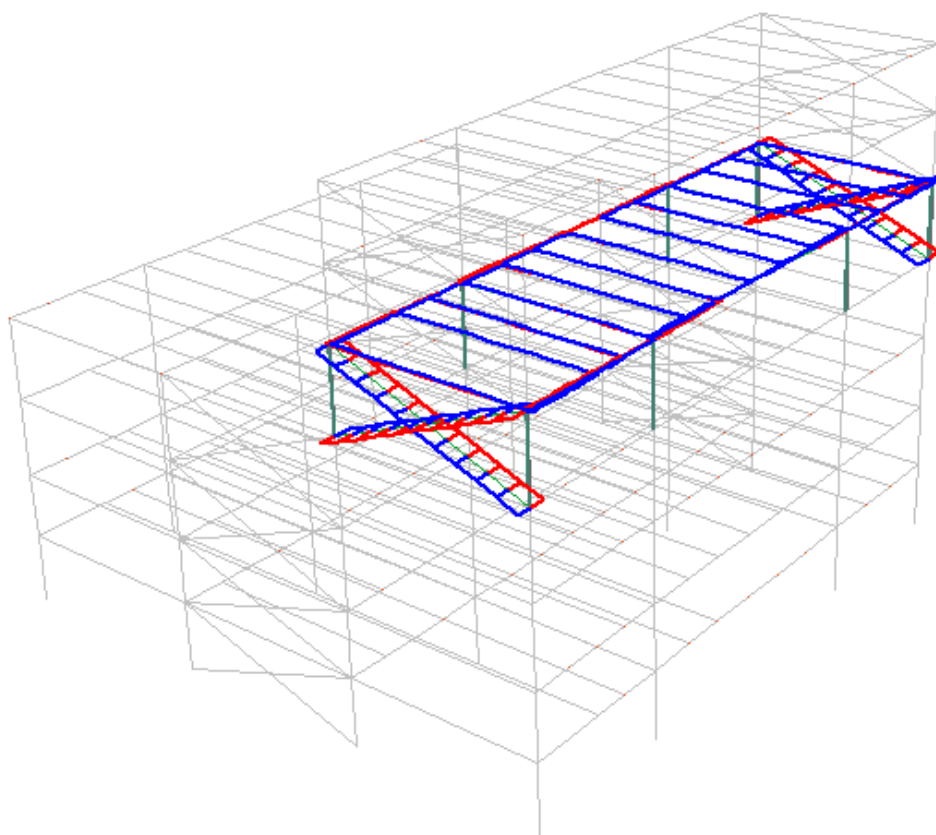
Α15 – Διαγράμματα τεμνουσών (z-z) για σεισμική περιβάλλουσα



Α15 – Διαγράμματα ροπών (y-y) για σεισμική περιβάλλουσα



A16 – Αξονικές δυνάμεις διαγωνίων στο επίπεδο 1 (σεισμική περιβάλλουσα)



A16 – Αξονικές δυνάμεις διαγωνίων στο επίπεδο 5 (σεισμική περιβάλλουσα)