ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΜΕ ΧΑΛΥΒΔΙΝΟ ΣΚΕΛΕΤΟ ΚΑΙ ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΘΕΣΕΙΣ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΜΑΝΙΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΑΘΗΝΑ,ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017 8

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Περίληψη. 5
Abstract. 6
Ευχαριστίες. 7

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1
ΕΙΣΑΓΩΓΗ
1.1. Περιγραφή του έργου. 8
1.2. Κατασκευαστικά στοιχεία. 8
1.3. Ανέγερση. 16
1.4. Ανάλυση του κτιρίου. 16

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2
ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
2.1. Γενικά. 17
2.2. Οριακές καταστάσεις-δράσεις. 17
2.3. Μόνιμα φορτία. 18
2.4. Κινητά φορτία. 18
2.5. Φορτία χιονιού. 18
2.6. Δράσεις ανέμου. 19
2.6.1. Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής. 20
2.6.2. Υπολογισμός των φορτίων ανέμου στο έργο της παρούσας εργασίας. 30

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3
ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ
3.1 Εισαγωγή. 35
3.2. Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης. 35
3.3. Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης. 36
3.4. Φάσμα σχεδιασμού. 39
3.5. Σεισμική απόκριση κατασκευής – Ιδιομορφές. 41

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ
4.1 Οριακές καταστάσεις. 45
4.2 Καταστάσεις σχεδιασμού. 45
4.3 Συνδυασμοί δράσεων. 46
4.4 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία. 48

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5
ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ
5.1. Κατάταξη διατομών. 50
5.2. Αντοχή διατομών. 54
5.2.1. Αντοχή διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό. 54
5.2.2. Αντοχή διατομής σε θλίψη. 55
5.2.3. Αντοχή διατομής σε τέμνουσα. 55
5.2.4. Αντοχή διατομής σε κάμψη. 56
5.2.5. Αντοχή διατομής σε κάμψη και τέμνουσας. 56
5.2.6. Αντοχή διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη. 57
5.3. Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας. 58
5.3.1. Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης. 58
5.3.2. Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός. 62
5.3.3. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη. 64

5.4. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας 64
5.5. Ανάλυση και διαστασιολόγηση μελών. 65

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6
ΣΥΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ 72

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΗΓΕΣ 84

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διαδικασία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης ενός μεγάλου έργου σε τρία μοντέλα (με διαφορετική διάταξη συνδέσμων δυσκαμψίας) με χαλύβδινο φέροντα οργανισμό και σύμμικτες πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα, με χρήση ενός εμπορικά διατιθέμενου προγράμματος. Το κτίριο που επιλέχθηκε προς μελέτη είναι ένα εξαώροφο κτίριο μεγάλων ανοιγμάτων με χρήση του ως εμπορικό κέντρο. Οι διαστάσεις του κτιρίου είναι 42m x 30m.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με βάση τους Ευρωκώδικες.
Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις (Μέρος 1-1)
  Φορτία χιονιού (Μέρος 1-3)
  Δράσεις ανέμου (Μέρος 1-4)
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών (Μέρος 1-1)
  Σχεδιασμός κόμβων (Μέρος 1-8)
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα (Μέρος 1-1)
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός (Μέρος 1-1)

Η επίλυση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης SAP2000version15.

Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το κτίριο, περιγράφεται η αρχιτεκτονική και η κατασκευή του έργου και παρατίθενται στοιχεία σχετικά με την ανέγερσή του. Στο τέλος του κεφαλαίου περιγράφεται το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης SAP2000.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή, ενώ παρατίθενται αποσπάσματα των κανονισμών βάσει των οποίων προέκυψαν τα επιβαλλόμενα φορτία.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι σεισμικές δράσεις όπως περιγράφονται από τον Ευρωκώδικα 8 και τα Εθνικά Προσαρτήματα, καθώς και ορισμένα στοιχεία για την ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφονται οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας όπως απαιτείται από τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 και Ευρωκώδικα 8.

Στο πέμπτο κεφάλαιο διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 3 και 4, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων όπως προέκυψαν από το SAP2000, για τα τρία εναλλακτικά μοντέλα του κτιρίου (με διαφορετικές διατάξεις συνδέσμων δυσκαμψίας).

Τέλος, στο έκτο κεφάλαιο, παρουσιάζονται η σύγκρισς των τριών εναλλακτικών μοντέλων του κτιρίου και τα συμπεράσματα αυτής.

ABSTRACT

This dissertation deals with the design process of a large steel-framed structure using two alternative structural models (one with and one without braced frames) with composite slabs from steel sheets and reinforced concrete, by using a commercially available software. The building that is being studied, is a six-storey structure of large openings, with an underground parking place and a central gap in the middle and is intended to be used as a shopping center. The dimensions of the building are 52 m x 30 m.

The analysis and design process were carried out according to the regulations of the Eurocodes.
More specifically, the following regulations were used:

- Eurocode 0: Basis of structural design
- Eurocode 1: Actions on structures (Part 1-1)
  Snow loads (Part 1-3)
  Wind actions (Part 1-4)
- Eurocode 3: Design of steel structures-General rules an rules for buildings (Part 1-1)
  Design of joints (Part 1-8)
- Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures (Part 1-1)
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance (Part 1-1)

The structural design took place by using the statics and analysis software SAP2000version15.

In first chapter, building geometry and its basic structural elements are presented. In the end of the chapter, SAP2000 analysis program is being introduced.

In the second chapter, there is an extensive reference of the determination of the loads which are straining the construction and the relevant extracts of the regulations are being given.

In the third chapter, the seismic actions that take place are being described, as determined by the Eurocode 8 and the National Annexes.

In the fourth chapter, load combinations in the ultimate limit state and functionality are being described, as required by the provisions of Eurocode 1 and Eurocode 8.

In the fifth chapter, the required tests according to Eurocode 3 and 4 are taking place and the analysis results as taken from the SAP2000 processing are being presented. Then follows the structural design of the project, conducted by the program for the three alternative structural models (with different placement of braced frames).

In the sixth chapter, there is a presentation of the results of the comparison between the three alternative building models and an overall assessment of this work is taking place.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον Καθηγητή κύριο Ραυτογιάννη Ιωάννη, για την δυνατότητα που μου έδωσε να κάνω τη διπλωματική μου εργασία στο Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών και με αυτόν τον τρόπο να εντρυφήσω στον τομέα του σχεδιασμού δομικών έργων από χάλυβα, να μάθω ένα χρήσιμο και λειτουργικό πρόγραμμα, καθώς και για τη διαρκή επιστημονική καθοδήγηση κατά την επίβλεψη της διπλωματικής μου εργασίας.

Ευχαριστώ ακόμα φίλους, συναδέλφους και κυρίως τους γονείς μου, που με στήριξαν καθ'όλη τη διάρκεια των σπουδών μου αλλά και στη διπλωματική μου εργασία.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Γενική περιγραφή του έργου

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη, ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, μεγάλων ανοιγμάτων, για χρήση του ως εμπορικό κέντρο. Οι διαστάσεις του είναι 42,00m x 30,00 m. Το κτίριο έχει πλαισιακή λειτουργία και στις δύο κύριες διευθύνσεις, ενώ μελετήθηκαν τρεις παραλλαγές του κτιρίου, μία με συμμετρική διάταξη χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας (κτίριο Α), μία με ασύμμετρη διάταξη χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας (κτίριο Β) και μία με χιαστί στον πυρήνα του κτιρίου (κτίριο Γ), με σκοπό να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων στο τέλος της εργασίας.

Το κτίριο αναπτύσσεται σε 8 επίπεδα:

- Στο επίπεδο -1, είναι υπόγειος χώρος με κάλυψη 1260,0 m2, ο οποίος έχει φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα (C20/25) και θεμελιώνεται με πεδιλοδοκούς.
- Στα επίπεδα 0,1,2,3,4,5,6 βρίσκονται χώροι του εμπορικού κέντρου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα S355 και σύμμικτες πλάκες.

1.2. Κατασκευαστικά στοιχεία

Όλα τα δομικά στοιχεία μέχρι το επίπεδο 0 είναι κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25. Η θεμελίωση αποτελείται από ένα δίκτυο πεδιλοδοκών. Η ανωδομή θεμελιώνεται κατάλληλα στην πλάκα οροφής και τα υποστυλώματα του υπογείου με αγκύρια, που έχουν εγκατασταθεί στις προβλεπόμενες θέσεις, πριν την σκυροδέτηση των υποστυλωμάτων, καθώς και της πλάκας του υπογείου. Η ανωδομή αποτελείται από μεταλλικό φορέα (υποστυλώματα, κύριες δοκούς, δευτερεύουσες δοκούς, διαδοκίδες, κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας) και σύμμικτες πλάκες. Οι δοκοί και οι διαδοκίδες δεν έχουν σύμμικτη λειτουργία με τις πλάκες, οι οποίες έχουν συνολικό πάχος 20 cm.

Η κατασκευή αποτελείται από 7 πλαίσια κατά τη διαμήκη διεύθυνση, διατεταγμένα σε απόσταση 7,00m, ενώ κατά την εγκάρσια διεύθυνση αποτελείται από 6 πλαίσια, διατεταγμένα ανά 6,00 m.
Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι διατάξεις των πλαισίων των τριών παραλλαγών του κτιρίου Α, Β και Γ, ανάλογα με την τοποθέτηση των χιαστί συνδέσμων.

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν για τα μέλη (ως αρχικές πριν επιλεγούν οι προτεινόμενες απ’το πρόγραμμα διατομές) είναι οι εξής:

<u>ΚΤΙΡΙΟ Α</u>

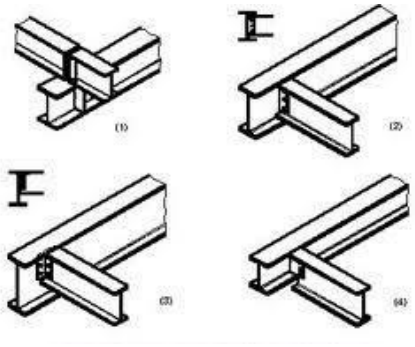
- Υποστυλώματα: HEM300
- Κύριες δοκοί: HEB360
- Δευτερεύουσες δοκοί: IPE400
- Διαδοκίδες: IPE400
- Χιαστί σύνδεσμοι: HEB200

Για όλη την μεταλλική κατασκευή χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας S355.

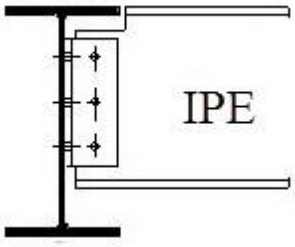
1.2.1. Λειτουργία μελών

➢ *Κύριες Δοκοί*: Οι κύριες δοκοί αναλαμβάνουν να μεταφέρουν τα φορτία από τις δευτερεύουσες δοκούς, ή/και τις πλάκες στα υποστυλώματα. Είναι συνήθως μορφής I και μπορούν να συνδεθούν με τα υποστυλώματα με τρεις τύπους συνδέσεων, απλές συνδέσεις τέμνουσας, άκαμπτες συνδέσεις ροπής και ημιάκαμπτες συνδέσεις.
Οι κύριες δοκοί ανάλογα με το στατικό σύστημα έχουν διαφορετική στατική λειτουργία. Στην περίπτωση του πλαισίου εξασφαλίζουν μαζί με τα υποστυλώματα την πλευρική ευστάθεια του φορέα όταν αυτός καταπονείται από οριζόντιες δυνάμεις, ενώ στην περίπτωση που συνεργάζονται με δικτυωτούς συνδέσμους συμπεριφέρονται ελαστικά και διαστασιολογούνται με δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού.

➢ *Δευτερεύουσες δοκοί - διαδοκίδες*: Οι δευτερεύουσες δοκοί χρησιμοποιούνται στα μεταλλικά κτίρια για την στήριξη των πλακών επί αυτών και την μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς. Οι δευτερεύουσες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν κατά περίπτωση στο ίδιο επίπεδο με τις κύριες δοκούς, σε χαμηλότερη στάθμη από αυτές ή και πάνω από τις κύριες δοκούς (Σχήμα 1.1). Εμείς επιλέξαμε τον τρόπο του σχήματος 1.2, με τη σύμμικτη πλάκα να τοποθετείται μόνο πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς και διαδοκίδες.



Σχήμα 1.1



Σχήμα 1.2

Συνήθως είναι μορφής I (αν και συχνά τοποθετούνται και κοίλες διατομές) και συνδέονται με τις κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα αμφιέριστα (συνδέσεις τέμνουσας).

➢ *Υποστυλώματα*: Τα υποστυλώματα 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) κτλ. Υπόκεινται όχι μόνο σε εγκάρσια φορτία (κάμψη), αλλά και σε αξονική θλίψη. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στην θεμελίωση, ενώ η αποκατάσταση της συνέχειας της διατομής τους καθ' ύψος του κτιρίου γίνεται κοχλιωτή. Εμείς επιλέξαμε πλατύπελμες διατομές της σειράς HEB διότι τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τους προσφέρουν μια πιο ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού.

➢ Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας: μορφής X σε ορισμένες θέσεις που κρίθηκαν απαραίτητες για να παραλαμβάνουν οριζόντια φορτία λόγω ανέμου και σεισμού. Ανάλογα με την φορά της σεισμικής δράσης υπόκεινται σε θλίψη ή εφελκυσμό. Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας συνοψίζονται στα εξής:

- Παραλαβή από οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν και μεταφορά τους στην θεμελίωση.
- Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος που παρέχει πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.

- Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά την διάρκεια της ανέγερσής της.

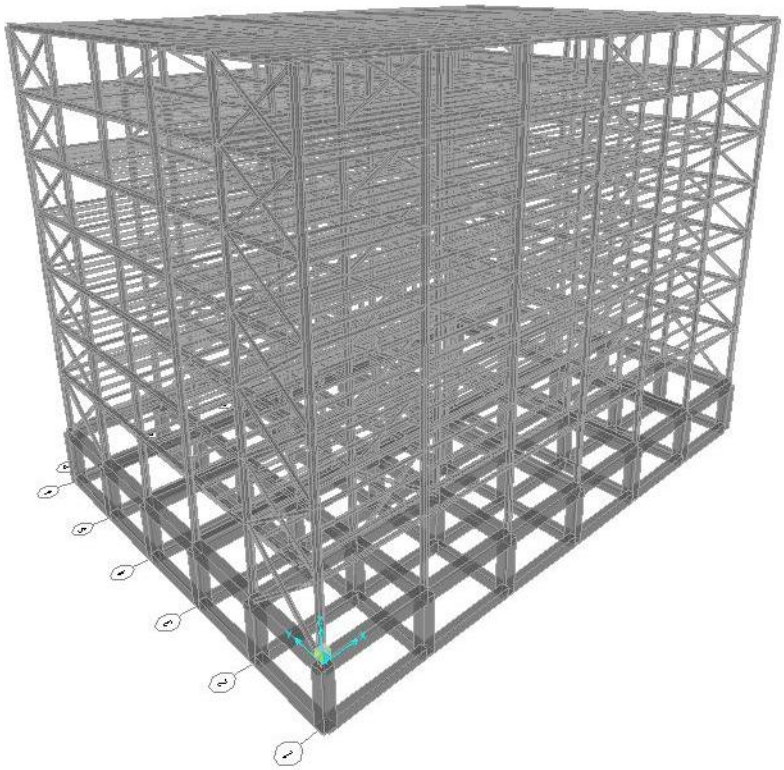
1.2.2 Προσομοίωση κτιρίου στο SAP

Για την προσομοίωση του κτιρίου στο SAP έγιναν κάποιες παραδοχές όσο το δυνατόν πιο κοντά στην πραγματική συμπεριφορά του φορέα. Συγκεκριμένα:

- Τα μεταλλικά υποστυλώματα θεωρήθηκαν πακτωμένα πάνω στα υποστυλωματα από σκυρόδεμα του υπογείου κατά την διεύθυνση x-x και y-y συμβάλοντας στην πλαισιακή λειτουργία του κτιρίου και στους δύο άξονες. Ο ισχυρός άξονας αυτών είναι παράλληλος στο x-x (ενεργοποιείται δηλαδή για σεισμό κατά y)
- Έχει θεωρηθεί πλαισιακή λειτουργία του φορέα, πραγματοποιώντας συνδέσεις πάκτωσης μεταξύ κύριων δοκών – υποστυλωμάτων, ενώ δευτερεύουσες δοκοί και διαδοκίδες συνδέονται αρθρωτά με τις κύριες δοκούς.
- Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θεωρούνται επίσης αρθρωμένοι στα υπόλοιπα στοιχεία του φορέα και δεν είναι χωρισμένοι σε μικρότερα τμήματα.

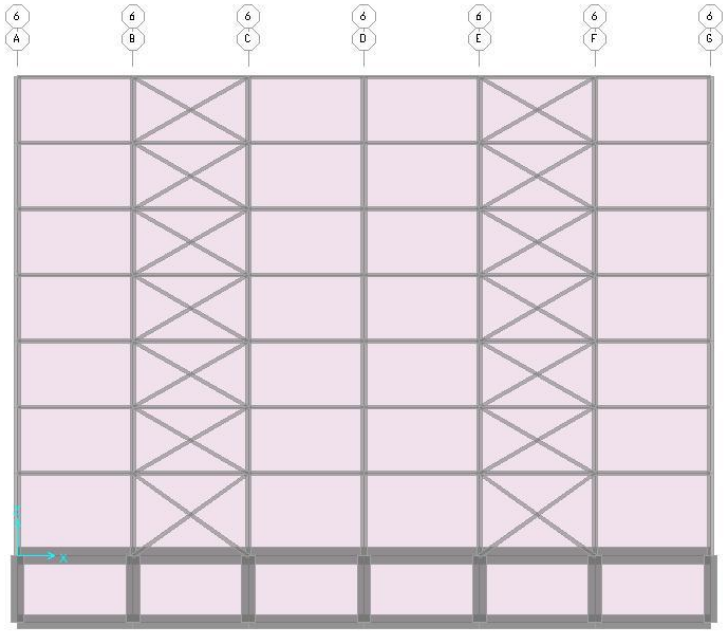
Αρχικά ορίστηκε ο κάνναβος με βάση τις διαστάσεις του κτιρίου και στη συνέχεια σχεδιάστηκε ο κάθε όροφος του κτιρίου ξεχωριστά (με την εντολή *replicate*, αφού σχεδιάσαμε τον πρώτο όροφο). Έπειτα ορίστηκαν τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν (σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας S355) και στη συνέχεια εισήχθησαν οι διατομές των στοιχείων. Τέλος ορίστηκαν τα φορτία (που παρουσιάζονται παρακάτω) και εισήχθησαν (ένας ένας ξεχωριστά) όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων με βάση τον Ευρωκώδικα (το SAP δίνει και την δυνατότητα της αυτόματης εισαγωγής αυτών με βάση τον κανονισμό που επιλέγουμε).

Κτίριο Α

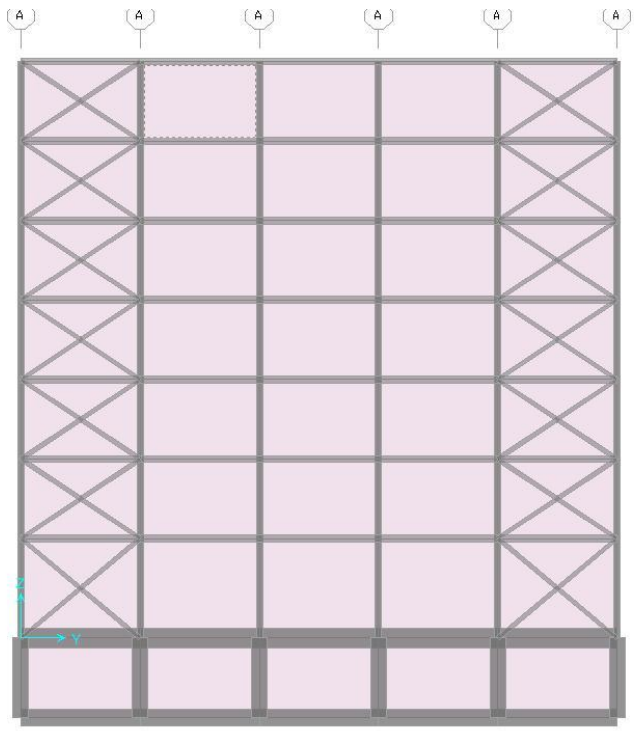


Σχήμα 1.3

Για το κτίριο Α οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν επί των επιπέδων y=6 m και y=30m κατά την διαμήκη διεύθυνση στις θέσεις x=7m έως x=14m και x=28m έως x=35m και κατά την εγκάρσια επί των επιπέδων x=0m και x=30m στις θέσεις y=0m έως y=6m και y=24m έως y=30m, όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα.

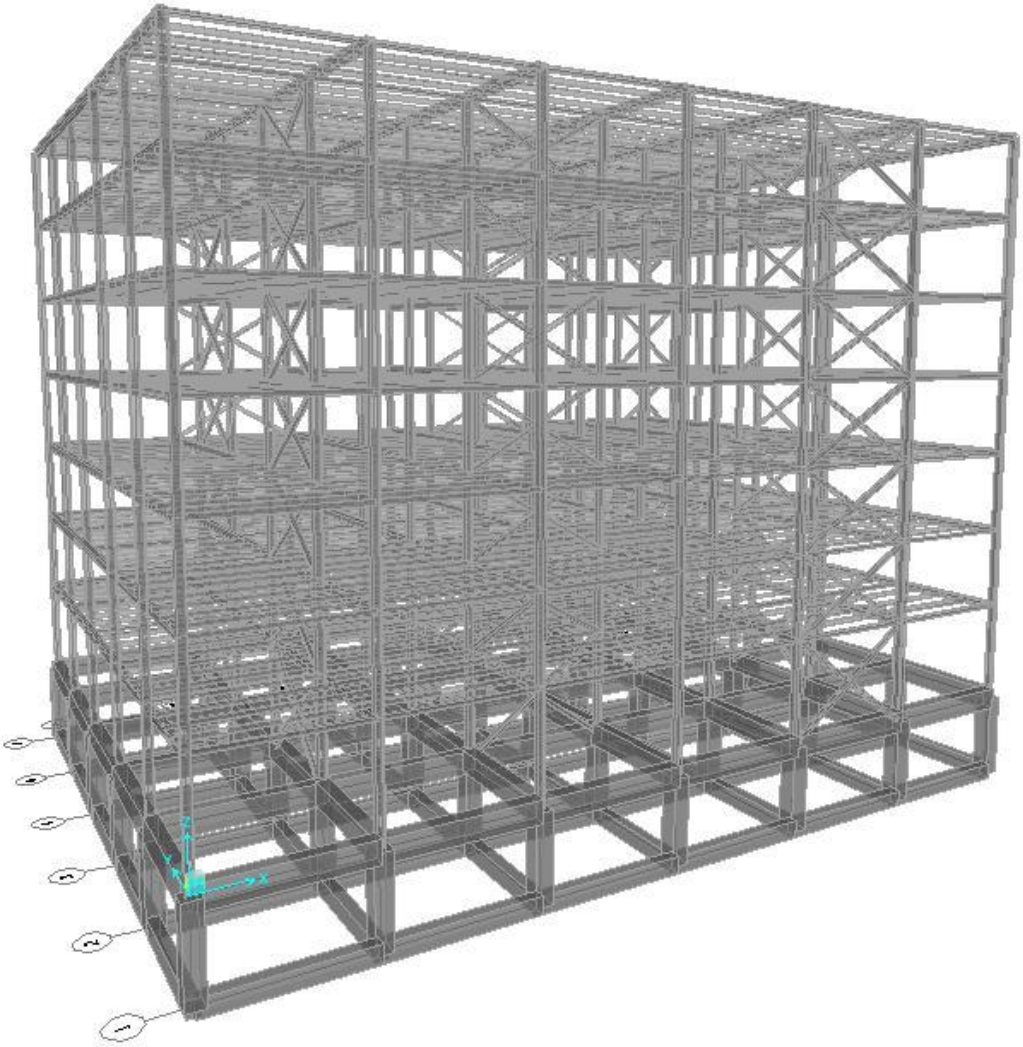


Σχήμα 1.4: Κύριο πλαίσιο του κτιρίου Α κατά τη διαμήκη διεύθυνση (y=6m)



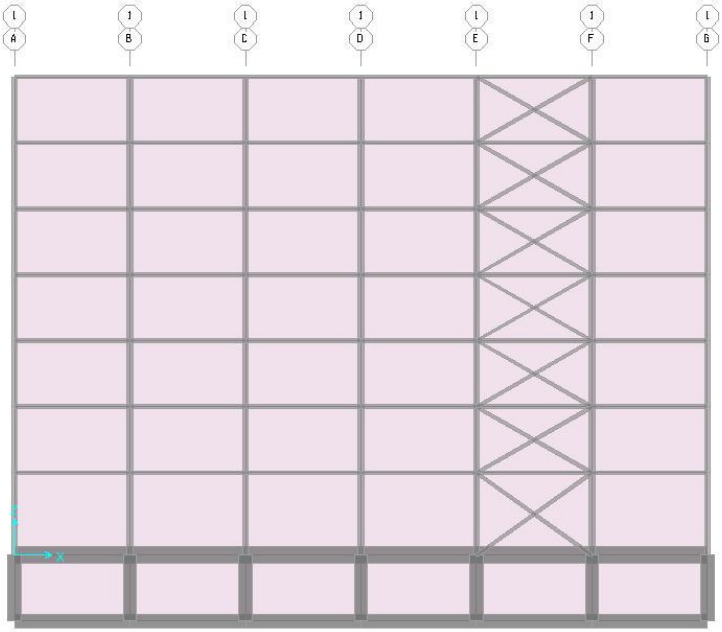
Σχήμα 1.5: Κύριο πλαίσιο του κτιρίου Α κατά την εγκάρσια διεύθυνση (x=0m)

Κτίριο Β

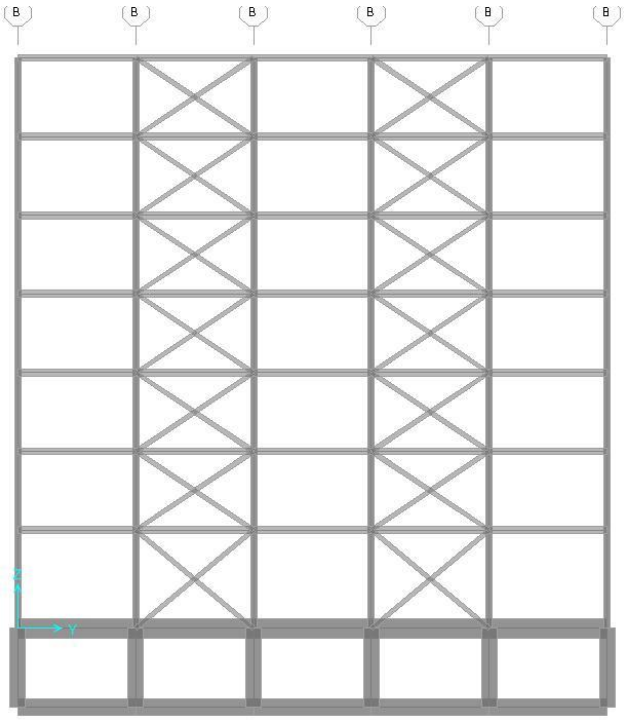


Σχήμα 1.6

Για το κτίριο Β οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν επί των επιπέδων y =0m, y=6m, y=24m και y=30m κατά την διαμήκη διεύθυνση στις θέσεις x=28m έως x=35, x=14m έως x=21m, x=21m έως x=28m και x=7m έως x=14m αντίστοιχα και κατά την εγκάρσια επί των επιπέδων x=6m και x=24m στις θέσεις y=6m έως y=12m και y=18m έως y=24m, όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα.

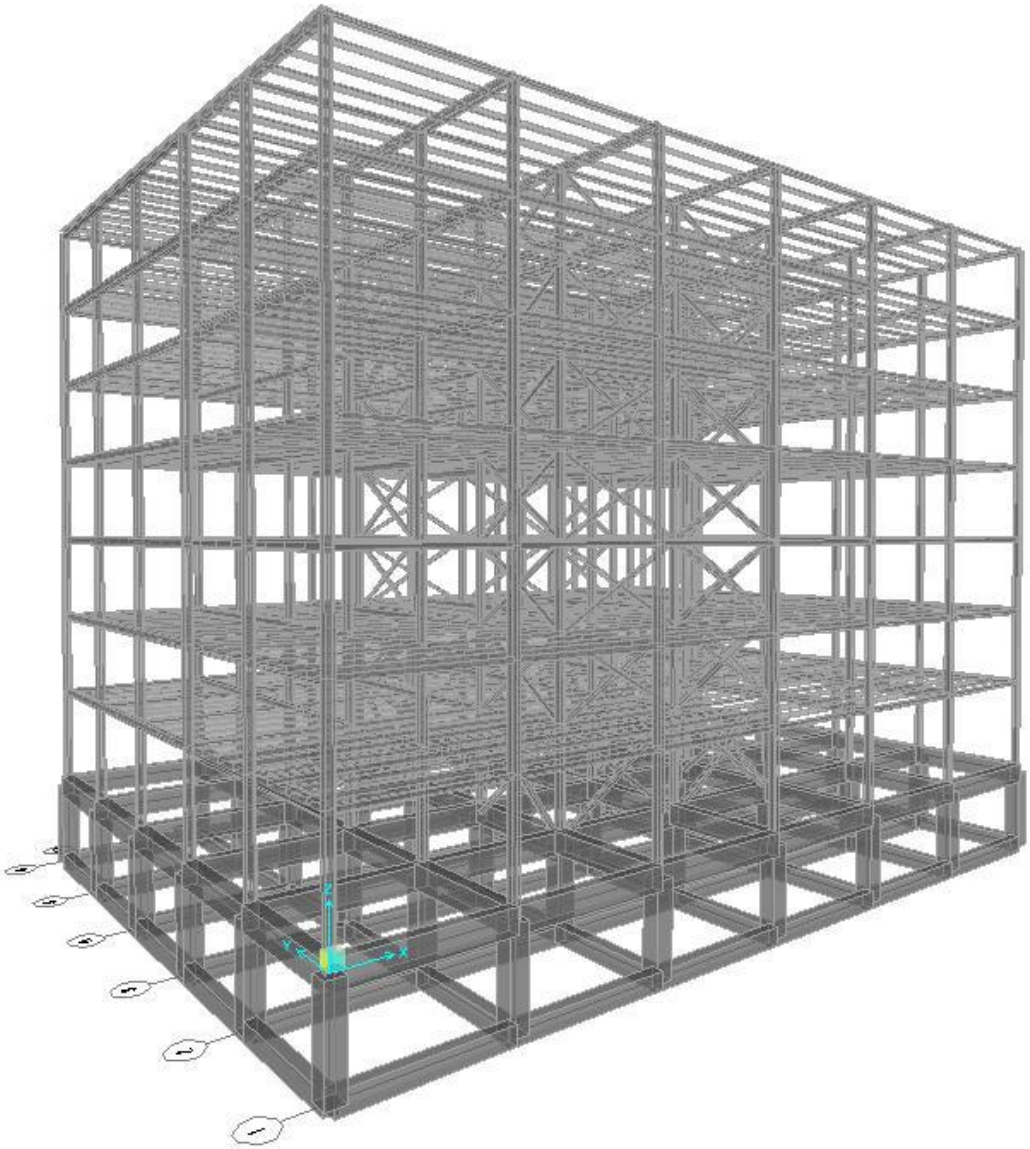


Σχήμα 1.7: Κύριο πλαίσιο του κτιρίου Β κατά τη διαμήκη διεύθυνση (y=0m)



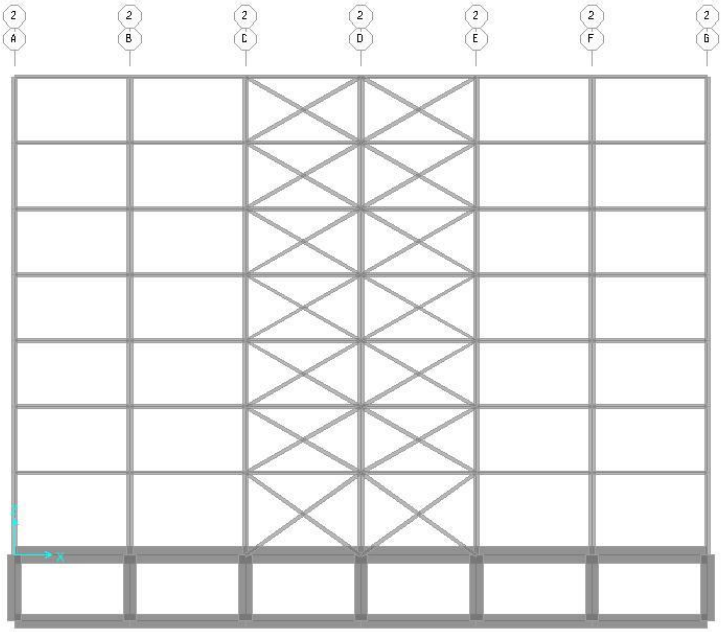
Σχήμα 1.8: Κύριο πλαίσιο του κτιρίου Β κατά την εγκάρσια διεύθυνση (x=7m)

Κτίριο Γ

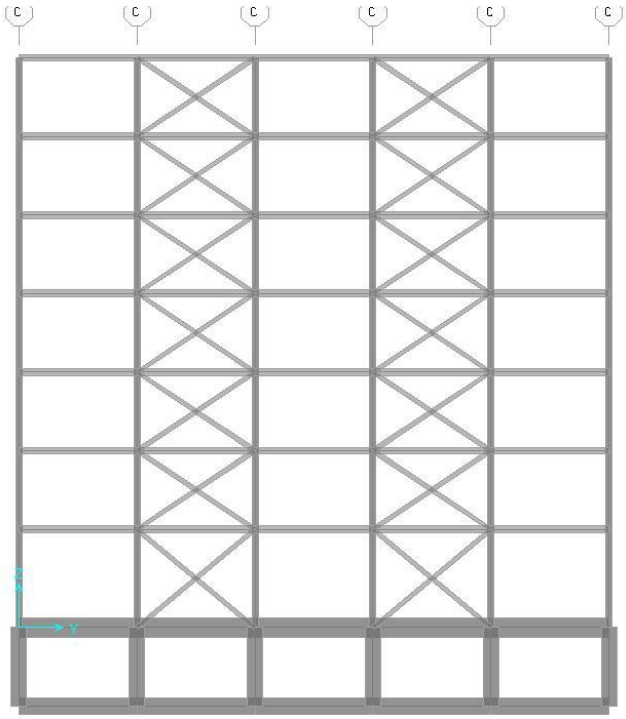


Σχήμα 1.9

Για το κτίριο Γ οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν κεντρικά (δύσκαμπτος πυρήνας) επί των επιπέδων y=6m, και y=24m κατά την διαμήκη διεύθυνση στις θέσεις x=14m έως x=21 και x=21m έως x=28m και κατά την εγκάρσια επί των επιπέδων x=14m και x=28m στις θέσεις y=6m έως y=12m και y=18m έως y=24m, όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα.



Σχήμα 1.10: Κύριο πλαίσιο του κτιρίου Α κατά τη διαμήκη διεύθυνση (y=6m)



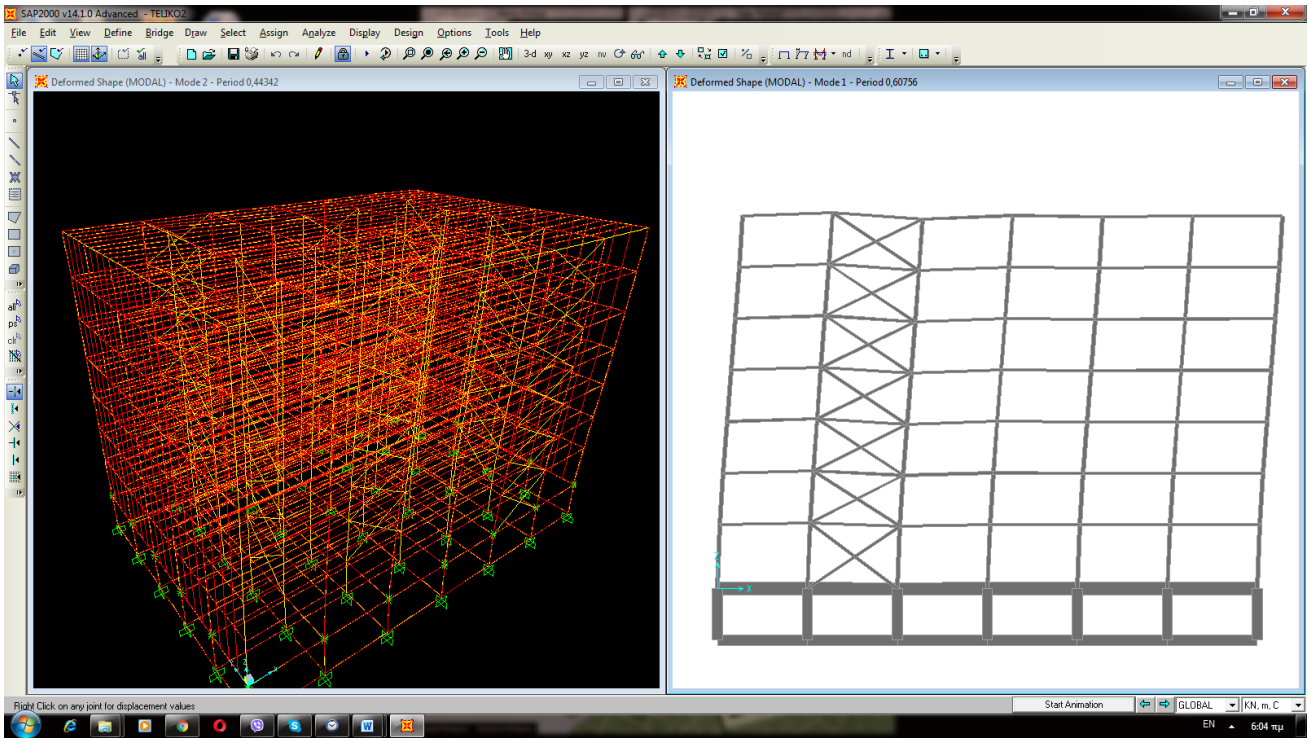
Σχήμα 1.11: Κύριο πλαίσιο του κτιρίου Α κατά την εγκάρσια διεύθυνση (x=14m)

1.4. Ανέγερση

Τα υποστυλώματα διατέθηκαν σε τρία τμήματα, δύο των 13,00 m και ένα των 7,00 m και η αποκατάσταση της συνέχεια τους έγινε στο ύψος των 13,00 m και 26 m αντίστοιχα. Για την ανέγερση της κατασκευής πρώτα τοποθετήθηκαν τα υποστυλώματα των 13,00 m, έπειτα συνδέθηκαν σε αυτά οι κύριες και οι δευτερεύουσες δοκοί. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε η αποκατάσταση της συνέχειας των υποστυλωμάτων κοκ. Έπειτα, συνδέθηκαν οι διαδοκίδες σε όλους τους ορόφους και τέλος πραγματοποιήθηκε η έδραση του χαλυβδόφυλλου και η έγχυση της πλάκας από σκυρόδεμα σε κάθε όροφο.

1.5. Ανάλυση και διαστασιολόγηση

Για την ανάλυση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000. Το SAP2000 αποτελεί ένα ευρέως διαδεδομένο και εύχρηστο λογισμικό πρόγραμμα στατικής και δυναμικής ανάλυσης για οποιουδήποτε κατασκευή. Στο SAP2000 σχεδιάστηκαν τα μοντέλα των χαλύβδινων σκελετών των δύο παραλλαγών του κτιρίου μας και στη συνέχεια εξήχθησαν τα αποτελέσματα (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις, στοιχεία ιδιομορφικής ανάλυσης κλπ.) των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν κατά τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας.



Σχήμα 1.12 Περιβάλλον εργασίας SAP2000 v17.0

2.ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.1 Γενικά

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν σε αυτήν.

Στον Ελλαδικό χώρο, ως προς τις δράσεις επί των κατασκευών, εφαρμόζεται ευρέως ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα, μέσω Παραρτημάτων ή μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων, πληροφορίες ως προς τις αναπτυσσόμενες δράσεις (π.χ. χιόνι,άνεμος,κλπ).

Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή έναντι των οριακών καταστάσεων, πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του, διακρίνονται οι οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους πιθανούς συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες υπάρχει πιθανότητα να εκτεθεί η κατασκευή, τόσο κατά τη φάση της ανέγερσης, όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού διακρίνονται ως εξής:

- Καταστάσεις διαρκείας, που αντιστοιχούν σε συνθήκες κανονικής χρήσης
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε προσωρινές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. σε πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχίας
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή

Από τις παραπάνω καταστάσεις σχεδιασμού θα εξεταστούν η πρώτη και η τέταρτη και για τις τρεις περιπτώσεις.

2.2 Οριακές καταστάσεις-Δράσεις

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέρα των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας,που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας στατικής ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής και σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες ή υπερβολικές ρηγματώσεις.

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Άμεσες, π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία.
- Έμμεσες, π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Οι δράσεις αυτές ως προς το χρόνο διακρίνονται σε:

- Μόνιμες, π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής
- Μεταβλητές, π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, φορτία χιονιού ή ανέμου

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις διακρίνονται σε :

- Καθορισμένες, π.χ. ίδιο βάρος
- Ελεύθερες, π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

Ως προς τη φύση τους ή την απόκριση της κατασκευής ταξινομούνται σε:

- Στατικές
- Δυναμικές

2.3 Μόνιμα Φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.
Ίδια βάρη της κατασκευής:

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: g_c=25kN/m^3
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού: g_α=78,5kN/m^3

Όλα τα ίδια βάρη υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.
Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα, οροφή, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, μόνωση κλπ.) με τιμή **3,00 kN/m^2**.

2.4 Κινητά Φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές τους δίνονται από τους Ευρωκώδικες.

Στην μελέτη μας λήφθηκαν κινητά φορτία **5,00 kN/m^2** για όλους τους ορόφους, εκτός της οροφής, όπου θεωρήθηκε ότι τα κινητά φορτία είναι **2,00 kN/m^2**.

2.5 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη συνύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια, ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500 m. Έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δε λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση.

Το φορτίο χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, ενώ κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, μπορεί να εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις.

Στην περίπτωση μας το φορτίο του χιονιού στην στέγη θα προσδιοριστεί από την σχέση για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$S = \mu_i \cdot C_e \cdot Ct \cdot s_k$ (2.1)

όπου

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής του φορτίου, ο οποίος για μονοκλινή στέγη με κλίση α=0º ισούται με 0,8.

$S_k,0$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας (δλδ. για A=0), ο οποίος για την Ζώνη ΙΙ ισούται με 0,8 kN/m^2

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για προστατευόμενο κτίριο λαμβάνεται ίσος με 1 για κανονικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά.

C_t είναι θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.

S_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία και δίνεται από την σχέση:

$s_k = s_k,o \times (1+(A/917)^2)$ (2.2)

όπου:

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, το οποίο είναι 200 m για την δική μας περίπτωση

Επομένως $S_k = 0,8* [1+(200/917)^2] = 0,84$ kN/m^2

Μπορούμε επομένως να υπολογίσουμε το φορτίο χιονιού, σύμφωνα με τη σχέση 2.1 το οποίο θα είναι:

$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,84 = 0,672$ kN/ m^2

Υπέρ της ασφαλείας θεωρήθηκε φορτίο χιονιού **S= 0,70 kN/m^2**, το οποίο κατανέμεται στην πλάκα της οροφής.

2.6 Δράσεις Ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορούν να προκαλέσουν ταλαντώσεις, η δυναμική επίδραση των οποίων σε δύσκαμπτες κατασκευές είναι μικρή και επομένως τα φορτία ανέμου μπορούν να θεωρούνται ως στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές ωστόσο, οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές και για τον λόγο αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

Ο υπολογισμός των δράσεων ανέμου γίνεται με βάση το Μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1, το οποίο παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των φορτίων ανέμου επί των κτιριακών κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων και προσαρτημάτων τους , για ύψη μέχρι 200 m που είναι η εν λόγω κατασκευή.

Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1 αφορά σε επιφάνειες οι οποίες είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον υπολογισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **Γεωγραφική θέση**: Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από κάποιες άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες ανέμου v_b αναπαριστώνται με τη μορφή ισοϋψών καμπύλων πάνω σε χάρτες. Η βασική ταχύτητα του ανέμου v_b αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα ανέμου στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μία περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς 50 ετών.
- **Φυσική θέση**: Οι ριπές ανέμου με υψηλές τιμές απαντώνται σε εκτιθέμενες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες όπως είναι τα κέντρα των πόλεων. Αυτό αποδίδεται στη τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας c_r, ο αναφέρεται στη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.
- **Τοπογραφία:** Τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) που εκτιμά την αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση $\Phi=H/L_u$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου.
- **Διαστάσεις κτιρίου**: Το ύψος του μελετώμενου κτιρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνουν με το ύψος πάνω από την επιφάνεια του εδάφους.
- **Μέση ταχύτητα ανέμου**: Προσδιορίζεται από τη βασική του ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτιρίου, τη τραχύτητα του εδάφους και τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.
- **Σχήμα κατασκευής:** Τα φορτία είναι αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της κατασκευής, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από αυτή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής. Ωστόσο η κατανομή είναι περίπλοκη εξαιτίας της ύπαρξης γειτονικών κατασκευών ή και φυσικών εμποδίων. Γενικά θεωρούμε πως πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες όψεις και υποπιέσεις στις υπήνεμες.
- **Κλίση στέγης:** Παράμετρος η οποία επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Αξιοσημείωτο είναι ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση, ενώ στέγες με μεγαλύτερες κλίσεις μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- **Διεύθυνση ανέμου**: Η διεύθυνση του ανέμου επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων.

Μέσω διατιθέμενων πινάκων λαμβάνονται υπόψη οι ως άνω παράμετροι, κατά πρώτο λόγο στον υπολογισμό της ταχύτητας σχεδιασμού του ανέμου και κατά δεύτερο λόγο στη μετατροπή της ταχύτητας του ανέμου σε ένα σύστημα δυνάμεων επί της κατασκευής. Οι ισοδύναμες στατικές δυνάμεις θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια στην ανάλυση και προσδιορισμό της αντοχής της κατασκευής ως σύνολο.

2.6.1 Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής

Οι δράσεις του ανέμου μεταβάλλονται με το χρόνο και δρουν άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (πίεση) και έμμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες αυτής (υποπίεση), μέσω του πορώδους των εξωτερικών επιφανειών. Στην παρούσα εργασία η υποπίεση θα αμεληθεί, λόγω των περιορισμένων ανοιγμάτων του κτιρίου.

A. Εξωτερική πίεση w_e

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα καθέτως προς τις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \qquad (2.3)$$

όπου:

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

B. Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z, η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot I_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \qquad (2.4)$$

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών

$c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \qquad (2.5)$$

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \qquad (2.6)$$

όπου:

v_b η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \qquad (2.7)$$

όπου:

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1,00)

C_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής (προτεινόμενη τιμή 1,00)

Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, $v_{b,0}$, είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου και από την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας ΙΙ). Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $v_{b,0}$ ορίζεται σε 27m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 33m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου, v_b, και θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_z(z) \cdot v_b \qquad (2.8)$$

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (προτεινόμενη τιμή 1,00)

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται από τη σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z)\ln(z/z_0)} \text{ για } z_{min} \le z \le z_{max} \qquad (2.9)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ για } z < z_{min}$$

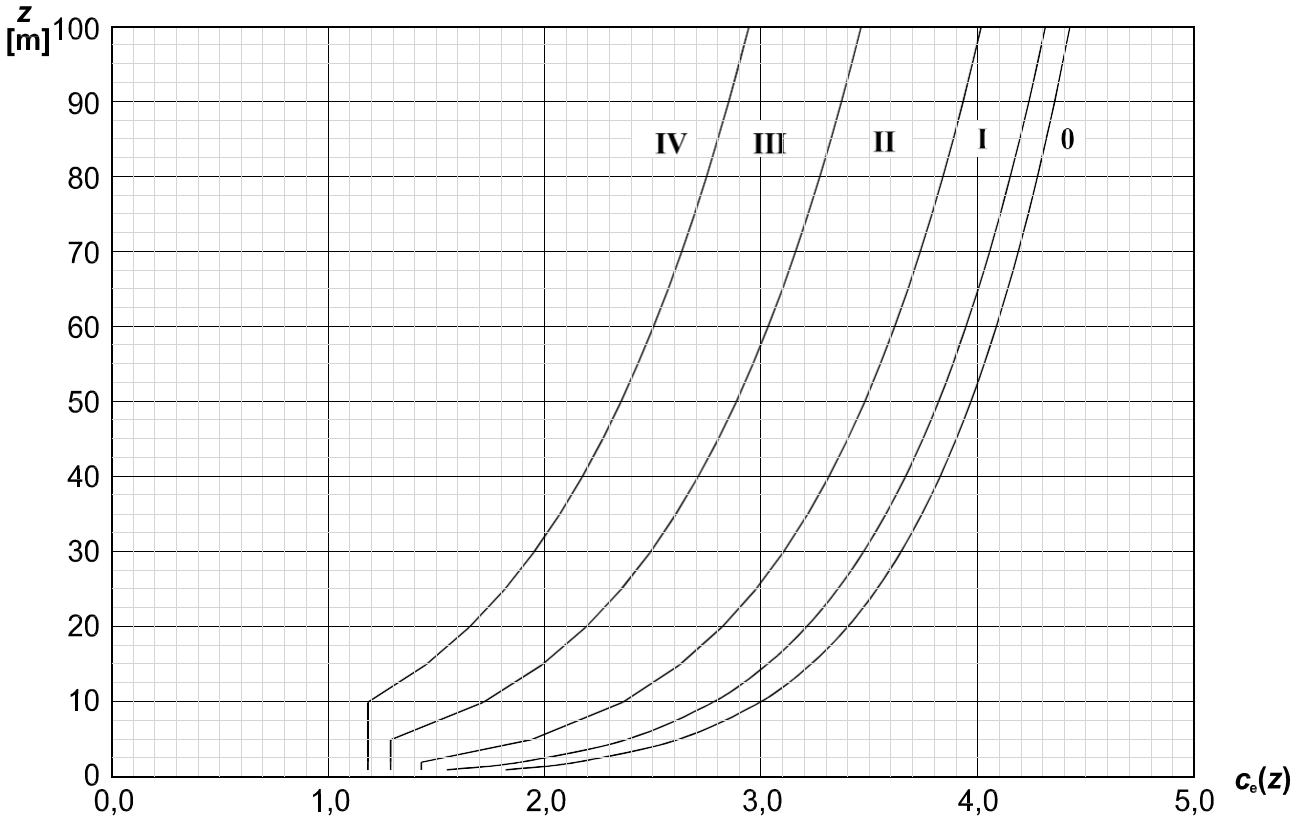
όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του συντελεστή στροβιλισμού όπως καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα ισούται με 1,00

c_o είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

Για επίπεδο έδαφος όπου $c_o(z)=1$, ο συντελεστής έκθεσης $c_o(z)$ δίνεται σε διάγραμμα στο ακόλουθο σχήμα ως συνάρτηση του ύψους z πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.



Σχήμα 2.1 — Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για c_o=1,0, k_I=1,0

Γ. Συντελεστής τραχύτητας εδάφους $c_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

– του ύψους πάνω από το έδαφος

– της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου

και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \qquad \text{for} \qquad z_{min} \le z \le z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \qquad \text{for} \qquad z \le z_{min} \qquad (2.10)$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \qquad (2.11)$$

όπου:

$z_{0,II}$ = 0,05 m (κατηγορία εδάφους ΙΙ, Πίνακας 2.1)

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.1

z_{max} λαμβάνεται ίσο με 200 m

z_0, z_{min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους.

Η κατηγορία εδάφους και οι παράμετροι z_o και z_{min} δίνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Κατηγορία εδάφους		z_o m	z_{min} m
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

Η κλιμάκωση μεταξύ των διαφορετικών κατηγοριών τραχύτητας πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό του q_p και του $c_s c_d$ ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία (Διαδικασία 1, Παράρτημα Α.2). Εάν η κατασκευή βρίσκεται κοντά σε αλλαγή τραχύτητας εδάφους και σε απόσταση μικρότερη από 2 km από την λιγότερο τραχεία κατηγορία 0 ή μικρότερη από 1 km από τις λιγότερο τραχείες κατηγορίες Ι έως ΙΙΙ, θα χρησιμοποιείται η ηπιότερη κατηγορία εδάφους στη διεύθυνση του ανέμου. Μικροί θύλακες (μικρότεροι από 10 % της θεωρούμενης περιοχής) με αποκλίνουσα τραχύτητα μπορούν να αγνοούνται. Στην περίπτωσή μας θεωρούμε κατηγορία εδάφους IV.

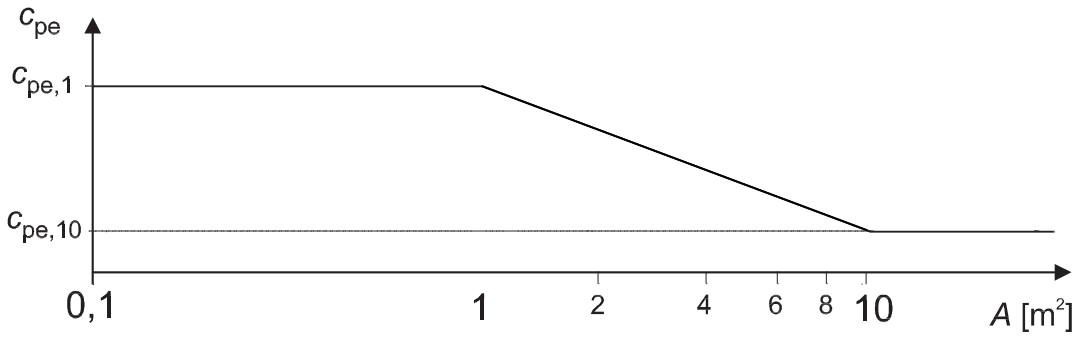
Δ. Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_o(z)$

Στην συγκεκριμένη μελέτη θεωρούμε ότι έχουμε επίπεδο έδαφος και σε αυτήν την περίπτωση η προτεινόμενη τιμή από τον Ευρωκώδικα είναι $c_o(z)$=1,00.

Ε. Αεροδυναμικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A, η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες A του $1m^2$ και $10m^2$ στους πίνακες,ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως $c_{pe,1}$ για τους τοπικούς συντελεστές και $c_{pe,10}$ για τους καθολικούς συντελεστές αντίστοιχα. Τιμές για το $c_{pe,1}$ προορίζονται για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων με επιφάνεια του στοιχείου $1m^2$ ή μικρότερη, όπως στοιχεία επικάλυψης και στέγασης. Τιμές για το $c_{pe,10}$ μπορούν να χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού των κτιρίων.

Στο σχήμα φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.



Το σχήμα βασίζεται στα ακόλουθα:

για $1\ m^2 < A < 10\ m^2$ $\qquad c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$

Σχήμα 2.2: Μεταβολή της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας

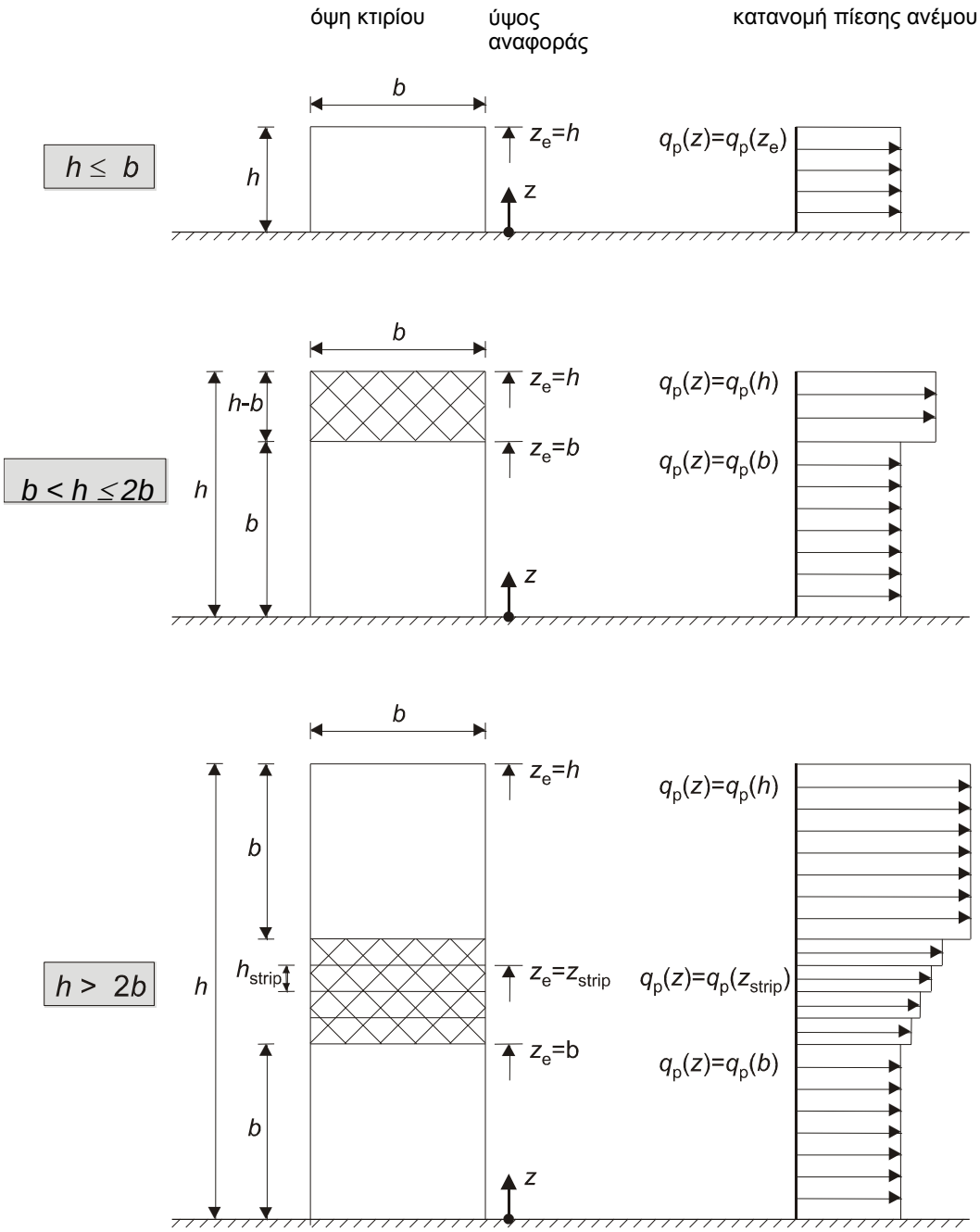
Ως φορτιζόμενη θεωρείται η επιφάνεια , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Οι τιμές των συντελεστών $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ δίνονται από σχετικούς πίνακες για διάφορες κατευθύνσεις του ανέμου.

7.2.2 Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

(1) Τα ύψη αναφοράς, z_e, για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (ζώνη D, Σχήμα 2.3), εξαρτώνται από το λόγο h/b και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Δίνονται στο Σχήμα 2.3 για τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:

- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μικρότερο από b θα πρέπει να λαμβάνεται ως ένα τμήμα.
- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από b, αλλά μικρότερο από 2b, μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από δύο τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.
- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από 2b μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b, ένα

ανώτερο τμήμα εκτεινόμενο από την κορυφή και προς τα κάτω ύψους ίσου με b, και μια μεσαία περιοχή, μεταξύ του ανώτερου και κατώτερου τμήματος, η οποία μπορεί να διαιρεθεί σε οριζόντιες λωρίδες με ύψος h_{strip} όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3.



ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η πίεση ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

Σχήμα 2.3 — Ύψος αναφοράς, z_e, που εξαρτάται από τα h και b, και αντιστοιχούσα κατανομή πιέσεων

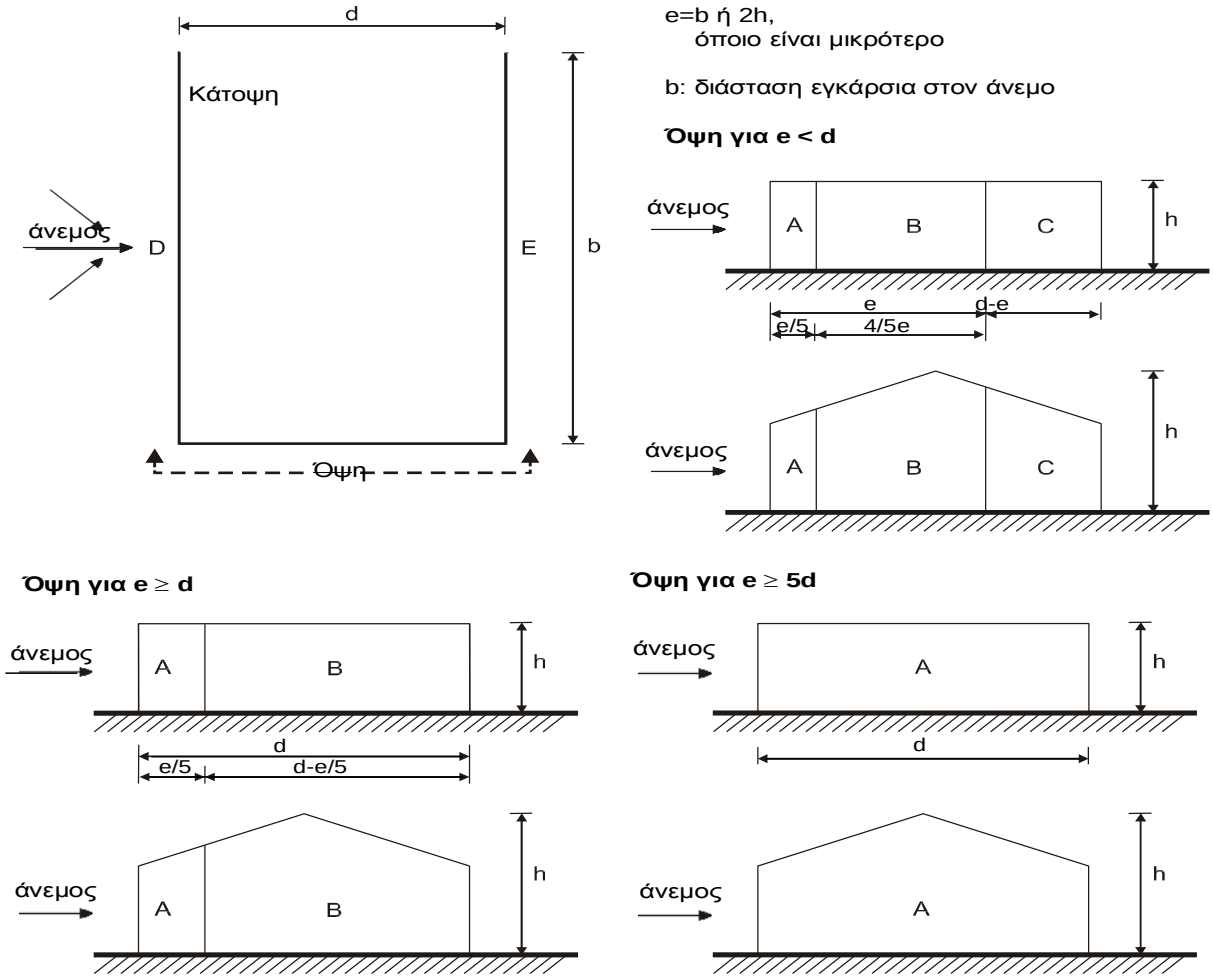
Στο κτίριο μας, του οποίου το ύψος h=29m < b2=30m < b1=42m η πίεση του ανέμου λαμβάνεται ως ένα τμήμα.

1) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ για ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο σχήμα και δίνονται επίσης στον παρακάτω πίνακα ως συνάρτηση του λόγου h/d, όπου:

- -h είναι το ύψος του κτιρίου
- -d είναι το μήκος της πλευράς του κτιρίου, η διεύθυνση της οποίας είναι παράλληλη με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου.

Ενδιάμεσες τιμές μπορούν να προκύψουν με γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα 2.4 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

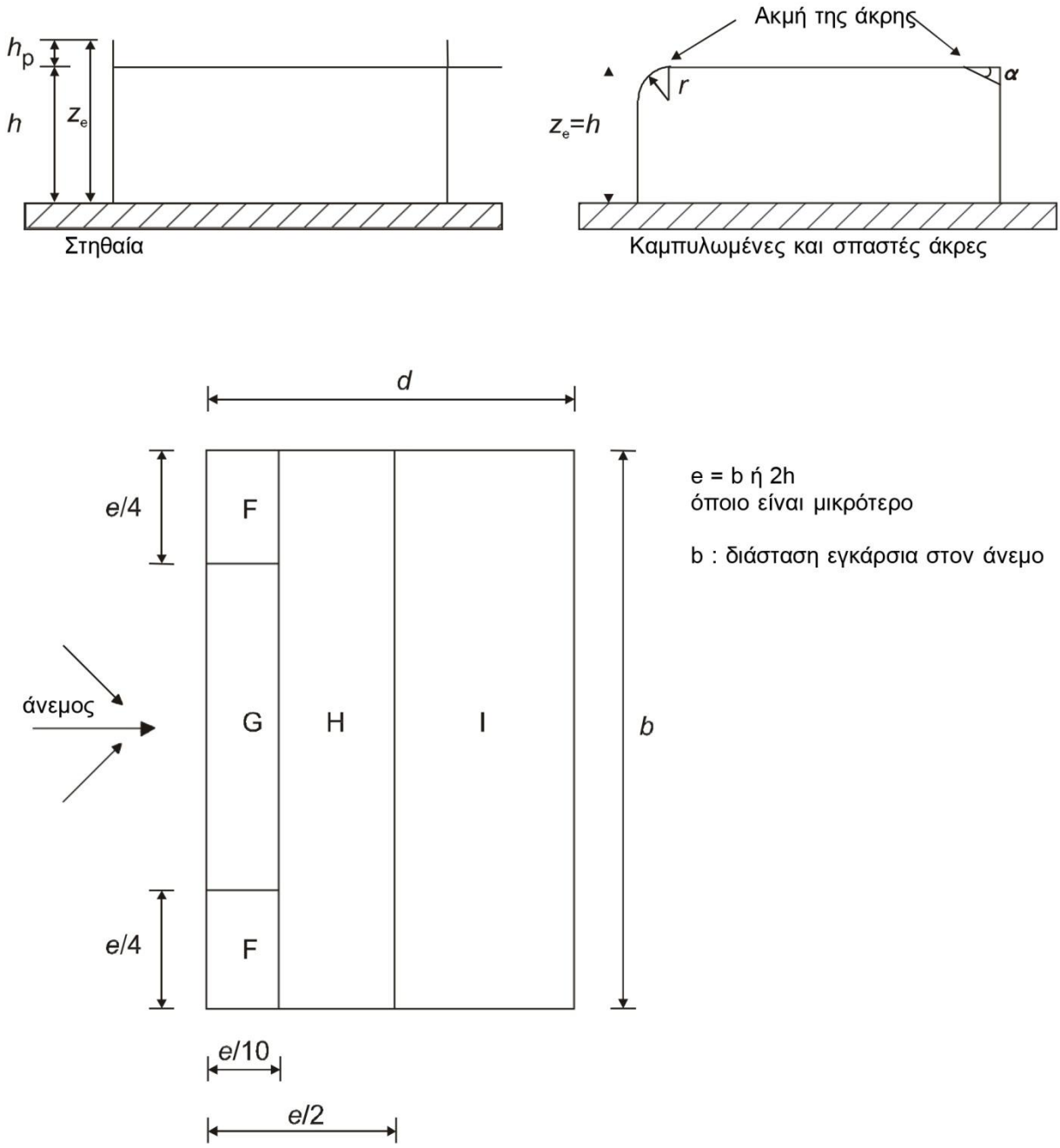
Στην περίπτωση του κτιρίου μας κατά τη διαμήκη διεύθυνση A=8,40m και B=33,60m ενώ κατά την εγκάρσια A=6m και B=24m

Ζώνη	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Πίνακας 2.2

2) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

Ως οριζόντιες στέγες είναι εκείνες που έχουν κλίση (α) με $-5^o < \alpha < 5^o$. Η στέγη θα πρέπει να διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο σχήμα. Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες και στέγες με καμπυλωμένες και σπαστές άκρες θα πρέπει να λαμβάνεται ως h. Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες με στηθαία θα πρέπει να λαμβάνεται ως $h+h_p$,βλέπε σχήμα. Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα.



Σχήμα 2.5 Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
Με στηθαία	h_p/h=0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
	h_p/h=0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
	h_p/h=0,10	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	
								-0,2	
Καμπυλωμένα άκρα	r/h = 0,05	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		+0,2	
								-0,2	
	r/h = 0,10	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		+0,2	
								-0,2	
	r/h = 0,20	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		+0,2	
								-0,2	
Σπαστά άκρα	α = 30°	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		+0,2	
								-0,2	
	α = 45°	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		+0,2	
								-0,2	
	α = 60°	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		+0,2	
								-0,2	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για στέγες με στηθαία ή καμπυλωμένα άκρα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές του h_p/h και r/h.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Για στέγες με σπαστά άκρα, γραμμική παρεμβολή μεταξύ α = 30°, 45° και α = 60° μπορεί να χρησιμοποιείται. Για α > 60° γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για α = 60° και των τιμών για επίπεδες στέγες με αιχμηρά άκρα μπορεί να χρησιμοποιείται.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3 Στη Ζώνη Ι, όπου δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4 Για το ίδιο το σπαστό άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 7.4 "Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες: διεύθυνση ανέμου 0° ", Ζώνη F και G, ανάλογα με την γωνία κλίσης του σπαστού άκρου.

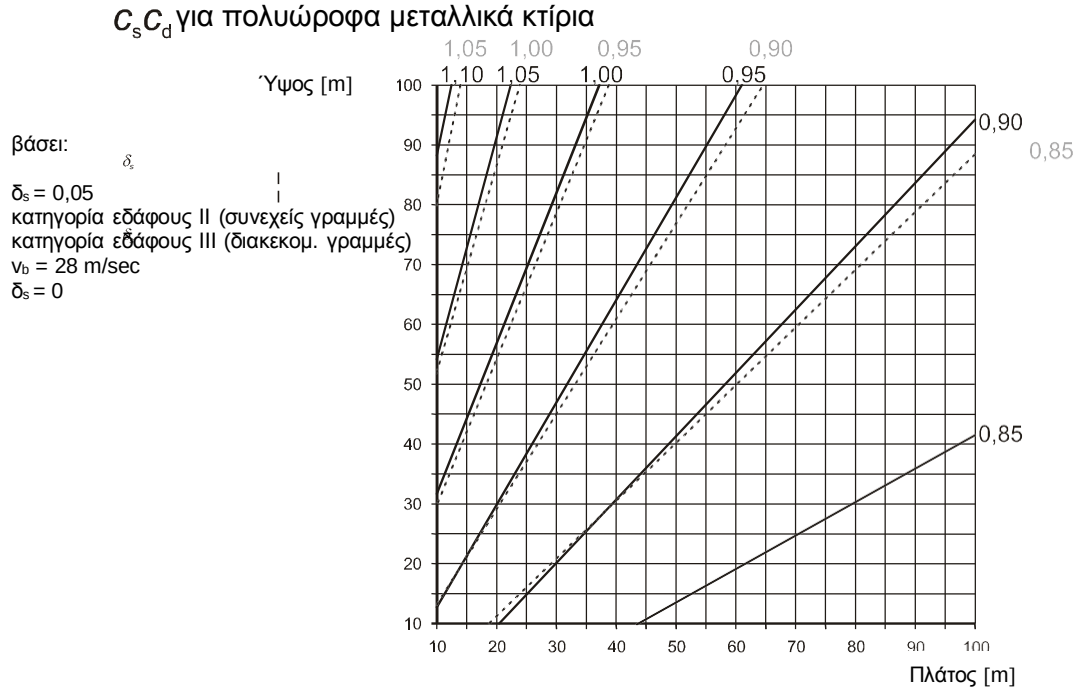
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 5 Για το ίδιο το καμπυλωμένο άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται με γραμμική παρεμβολή κατά μήκος της καμπύλης, μεταξύ των τιμών στον τοίχο και στη στέγη.

Πίνακας 2.3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για στέγες

Στην περίπτωσή μας εξαιτίας της ύπαρξης σύμμικτης πλάκας οροφής, η παραπάνω επιρροή των ανεμοπιέσεων παραλείπεται .

Ζ. Συνδυασμένος συντελεστής c_sc_d

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής c_sc_d πρέπει να λαμβάνει υπόψη την επίδραση στη δράση του ανέμου της μη ταυτόχρονης ύπαρξης αιχμών πίεσης στην επιφάνεια μαζί με την επίδραση των ταλαντώσεων της κατασκευής εξαιτίας του στροβιλισμού. Επιπλέον, το cscd για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15 m μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,00. Για τις ανάγκες του συγκεκριμένου έργου θα χρησιμοποιήσουμε το παρακάτω σχήμα από το παράρτημα D του Ευρωκώδικα για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα.



Σχήμα 2.6: c_sc_d για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα με ορθογωνική κάτοψη και κατακόρυφους εξωτερικούς τοίχους και με κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας.

Για την περίπτωσή μας είναι ύψος κτιρίου h= 29,00 m και κατηγορία εδάφους IV επομένως:

- για διεύθυνση ανέμου θ=0°, πλάτος d= 42,00 m προκύπτει για κατηγορία εδάφους III c_sc_d< 0,85. Συνεπώς λαμβάνουμε την ελάχιστη τιμή c_sc_d= 0,90.
- για διεύθυνση ανέμου θ= 90°, πλάτος d=30,00 m προκύπτει για κατηγορία εδάφους III c_sc_d= 0,85. Συνεπώς λαμβάνουμε την ελάχιστη τιμή c_sc_d=0,90.

2.6.2 Υπολογισμός των φορτίων ανέμου στο έργο της παρούσας εργασίας

Γενικά στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν στους παρακάτω υπολογισμούς για το εν λόγω κτίριο και για την περιοχή που βρίσκεται, ισχύουν τα εξής:

- Βασική τιμή ταχύτητας αναφοράς του ανέμου, $v_{ref,0}$ = 33 m/s
- Κατηγορία εδάφους: IV
- Για ελαφριά κλίση (Φ<0,05) προκύπτει c_o = 1,00 σύμφωνα με τις ακόλουθες σχέσεις:
  c_o = 1,00 , αν < 0,05
  c_o = 1 + 2*s*Φ , αν 0,05 < Φ < 0,3
  c_o = 1 + 0,6*s , αν Φ > 0,3
  όπου s είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης
- Πυκνότητα αέρα: ρ = 1,25 kg/m3
- Συντελεστής αιχμής g = 3,5

- Για κατηγορία εδάφους IV, από τον πίνακα και τη σχέση 2.11, προκύπτουν συντελεστής εδάφους k_r = 0,2343, μήκος τραχύτητας z_o = 1,00 m και ελάχιστο ύψος z_{min} = 10,00 m
- Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής c_d = 0,90, όπως βρέθηκε προηγουμένως

Ο υπολογισμός των τελικών πιέσεων που ασκούνται στους κατακόρυφους τοίχους του έργου θα γίνει θεωρώντας διεύθυνση πνοής ανέμου θ = 0° και θ = 90°.

Α. Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων (w_e) κατακόρυφων τοίχων

Προσδιορισμός ταχύτητας αναφοράς v_b και πίεσης αναφοράς q_b

Σύμφωνα με τη σχέση 2.7 , η ταχύτητα αναφοράς θα είναι:
v_b = 1,00x 1,00x33 m/s = 33 m/s
και σύμφωνα με τη σχέση 2.6 , η πίεση αναφοράς θα είναι:
q_b = 0,5*1,25 (kg/m^3)*33^2 (m^2/s^2) = 0,068kN/m^2

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Σύμφωνα με τη σχέση 2.10 είναι:

- $c_r(z) = k_r * \ln(z/z_o)$ = 0,2343 * ln (29,00/1,00) = 0,789 , για $z_{min} < z=29m < z_{max}$

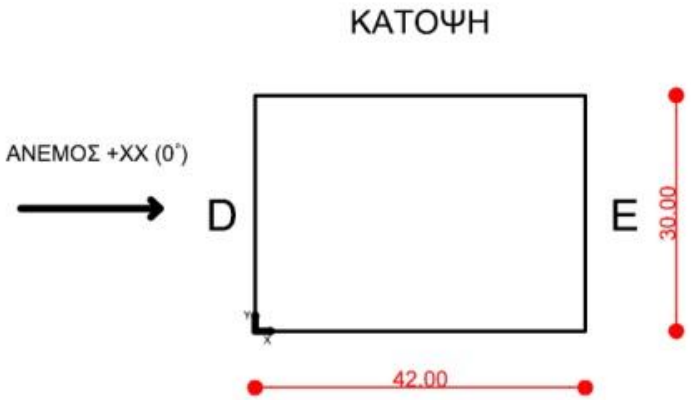
επομένως από τις σχέσεις 2.8, 2.9 προκύπτει:
- $v_m(z) = c_r(z)*c_o(z)*v_b$= 0,789*1,00*33 m/s = 26, 04 m/s

- $Iv(z) = k_l/[c_o(z)*\ln(z/z_o)]$= 0,297

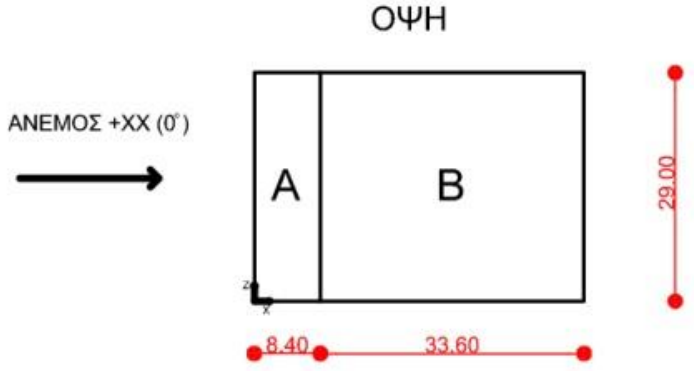
άρα σύμφωνα με τη σχέση 2.4, η πίεση ταχύτητας αιχμής θα είναι:

- $q_p(z)$= [1+7*0,297]*0,5*1,25(kg/m^3)*26,04^2 (m^2/s^2)=1,305 kn/m^2

1η περίπτωση: Άνεμος κατά +xx



Σχήμα 2.7



Σχήμα 2.8

Με βάση τα παραπάνω σχήματα 2.6, 2.7 είναι:
b = 30,00 m, e =min{b,2h} =min{30,58}=30 m, e/5=6,00 m
d = 52,00 m > e = 30 m

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προσδιορίστηκαν από τον πίνακα 2.2 για h/d = =29/42=0,690. Οι ενδιάμεσες τιμές προσδιορίζονται με γραμμική παρεμβολή.
Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά οι τιμές της εξωτερικής πίεσης σε κάθε περιοχή, με βάση τη σχέση 2.3 του Ευρωκώδικα.

Ζώνη	**z(m)**	**$q_p(z)$**	**c_{pe}**	**w_e (kN/m^2)**
A	29	1,305	-1,2	**-1,57**
B	29	1,305	-0,8	**-1,04**
D	29	1,305	+0,77	**1,00**
E	29	1,305	-0,44	**-0,57**

Πίνακας 2.4: Εξωτερική πίεση τοίχων για διεύθυνση ανέμου θ=0°

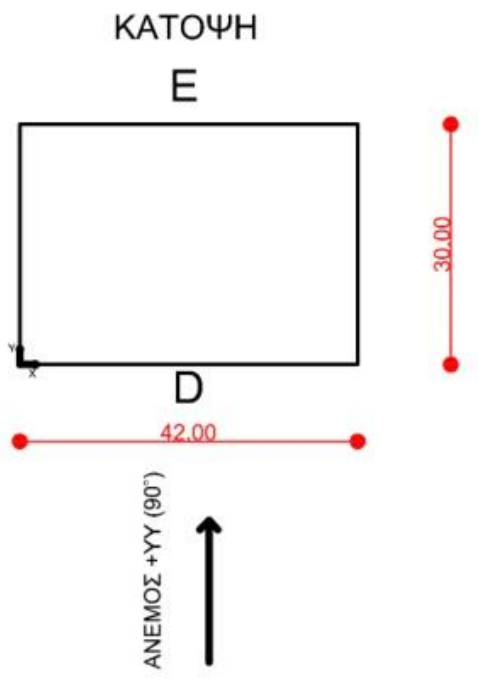
2η περίπτωση: Άνεμος κατά -xx

Για την περίπτωση πνοής ανέμου κατά -xx προκύπτουν οι ίδιες ακριβώς τιμές εξωτερικής πίεσης τοίχων με την 1η περίπτωση, λόγω συμμετρίας.

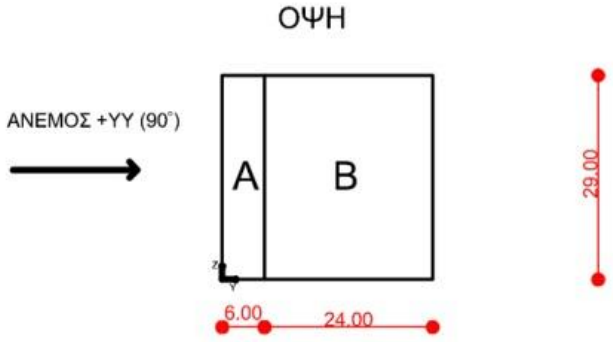
3η περίπτωση: Άνεμος κατά + yy

Με βάση τα παρακάτω σχήματα 2.8 και 2.9 είναι:
b = 42,00 m, e =min{b,2h} =min{42,58} =42,00 m, e/5 =8,40m
d = 30,00 m < e = 43,00 m

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης cpe προσδιορίστηκαν από τον πίνακα 2.2 για h/d = 0,967, με τη διαφορά ότι για διεύθυνση πνοής ανέμου θ = 90°. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές της εξωτερικής πίεσης για κάθε περιοχή.



Σχήμα 2.9



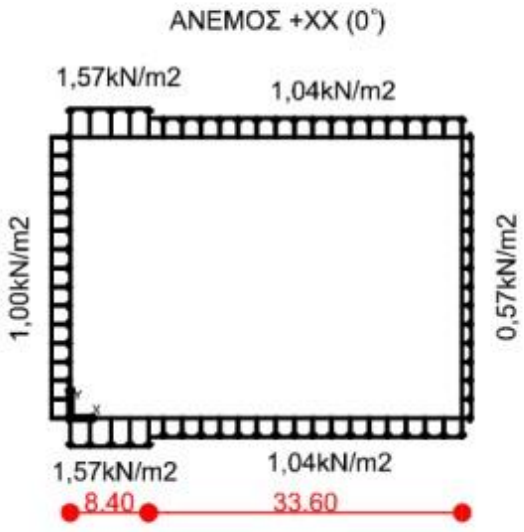
Σχήμα 2.10

Ζώνη	z(m)	$q_p(z)$	c_{pe}	w_e (kN/m^2)
A	29	1,305	-1,2	**-1,39**
B	29	1,305	-0,8	**-0,92**
D	29	1,305	+0,80	**0,92**
E	29	1,305	-0,49	**-0,64**

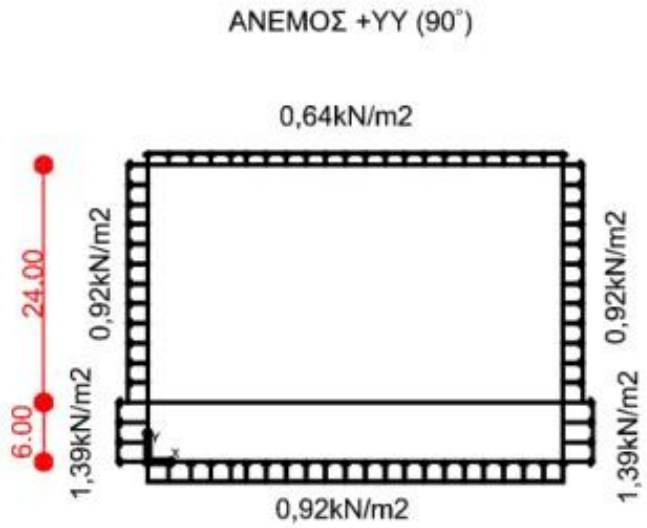
Πίνακας 2.5: Εξωτερική πίεση τοίχων για διεύθυνση ανέμου θ=90°

4η περίπτωση: Άνεμος κατά – yy

Λόγω συμμετρίας, προκύπτουν οι ίδιες τιμές εξωτερικής πίεσης των κατακόρυφων τοίχων με την 3η περίπτωση, όπως παρουσιάζονται στον πίνακα 2.5



Σχήμα 2.11



Σχήμα 2.12

Στα παραπάνω σχήματα 2.10, 2.11 φαίνεται η πίεση στους εξωτερικούς κατακόρυφους τοίχους του κτιρίου για τις δύο κύριες διευθύνσεις πνοής του ανέμου. Τα φορτία ανέμου θεωρούμε ότι παραλαμβάνονται από τα περιμετρικά υποστυλώματα, λαμβάνοντας υπόψη την πίεση του ανέμου στη θέση του υποστυλώματος, καθώς και το πλάτος επιρροής του υποστυλώματος, το οποίο είναι ίσο με w = 6,00 m, για κάθε περίπτωση ανέμου ξεχωριστά. Έπειτα οι φορτίσεις αυτές θα εισαχθούν στο μοντέλο του κτιρίου στο SAP2000, ώστε να χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση.

3. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

3.1. Εισαγωγή

Ως σεισμός ορίζεται η βίαιη εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σε συγκεκριμένο μέρος της Γης, από φυσικά αίτια που λαμβάνουν χώρα στο εσωτερικό της. Το φαινόμενο του σεισμού προκαλείται από τη σχετική ολίσθηση των δύο πλευρών ενός σεισμογενούς ρήγματος και τα σεισμικά κύματα που παράγονται από την ολίσθηση αυτή. Τα σεισμικά κύματα διαδίδονται στο εσωτερικό της Γης και φθάνουν στην επιφάνειά της όπου καταγράφονται από τους σεισμογράφους αλλά και προκαλούν διάφορες βλάβες.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος και επομένως η θεμελίωση μιας κατασκευής, κινείται με εναλλασσόμενο πρόσημο, γύρω από μία αρχική θέση ηρεμίας. Τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις του εδάφους, αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, διάτμηση, θλίψη κλπ. Συνεπώς, ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου προσήμου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές δυνάμεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αδρανειακές δυνάμεις, εννοούμε τις δυνάμεις εκείνες, οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής ενάντια στην εναλλασσόμενη κίνηση του εδάφους που δημιουργείται λόγω του σεισμού.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές αυτές κινήσεις, δηλαδή οι σεισμικές δράσεις, παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ο Ευρωκώδικας 8 περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων, και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις, καθώς και κανόνες εφαρμογής για κτιριακά κυρίως έργα.

Οι κύριοι στόχοι του κανονισμού είναι οι εξής:

- η προστασία της ανθρώπινης ζωής
- ο περιορισμός των βλαβών των κατασκευών
- η διασφάλιση της λειτουργίας έργων που είναι σημαντικά για την αστική προστασία

3.2. Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

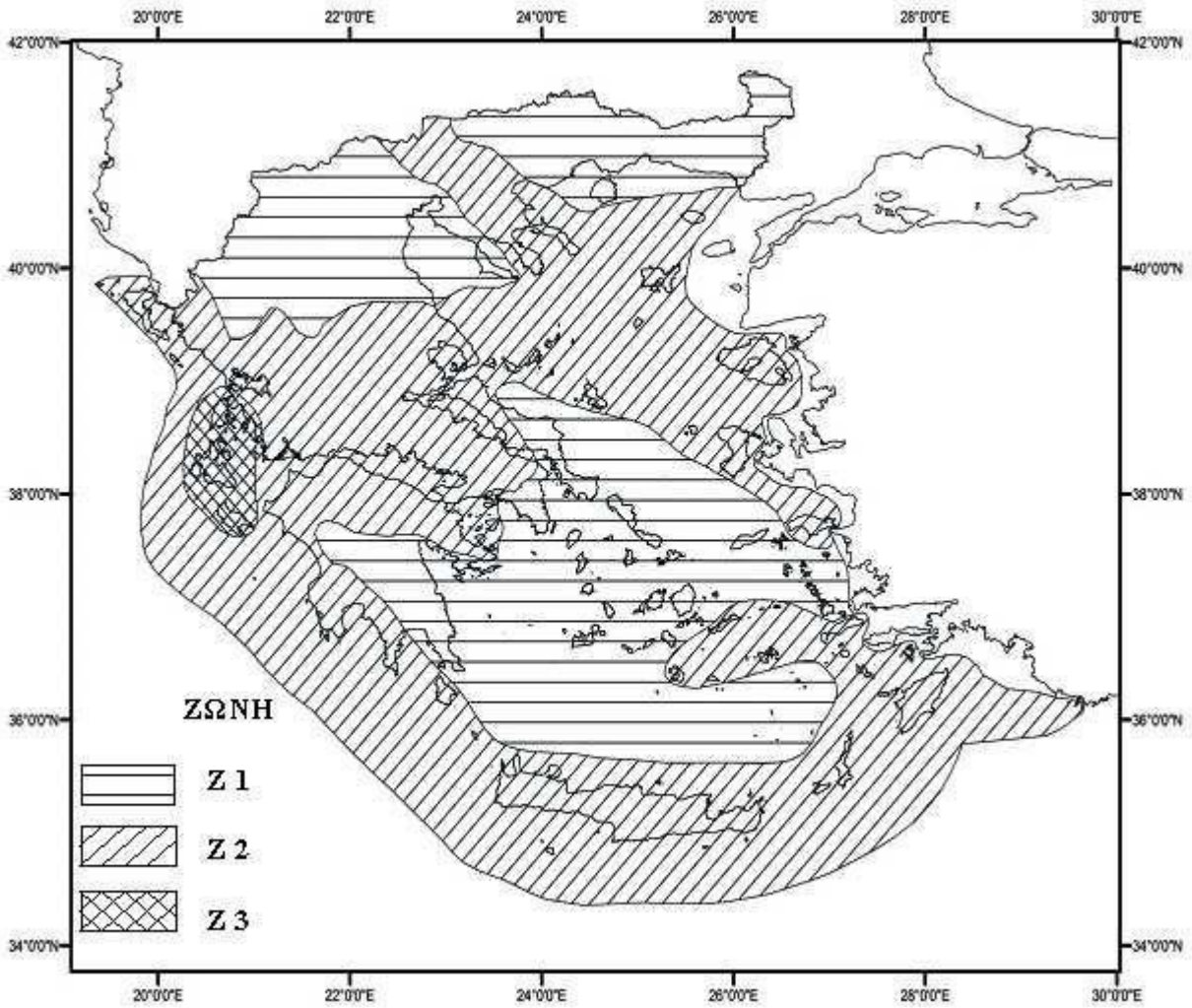
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- **Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης,** η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο Ευρωκώδικας 8. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού.
- **Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης,** η στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού, χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια "ισοδύναμων" σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία πάνω στην κατασκευή.

3.3. Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης

A. Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση Α και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).
Το κτίριο μας θα θεωρήσουμε ότι βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I.



Σχήμα 3.1: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας και αντίστοιχες ζώνες

B. Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης Α που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, με βάση την σχέση Α=α×g. Για την περίπτωσή μας επιλέγουμε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I και η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $\boldsymbol{A=0,16\times g}$.

Ζώνη	a_{gR}/g
Ζ1	0,16
Ζ2	0,24
Ζ3	0,36

Πίνακας 3.1: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Γ. Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, Ε, S_1 και S_2. Το κτίριο, που εξετάζεται εδράζεται σε έδαφος **κατηγορίας Β** (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.2 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (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 ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με v_s > 800 m/s.			

S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI > 40) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	_	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους Α – Ε ή S_1			

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες εδάφους

Δ. Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .
Για **κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ** (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\boldsymbol{\gamma_I}$**=1,00**.

Κατηγορία σπουδαιό-τητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

Πίνακας 3.3: Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων

Ε. Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Οι τιμές του ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

Στο συγκεκριμένο έργο, παρότι οι μεταλλικές κατασκευές παρουσιάζουν πλάστιμη συμπεριφορά (q=4), υπέρ της ασφαλείας, επιλέγουμε περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά του κτιρίου και επομένως η διαστασιολόγηση θα γίνει με συντελεστή συμπεριφοράς **q = 4**.

3.4. Φάσμα σχεδιασμού

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.3.5.2 του Ευρωκώδικα 8, σε περιπτώσεις έργων όπου η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους λαμβάνεται μικρότερη ή ίση με 0,25g, τότε μπορεί να αμελείται η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Επομένως, στο έργο μας μπορούμε να αμελήσουμε τις κατακόρυφες συνιστώσες και να λάβουμε υπόψη μόνο τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις.

Για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού, για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (επιτάχυνση α_g=0,16g)
- Κατηγορία εδάφους Β
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), γ_I=1,00
- Συντελεστής συμπεριφοράς q 1,50
- Απόσβεση 5 %

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού, S_d (T), ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του Ευρωκώδικα 8:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right] \qquad \text{για} \quad 0 \le T \le T_B \qquad (3.1)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \qquad \text{για} \quad T_B \le T \le T_C \qquad (3.2)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \ge \beta \cdot a_g \qquad \text{για} \quad T_C \le T \le T_D \qquad (3.3)$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \ge \beta \cdot a_g \qquad \text{για} \quad T_D \le T \le 4\ \text{sec} \qquad (3.4)$$

όπου:

S_d(T): είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T: είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

a_g: είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α

($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)

T_B: είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

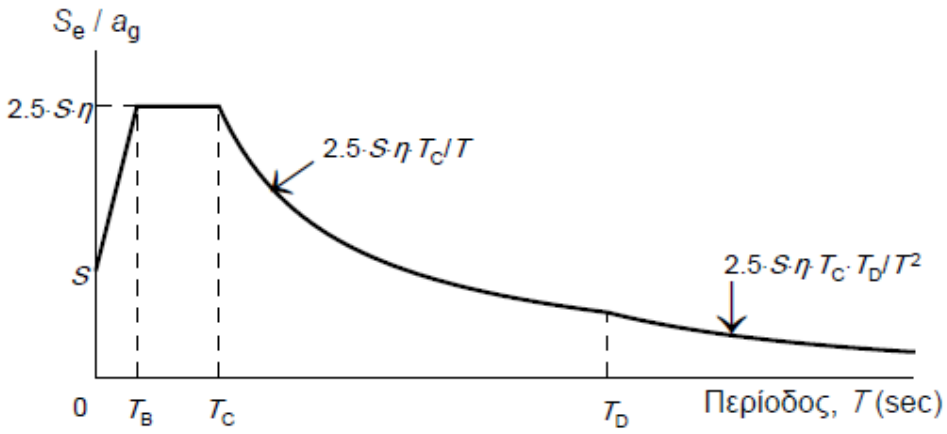
T_C: είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

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

S: είναι ο συντελεστής εδάφους

q: είναι συντελεστής συμπεριφοράς

β: είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή β=0,2.



Σχήμα 3.2: Φασματική επιτάχυνση

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα 3.4 για έδαφος κατηγορίας Β, έχουμε : S=1,2, T_B=0,15s, T_C=0,5s και T_D=2,0s.

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

Πίνακας 3.4: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης τύπου 1

Τα παραπάνω δεδομένα εισάγονται στο μοντέλο του κτιρίου στο SAP2000, το οποίο περιλαμβάνει τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για τα φάσματα σχεδιασμού. Επομένως, εισάγουμε στο πρόγραμμα το κατάλληλο φάσμα σχεδιασμού, με βάση το οποίο προχωρούμε έπειτα στην ιδιομορφική ανάλυση του κτιρίου (MODAL ANALYSIS).

3.5. Σεισμική απόκριση κατασκευής – Ιδιομορφές

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K].

Με βάση τον Ευρωκώδικα 8, για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υπόψη υποχρεωτικά ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. σε κτίρια με πολύ μεγάλη συμβολή στρεπτικών ιδιομορφών) η παραπάνω απαίτηση δεν ικανοποιείται, τότε ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών *k* που λαμβάνεται υπόψη σε μια χωρική ανάλυση πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$

και

$T_k \leq 0{,}20$ s

όπου:

k είναι το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

n είναι το πλήθος των ορόφων πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου

T_k είναι η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής *k*.

Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες αφενός δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και 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**

$$X = \pm\sqrt{(X_1^2 + X_2^2 + ... + X_k^2)}$$

όπου:

- k αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη ($k \leq n$)
- X_i συμμετοχή της i ιδιομορφής στο μέγεθος X

- **CQC: Complete Quadratic Combination**

$$X = \pm\sqrt{\sum\sum X_i P_{ij} Xj}$$

όπου:

$$P_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j}(\zeta_i \omega_i + \zeta_j \omega_j)\omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 - \omega_j^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_j^2)\omega_i^2 \omega_j^2}$$

Η μέθοδος CQC δίνει καλύτερα αποτελέσματα από την SRSS όταν διαδοχικές ιδιοπερίοδοι έχουν μικρή διαφορά στην τιμή τους. Εάν αυτό δε συμβαίνει , η CQC συγκλίνει στην SRSS. Στη φασματική ανάλυση που έτρεξε το SAP2000 η σεισμική απόκριση της κατασκευής υπολογίστηκε χρησιμοποιώντας τη μέθοδο SRSS.

Στη συγκεκριμένη εργασία, για την ανάλυση και των τριών κτιριακών μοντέλων ελήφθησαν υπόψη οι πρώτες 12 ιδιομορφές με συνολικό ποσοστό δρώσας μάζας $ΣM_x$ = 100% και $ΣM_y$ = 100%.

Ιδιομορφή	**Περίοδος (sec)**	**Ιδιομορφή**	**Περίοδος (sec)**
1	1,348	7	0,223
2	1,157	8	0,214
3	0,913	9	0,173
4	0,408	10	0,168
5	0,368	11	0,167
6	0,273	12	0,164

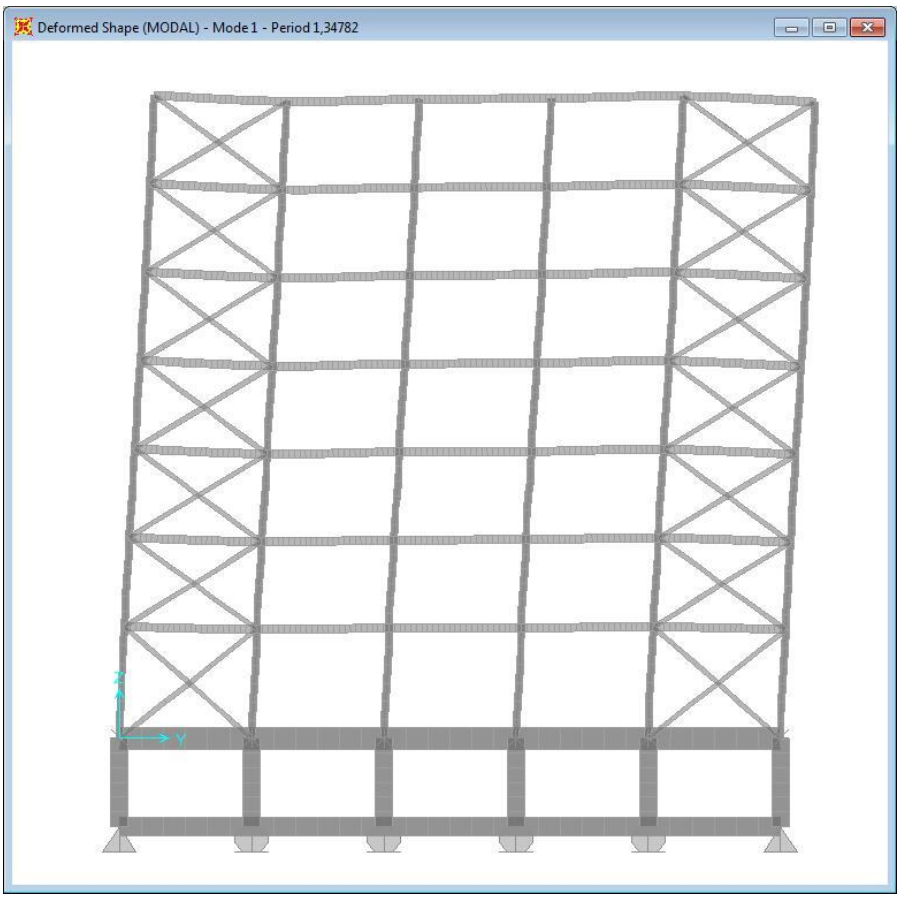
Πίνακας 3.5: Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι στο κτίριο Α

Ιδιομορφή	**Περίοδος (sec)**	**Ιδιομορφή**	**Περίοδος (sec)**
1	1,258	7	0,214
2	1,145	8	0,213
3	1,041	9	0,183
4	0,390	10	0,172
5	0,365	11	0,167
6	0,325	12	0,165

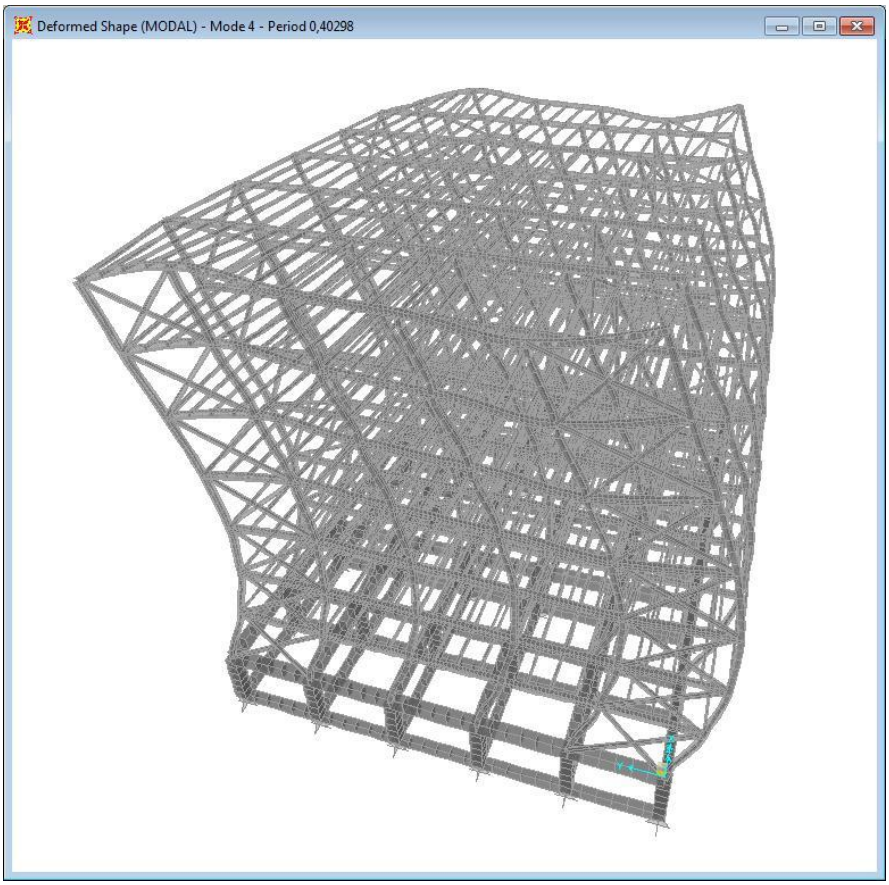
Πίνακας 3.6: Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι στο κτίριο Β

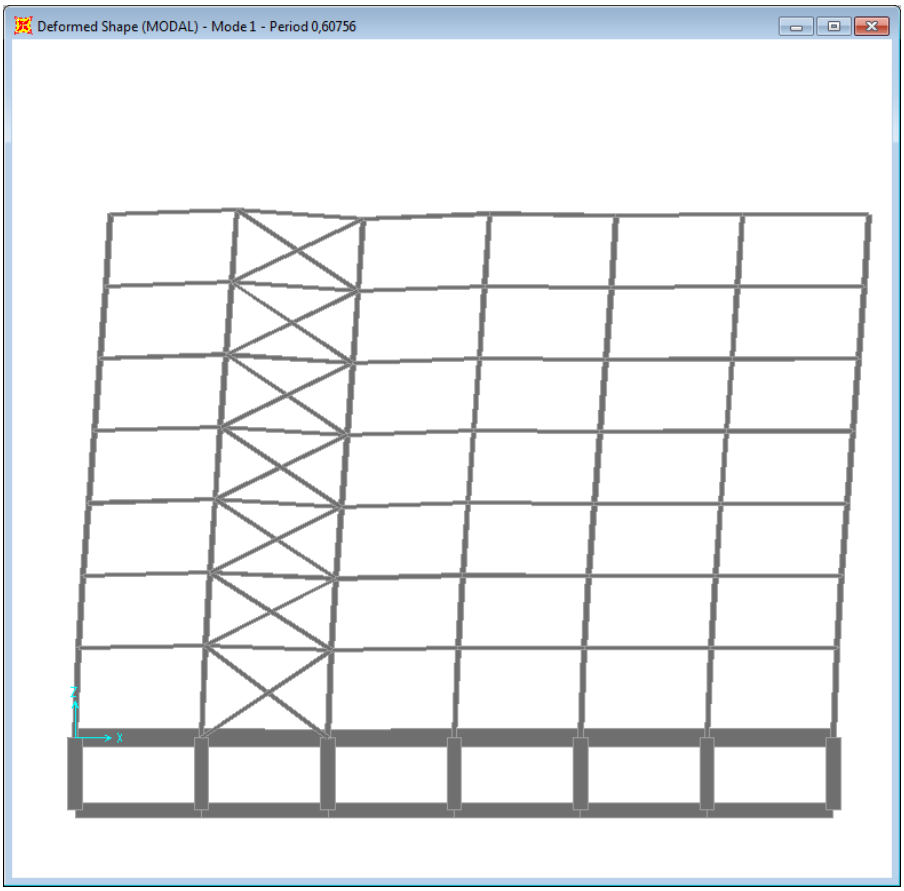
Ιδιομορφή	**Περίοδος (sec)**	**Ιδιομορφή**	**Περίοδος (sec)**
1	1,224	7	0,241
2	1,222	8	0,211
3	1,013	9	0,205
4	0,406	10	0,179
5	0,382	11	0,386
6	0,338	12	0,316

Πίνακας 3.7: Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι στο κτίριο Γ



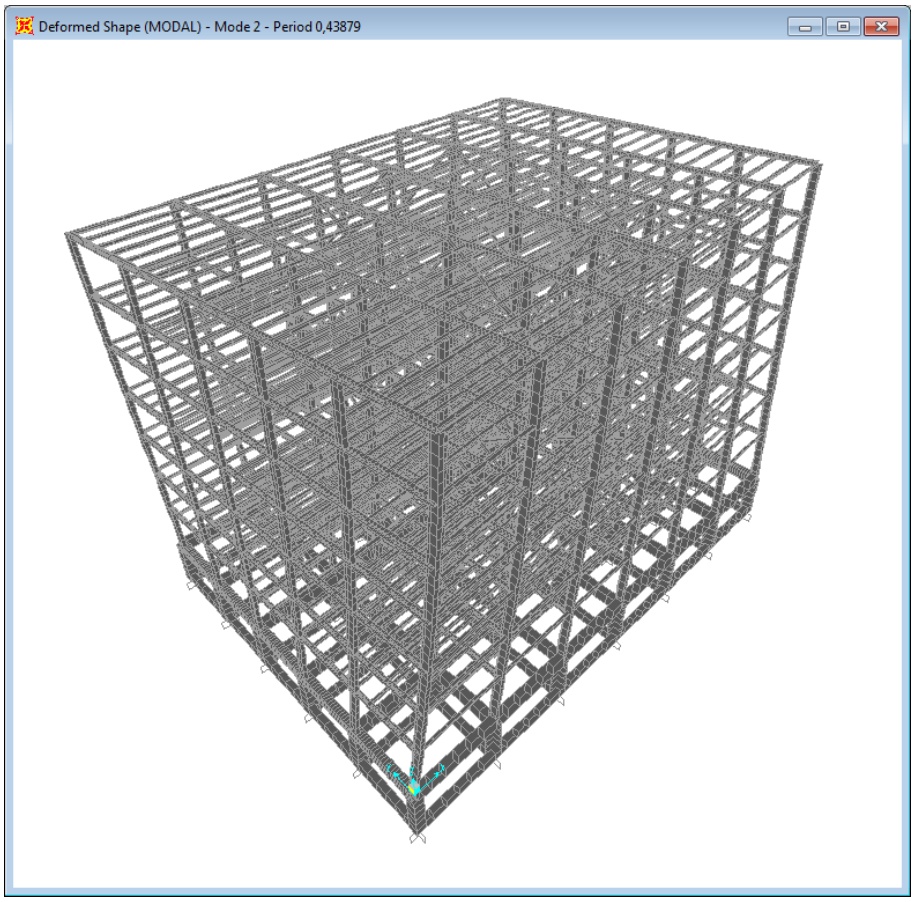
Σχήμα 3.3: 2η ιδιομορφή του κτιρίου Α (επίπεδο yz)





Σχήμα 3.4: 4η ιδιομορφή του κτιρίου Α

Σχήμα 3.5: 1η ιδιομορφή του κτιρίου Β (επίπεδο xz)



Σχήμα 3.6: 2η ιδιομορφή του κτιρίου Γ

4. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Στο Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1 περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την ανθεκτικότητα της κατασκευής, με βάση τις οριακές καταστάσεις και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας.

4.1 Οριακές καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις, πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού, δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας: αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες, (απώλεια ισορροπίας, μετατροπή σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας ολόκληρης της κατασκευής ή μέρους αυτής), που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας: αντιστοιχούν στην κατάσταση εκείνη, πέραν της οποίας δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής, λόγω φαινομένων σχετιζόμενων με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή έντονες ταλαντώσεις κλπ.

Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και θα πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

4.2 Καταστάσεις σχεδιασμού

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ενός φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις, είναι οι εξής:

- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, όπως π.χ. κατά τη διάρκεια της ανέγερσης ή της επισκευής του.
- Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, όπως π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση οχήματος.
- Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

Οι δράσεις που καταπονούν την προς μελέτη κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών και για τις παραπάνω καταστάσεις σχεδιασμού είναι οι εξής:

- Μόνιμα φορτία: α) ίδιο βάρος κατασκευής G
  β) βάρος επικαλύψεων
  γ) φορτία
- Κινητά φορτία: α) ωφέλιμο κινητό φορτίο
  β) φορτίο χιονιού
  γ) φορτία ανέμου W
- σεισμός α) φορτία σεισμού E

4.3 Συνδυασμοί δράσεων

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί δράσεων, όπως ορίζει το Μέρος 1 του

Ευρωκώδικα 1. Οι δράσεις που δεν μπορούν να συμβούν ταυτόχρονα, λόγω φυσικών αιτιών, δεν πρέπει να θεωρούνται στον ίδιο συνδυασμό.

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\Sigma_{j\geq 1}\gamma_{G,j}G_{k,j}+\gamma_P P+\gamma_{Q,1}Q_{k,1}+\Sigma_{i>1}\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

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

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\Sigma_{j\geq 1}G_{k,j}\text{"+"}P\text{"+"}A_{ED}\text{"+"}\Sigma_{i\geq 1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

$$\Sigma_{j\geq 1}G_{k,j}\text{"+"}P\text{"+"}Q_{k,1}\text{"+"}\Sigma_{i>1}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

- Συχνός συνδυασμός

$$\Sigma_{j\geq 1}G_{k,j}\text{"+"}P\text{"+"}\psi_{1,1}Q_{k,1}\text{"+"}\Sigma_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\Sigma_{j\geq 1}G_{k,j}\text{"+"}P\text{"+"}\Sigma_{i>1}\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

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

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής:

- "+" σημαίνει "επαλληλία με"
- $G_{k,j}$ η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
- P_k η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- $Q_{k,1}$ η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$ η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων
- A_d η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- A_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- $\gamma_{G,j}$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
- γ_p ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση
- γ_{Qi} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
- $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη,

μετακινήσεις κλπ.)
Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή ενός μέλους του είναι:

α). Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

- Για μόνιμες δράσεις:
  $\gamma_{G,sup}$ = 1,35 (δυσμενής επιρροή)
  $\gamma_{G,inf}$ = 1,00 (ευμενής επιρροή)
- Για μεταβλητές δράσεις:
  $\gamma_{Q,sup}$ = 1,50 (δυσμενής επιρροή)
  $\gamma_{Q,inf}$ = 0,00 (ευμενής επιρροή) β).

Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς γ_A = 1,00

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων προσαυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων. Οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ_i, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Στον παρακάτω πίνακα 4.1 δίνονται οι τιμές των συντελεστών ψ_i, σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 0.

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 Κατηγορία D:	0,7	0,7	0,6
χώροι καταστημάτων Κατηγορία E: χώροι	0,7	0,7	0,6
αποθήκευσης Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας	1,0	0,9	0,8
οχημάτων			
βάρος οχημάτων ≤ 30kN			
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων	0,7	0,7	0,6
30kN < βάρος οχημάτων ≤ 160kN			
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
	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 m	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H ≤ 1000 m	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας 4.1: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για κτίρια

4.4 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία

Ακολουθούν οι συνδυασμοί φορτίσεων σε ΟΚΑ όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα:
DEAD: άθροισμα μόνιμων φορτίων [Ίδιο βάρος + Πρόσθετα μόνιμα (ADL)]
LIVE: άθροισμα κινητών φορτίων
WIND0: άνεμος κατά τη διεύθυνση +xx
WIND90: άνεμος κατά τη διεύθυνση +yy
SNOW: φορτίο χιονιού
EX: σεισμός κατά τη διεύθυνση +xx
EY: σεισμός κατά τη διεύθυνση +yy

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	DEAD	LIVE	WIND0	WIND90	SNOW	EX	EY
ΑΣΤΟΧΙΑ 1	1,35						
ΑΣΤΟΧΙΑ 2	1,35	1,50					
ΑΣΤΟΧΙΑ 3	1,35	1,50	0,90				
ΑΣΤΟΧΙΑ 4	1,35	1,50	-0,90				
ΑΣΤΟΧΙΑ 5	1,35	1,50		0,90			
ΑΣΤΟΧΙΑ 6	1,35	1,50		-0,90			
ΑΣΤΟΧΙΑ 7	1,35	1,05	1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 8	1,35	1,05	-1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 9	1,35	1,05		1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 10	1,35	1,05		-1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 11	1,00		1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 12	1,00		-1,50				
ΑΣΤΟΧΙΑ 13	1,00			1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 14	1,00			-1,50			
ΑΣΤΟΧΙΑ 15	1,35	1,50	0,90		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 16	1,35	1,50		0,90	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 17	1,35	1,05	1,50		0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 18	1,35	1,05		1,50	0,75		
ΑΣΤΟΧΙΑ 19	1,35	1,05	0,90		1,50		
ΑΣΤΟΧΙΑ 20	1,35	1,05		0,90	1,50		
ΑΣΤΟΧΙΑ 21	1,00	0,30				1,00	0,30
ΑΣΤΟΧΙΑ 22	1,00	0,30				0,30	1,00

Πίνακας 4.2: Συνδυασμοί φορτίσεων κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Στον παραπάνω πίνακα φαίνονται όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων της κατασκευής μας, στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Δυσμενέστεροι συνδυασμοί φορτίσεων είναι οι βασικοί συνδυασμοί 15-18 και οι δύο σεισμικοί συνδυασμοί 21-22. Οι συνδυασμοί είναι ίδιοι και για τα τρία υπό μελέτη μοντέλα, ενώ προστέθηκαν και συνδιασμοί ‘’περιβάλλουσες’’ (envelopes) για την πλήρη εικόνα των καταπονήσεων των μελών.

Ακολουθούν οι συνδυασμοί φορτίσεων σε ΟΚΛ όπως έχουν ορισθεί στο πρόγραμμα:
DEAD: άθροισμα μόνιμων φορτίων [Ίδιο βάρος + Πρόσθετα μόνιμα (ADL)]
LIVE: άθροισμα κινητών φορτίων
WIND0: άνεμος κατά τη διεύθυνση +xx
WIND90: άνεμος κατά τη διεύθυνση +yy
SNOW: φορτίο χιονιού

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	DEAD	LIVE	WIND0	WIND90	SNOW
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 1	1,00	1,00	0,60		0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 2	1,00	1,00		0,60	0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 3	1,00	0,70	1,00		0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 4	1,00	0,70		1,00	0,50
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 5	1,00	0,70	0,60		1,00
ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑ 6	1,00	0,70		0,60	1,00

Πίνακας 4.3: Συνδυασμοί φορτίσεων κατασκευής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ ΚΑΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

5.1. Κατάταξη διατομών

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις 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.

Στον Πίνακα 5.1 συνοψίζονται οι παραπάνω κατηγορίες σε σχέση με τη συμπεριφορά, τη φέρουσα ικανότητα και την ικανότητα στροφής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορίες 1 και 2:	η πλαστική ροπή	($M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$)
Κατηγορία 3:	η ελαστική ροπή	($M_{el} = W_{el} \cdot f_y$)
Κατηγορία 4:	η ροπή τοπικού λυγισμού	($M_0 < M_{el}$)

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως) λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει μια διατομή εξαρτάται τόσο από την γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή.

Η διατομή συντίθεται από διάφορα πλακοειδή στοιχεία, όπως ο κορμός και τα πέλματα, τα οποία, ανάλογα με τον τρόπο στήριξής τους διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- Εσωτερικά στοιχεία: Είναι εκείνα τα οποία απολήγουν σε άλλα εγκάρσια στοιχεία της διατομής. Μπορεί να θεωρούνται αμφιέρειστα μεταξύ των γραμμών επαφής τους με τα εγκάρσια στοιχεία (π.χ. ο κορμός μιας διατομής διπλού ταυ είναι εσωτερικό στοιχείο μεταξύ των δύο πελμάτων).
- Προεξέχοντα στοιχεία: Τα στοιχεία αυτά θεωρούνται ότι στηρίζονται κατά μήκος μιας ακμής και είναι ελεύθερα κατά μήκος της άλλης ακμής, παράλληλα προς την κατεύθυνση της θλιπτικής τάσης.

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της. Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να καθοριστεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.

Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1, 2 και 3 λαμβάνονται από τον πίνακα 5.2. Αν ένα στοιχείο της διατομής δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3, κατατάσσεται στην κατηγορία 4. Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη σύμφωνα με το πρότυπο EN 1993-1-5.

Οι οριακές τιμές του λόγου c/t των πλακοειδών στοιχείων διατομών ισχύουν για μέλη από χάλυβα συγκεκριμένου ορίου διαρροής. Για να καλύπτονται οι περιπτώσεις χάλυβα διαφορετικής ποιότητας, ο Ευρωκώδικας 3 παρουσιάζει τα δεδομένα του τοπικού λυγισμού υπό αδιάστατη μορφή, με χρήση του μειωτικού συντελεστή ε, ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

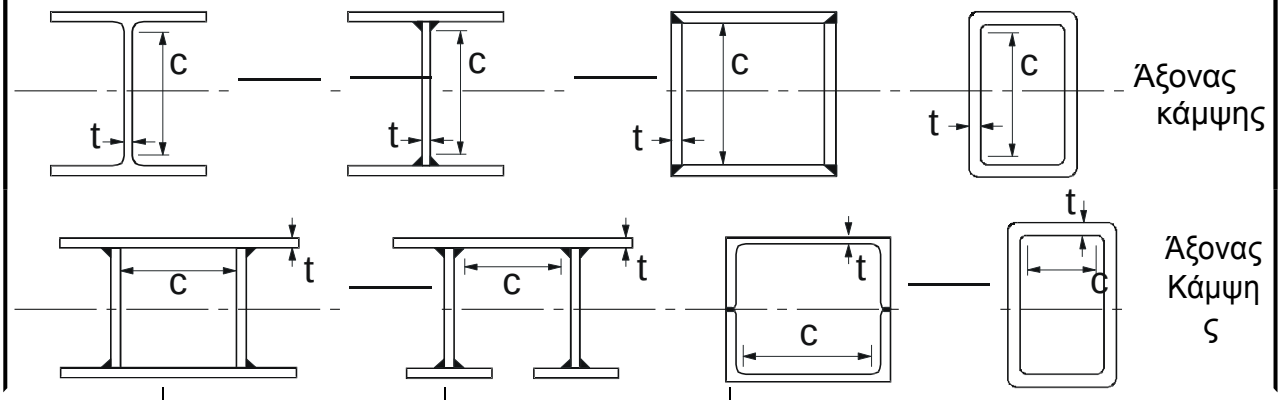
$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

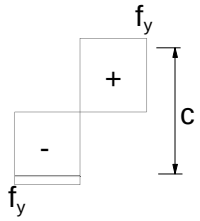
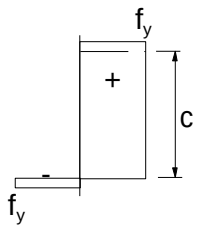
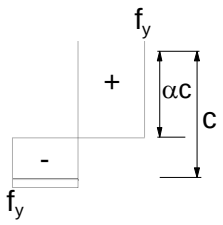
όπου:

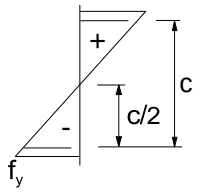
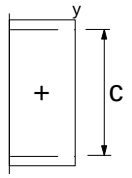
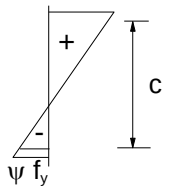
- 235 συντελεστής που αντιστοιχεί στο όριο διαρροής αναφοράς
- f_y όριο διαρροής του υπόψη χάλυβα σε N/mm^2.

Στον παρακάτω πίνακα 5.1 δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές του λόγου c/t που χρησιμοποιούνται για την κατάταξη μιας διατομής. Υπάρχουν επίσης πίνακες, οι οποίοι δίνουν την κατηγορία των τυποποιημένων διατομών, συναρτήσει του τρόπου με τον οποίο καταπονείται η διατομή και της ποιότητας του χάλυβα. Στο συγκεκριμένο έργο, χρησιμοποιήθηκαν αποκλειστικά διατομές κατηγορίας 1 σε όλα τα μέλη του φορέα.

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα



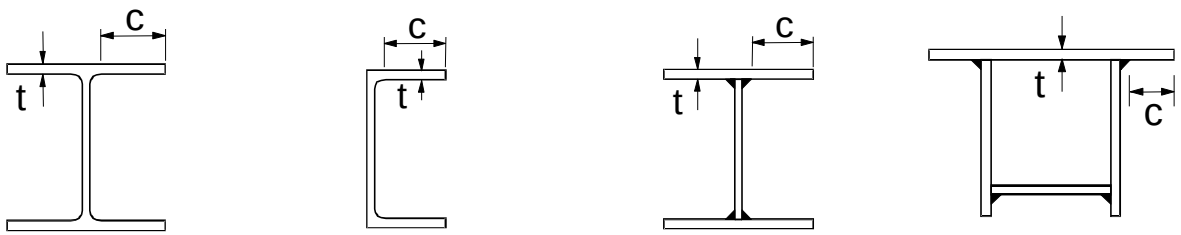
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη
Κατανομή στα (θλίψη θετική)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \dfrac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \dfrac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \dfrac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \dfrac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$

τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \le \dfrac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ όταν $\psi \le -1^{*)}$: $c/t \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

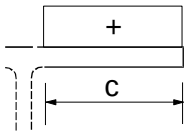
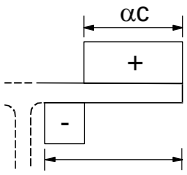
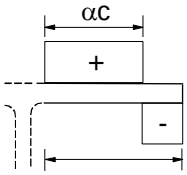
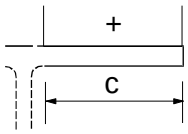
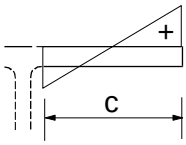
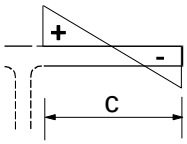
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) ψ ≤ -1 εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση σ < f_y είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

Προεξέχοντα πέλματα



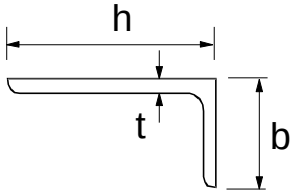
Ελατές διατομές Συγκολλητές διατομές

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	$c/t \le 9\varepsilon$	$c/t \le \dfrac{9\varepsilon}{}$	$c/t \le \dfrac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \le 10\varepsilon$	$c/t \le \dfrac{10\varepsilon}{}$	$c/t \le \dfrac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)			
3	$c/t \le 14\varepsilon$	$c/t \le 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5	

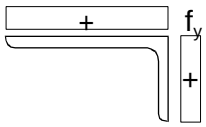
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Γωνιακά

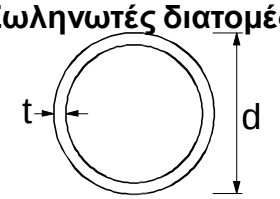
Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)



Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία

Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)	
3	$h/t \le 15\varepsilon : \dfrac{b+h}{2t} \le 11{,}5\varepsilon$

Σωληνωτές διατομές



Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη
1	$d/t \le 50\varepsilon^2$
2	$d/t \le 70\varepsilon^2$
3	$d/t \le 90\varepsilon^2$ **ΣΗΜΕΙΩΣΗ** Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας 5.1: Χαρακτηριστικές τιμές λόγου πλάτους προς πάχος μέλους της διατομής

5.2. Αντοχή διατομών

5.2.1. Αντοχή διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Για τα εφελκυόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση:

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

όπου:

- $N_{t,Rd}$ η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, όπου σε διατομές με οπές λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

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

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

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

όπου:

- A το εμβαδόν της πλήρους διατομής
- f_y το όριο διαρροής του χάλυβα
- f_u η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα
- A_{net} το εμβαδόν της καθαρής διατομής
- γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα
- γ_{M2} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Επομένως, έχουμε:

$$N_{t,Rd} = \min \{N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}\}$$

5.2.2. Αντοχή διατομής σε θλίψη

Για μέλη υπό αξονική θλίψη η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

όπου:

- Nc,Rd η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη και είναι ίση με:

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

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

5.2.3. Αντοχή διατομής σε τέμνουσα

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

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

όπου:

- $V_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε τέμνουσα

Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ (χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης), όπως δίνεται παρακάτω:

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

όπου:

- A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $A - 2bt_f + \left(t_w + 2r\right) t_f$ αλλά όχι μικρότερη από $\eta h_w t_w$

β) ελατές διατομές U, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $A - 2bt_f + \left(t_w + r\right) t_f$

γ) ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $0{,}9\left(A - bt_f\right)$

δ) συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $\eta \sum \left(h_w t_w\right)$

ε) συγκολλητές διατομές I, H, U και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα $A - \sum \left(h_w t_w\right)$

ζ) ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, ομοιόμορφου πάχους:

φορτίο παράλληλο προς το ύψος $Ah/(b+h)$

φορτίο παράλληλο προς το πλάτος $Ab/(b+h)$

η) κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους $2A/\pi$

όπου A είναι η επιφάνεια της διατομής

b είναι το συνολικό πλάτος

h είναι το συνολικό ύψος

h_w είναι το ύψος του κορμού

r είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος

t_f είναι το πάχος του πέλματος

t_w είναι το πάχος του κορμού (Εάν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, ως t_w θα πρέπει να λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος.).

5.2.4. Αντοχή διατομής σε κάμψη

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή, τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης MEd σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

όπου:

- $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη, η οποία ισούται με:

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

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

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

5.2.5. Αντοχή διατομής σε κάμψη και τέμνουσα

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλίσκεται στην παραλαβή τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται, όπως έχει ήδη αναφερθεί προηγουμένως.

Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, τότε η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται. Σε διαφορετική περίπτωση, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η ροπή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας μειωμένη τάση διαρροής για την επιφάνεια διάτμησης A_v σύμφωνα με τη σχέση:

$$(1 - \rho\ )\ f_y$$

όπου:

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

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:

- $M_{y,V,Rd}$ υπολογίζεται όπως η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη
- $A_w = h_w \cdot t_w$
- h_w το ύψος του κορμού
- t_w το πάχος του κορμού

5.2.6. Αντοχή διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι:

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

όπου:

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

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

α) $N_{Ed} \leq 0{,}25\, N_{pl,Rd}$

β) $N_{Ed} \leq \dfrac{0{,}5\, h_w\, t_w\, f_y}{\gamma_{M0}}$

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

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w\, t_w\, f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

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

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

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

όπου:

$n = N_{Ed} / N_{pl.Rd}$ και $a = (A-2bt_f)/A$ αλλά $a \leq 0{,}5$

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

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

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

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

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

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

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

Για διαξονική κάμψη, οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

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

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

- I και H διατομές:

  $\alpha = 2$; $\beta = 5n$ αλλά $\beta \geq 1$

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

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

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

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

  όπου $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

5.3. Έλεγχος μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Στο υποκεφάλαιο 5.2 παρουσιάστηκαν οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν την αντοχή των διατομών ανάλογα με την καταπόνηση στην οποία υπόκεινται. Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής καθορίζει και την αντοχή ολόκληρου του μέλους, αλλά υπάρχουν περιπτώσεις στις οποίες διαπιστώνεται ότι υπάρχει στάθμη της εξωτερικής φόρτισης, για την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του, αποκτά δηλαδή τη δυνατότητα να ισορροπήσει, πέραν της αρχικής και σε μία γειτονική θέση ισορροπίας. (φαινόμενο του λυγισμού). Αυτή η στάθμη φόρτισης εκφράζει πρακτικά, την εξάντληση της αντοχής του μέλους και παρατηρείται δε, συνήθως, χαμηλότερα ή πολύ χαμηλότερα από τη στάθμη της φόρτισης, η οποία εξαντλεί την αντοχή της διατομής του.

Στο παρόν υποκεφάλαιο 5.3 εξετάζονται περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς.

5.3.1. Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μια καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια ενός θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

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

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

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως εξής:

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

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

όπου: χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού και ο οποίος υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

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

όπου:

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

για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3 $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$

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

- λ η ανηγμένη λυγηρότητα
- α συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 5.2, σε σχέση με τον Πίνακα 5.3
- $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$ το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού, βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής
- $\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{A \cdot L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ η κρίσιμη τάση Euler
- L_{cr} το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού
- $i = \sqrt{I/A}$ η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής
- $\lambda = L_{cr}/i$ η λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού
- $\lambda_1 = \pi\sqrt{E/f_y} = 93{,}9\,\varepsilon$ η οριακή (χαρακτηριστική) λυγηρότητα, ως το σημείο P της οριζόντιας ευθείας για $\sigma = f_y$, με την καμπύλη Euler. Το σημείο τομής P αντιστοιχεί στη λυγηρότητα για την οποία η κρίσιμη τάση λυγισμού κατά Euler είναι ίση με το όριο διαρροής.
- $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ (f_y σε N/mm^2)

Ο συντελεστής ατελειών α εξαρτάται από τη μορφή της διατομής του μέλους που μελετάται, από τη διεύθυνση κατά την οποία λαμβάνει χώρα ο λυγισμός (άξονας y ή z) και τη διαδικασία κατασκευής που χρησιμοποιήθηκε για το θλιβόμενο μέλος (θερμή έλαση, ψυχρή έλαση, συγκόλληση). Οι τιμές του α, που αυξάνουν με τις ατέλειες, περιέχονται στον Πίνακα 5.2.

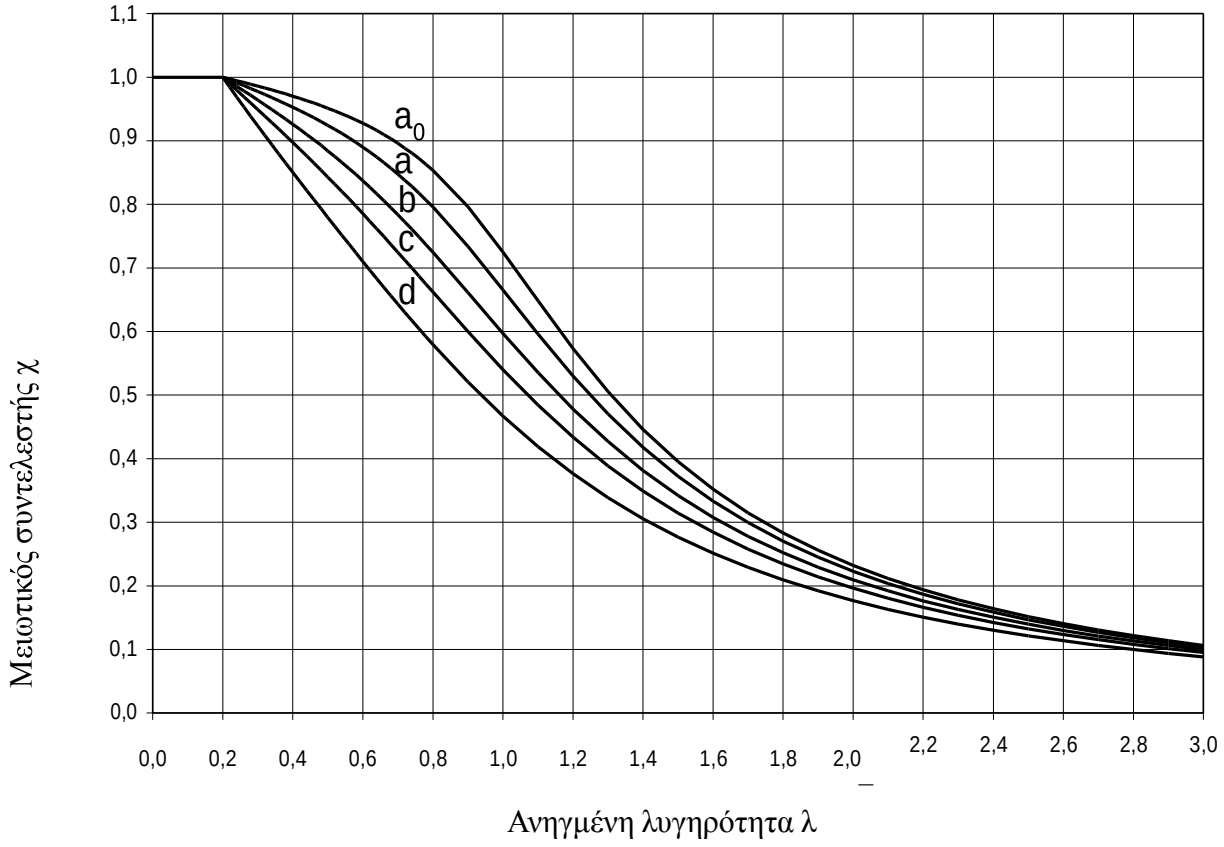
Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 5.2: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

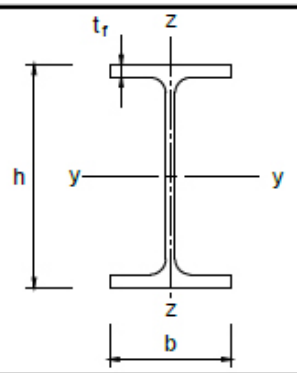
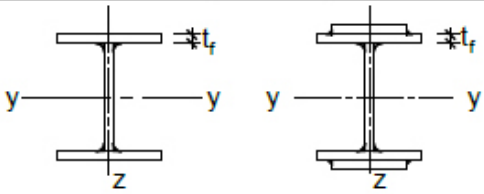
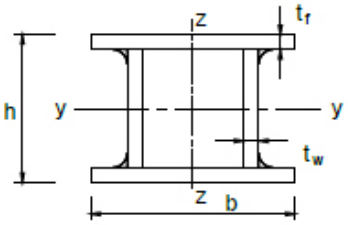
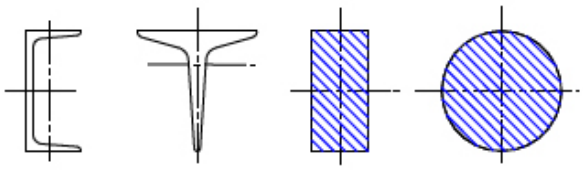
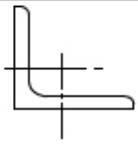
Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 5.1.

Η καμπύλη λυγισμού προκύπτει από τον Πίνακα 5.3. Διατομές που δεν περιλαμβάνονται στον πίνακα θα πρέπει να κατατάσσονται ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους, τη γεωμετρία τους και τον άξονα λυγισμού.

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0{,}04$ (μικρή λυγηρότητα), η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν εκδηλωθεί λυγισμός. Επομένως ο έλεγχος του μέλους ανάγεται στον έλεγχο της διατομής του.



Σχήμα 5.1: Καμπύλες λυγισμού

Διατομή		Όρια		Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού: S 235, S 275, S 355, S 420	Καμπύλη λυγισμού: S 460
Ελατές διατομές		h/b > 1,2	$t_f \leq 40$ mm	y – y z – z	a b	a_0 a_0
			40 mm < t_f ≤ 100	y – y z – z	b c	a a
		h/b ≤ 1,2	$t_f \leq 100$ mm	y – y z – z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y – y z – z	d d	c c
Συγκολλητές I-διατομές		$t_f \leq 40$ mm		y – y z – z	b c	b c
		$t_f > 40$ mm		y – y z – z	c d	c d
Κοίλες διατομές		Εν θερμώ έλαση		Κάθε	a	a_0
		Ψυχρή έλαση		Κάθε	c	c
Συγκολλητές καβωτοειδείς 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-, T- και συμπαγείς διατομές				Κάθε	c	c
L-διατομές				Κάθε	b	b

Πίνακας 5.3: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

5.3.2. Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, μια μη προστατευμένη πλευρικά δοκός σταθερής διατομής που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

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

όπου:

- M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)
- $M_{b,Rd}$ η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού, η οποία δίνεται από τη σχέση:

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

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής είναι:

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

όπου:

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

- α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών
- $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$
- M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Όταν η ανηγμένη λυγηρότητα είναι μικρότερη από:

$$\bar{\lambda}_{LT} < 0{,}2 \qquad \text{ή για} \qquad \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0{,}04$$

οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αμεληθούν και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Στην περίπτωση δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

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

όπου:

C_1,C_2 και C_3	συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης
It	η σταθερά στρέψης
Iw	η σταθερά στρέβλωσης
Iz	η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα
L	το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων
k και kw	συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος
zg=za – zs	η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου
za	η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα
zs	η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y

zj = zs -[0,5 ∫∫z (x2 + y2) dxdy]/ Iy

Οι τεταγμένες za και zs μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής.

Ο συντελεστής k λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα, όταν και τα δύο άκρα του πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος, μπορούν να προσομοιωθούν με απλές στρεπτικές στηρίξεις. Εάν και τα δύο άκρα είναι πακτωμένα αντιστοιχεί τιμή k = 0,50, ενώ για περίπτωση ενός άκρου πακτωμένου και ενός με απλή στρεπτική στήριξη k = 0,70. Ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, είναι δε ανάλογος του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού Lcr/L ενός θλιβόμενου στοιχείου, για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα, σε συνδυασμό με την ελευθερία στροφών λόγω κάμψης στα άκρα.

Ο συντελεστής kw αφορά τη στρέβλωση του άκρου και θα λαμβάνεται ίσος προς 1,00 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνίσταται, γενικά, και σε άλλες περιπτώσεις να λαμβάνεται η συντηρητική τιμή kw = 1,00.

Οι τιμές των C1, C2, C3 προκύπτουν για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του k, ανάλογα με τη μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων.

Για διατομές διπλής συμμετρίας ισχύει zj = 0 και για περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές και εγκάρσια φορτία που εφαρμόζονται στο κέντρο διάτμησης ισχύει C2 = 0 και zg = 0.

Κ κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού μίας δοκού σταθερής διατομής με ίσα πέλματα και συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, στην οποία τα φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησής της και υπόκειται σε ομοιόμορφη (καθαρή) κάμψη (C1 = 1,00), δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

- E — μέτρο ελαστικότητας χάλυβα
- ν — ο λόγος Poisson για το υλικό
- $G=\frac{E}{2\cdot(1+\nu)}$ — μέτρο στρέψης

5.3.3. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη για τα οποία ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι πιθανή μορφή μορφή αστοχίας και τα οποία υπόκεινται σε συνδυασμένη θλίψη και κάμψη πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

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

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

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 για διατομές κατηγορίας 4
- χ_y και χ_z — είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού
  χ_{LT} — είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
- k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz} — είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, ανάλογα με τη μέθοδο που έχει επιλεγεί

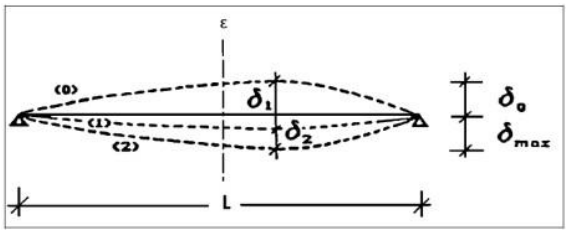
5.4. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή εκείνες που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος τον φερόντων και μη φερόντων

στοιχείων (π.χ. διαφορετικά όρια βελών για οροφές και δάπεδα).

Με βάση τον Ευρωκώδικα, έχουμε τον παρακάτω πίνακα (πίνακας 4.16) που αφορά τα επιτρεπόμενα βέλη σε κατακόρυφες παραμορφώσεις , όπου L είναι το μήκος της υπό μελέτης δοκού, ενώ το δmax αφορά τη μέγιστη παραμόρφωση λαμβάνοντας υπ' όψιν τυχόν αρχικό αρνητικό βέλος δ0, το βέλος λόγω μόνιμων δράσεων δ1 και το δ2 που είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων.



Σχήμα 5.2 Βέλη που αναπτύσονται σε ένα μέλος

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

Πίνακας 5.4: Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης στην Ο.Κ.Λ.

5.5. Ανάλυση και διαστασιολόγηση μελών

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται ο έλεγχος επάρκειας των μελών της κατασκευής. Λόγω του μεγάλου αριθμού των μελών από τα οποία αποτελείται το εν λόγω κτίριο, ο έλεγχος θα δειχθει ενδεικτικά σε ένα περιορισμένο αριθμό, με βάση τα μέγιστα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση του SAP2000, για κάθε είδος φέροντος στοιχείου (υποστυλώματα, κύριες δοκοί, δευτερεύουσες δοκοί και διαδοκίδες). Η διαστασιολόγηση πραγματοποιήθηκε ενιαία για τα τρία κτιριακά μοντέλα (παρόμοια γεωμετρία και ίσος αριθμός χιαστί συνδέσμων), έτσι ώστε να πραγματοποιηθεί και η απαραίτητη σύγκριση μεταξύ των τριών μοντέλων.

Για τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν στο πρόγραμμα, ισχύουν τα εξής:

Ποιότητες χάλυβα μελών	
Ποιότητα χάλυβα	**S355**
Όριο διαρροής f_y	**35,5** (kN/cm^2)
Όριο θραύσης f_u	**49,0** (kN/cm^2)
Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας	
γ_{M0} (αντοχή διατομών τάξης 1,2,3)	**1,00**
γ_{M1} (αντοχή λυγισμού μέλους)	**1,00**

γ_{M2} (αντοχή καθαρής διατομής στη θέση των οπών)	**1,25**

Πίνακας 5.5:

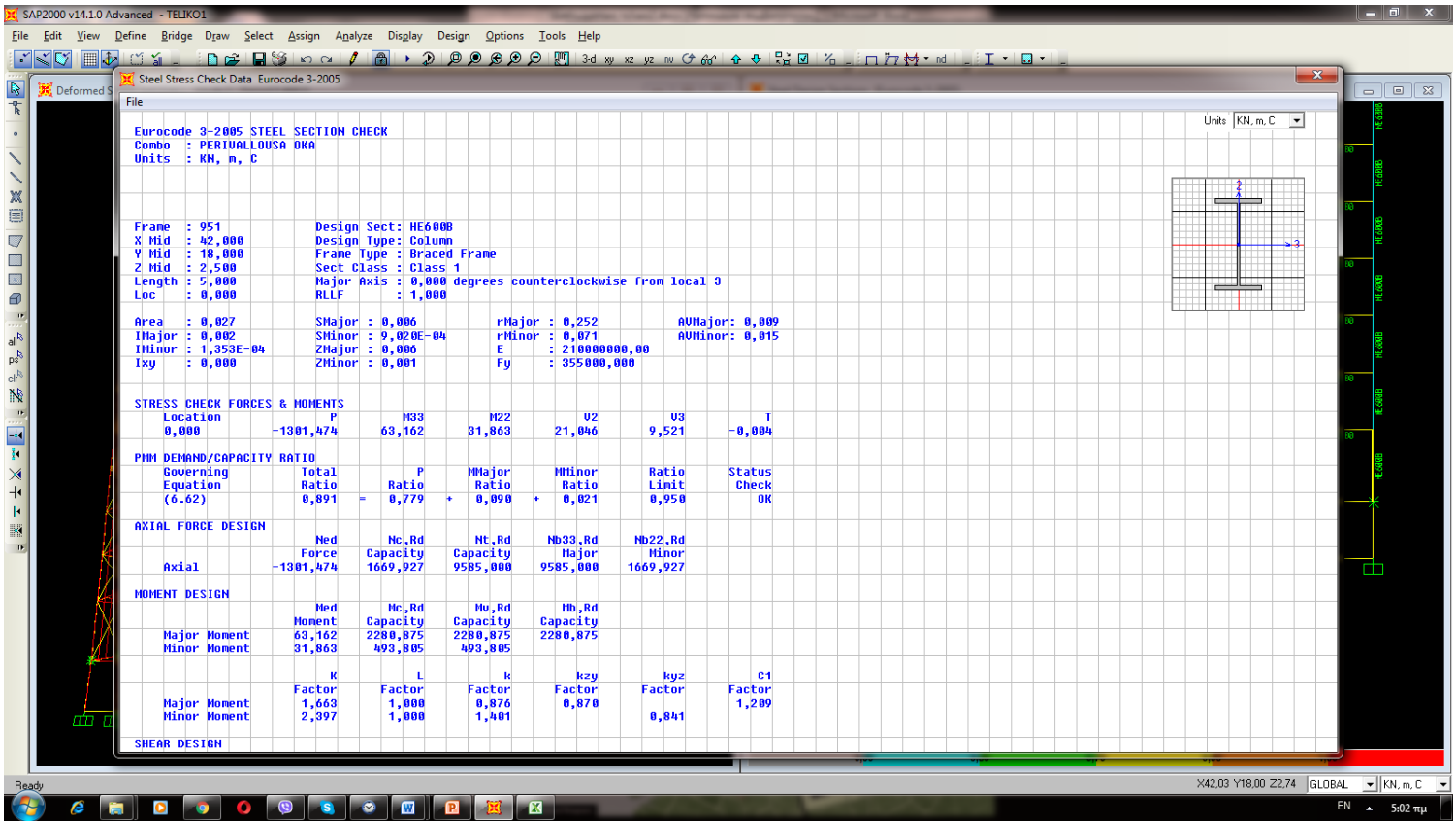
Οι διατομές που επιλέγησαν μετά από διαστασιολόγηση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα είναι οι εξής:

<u>ΚΤΙΡΙΟ Α</u>

- Υποστυλώματα: HEM600
- Κύριες δοκοί: HEB360
- Δευτερεύουσες δοκοί: HEB200
- Διαδοκίδες: HEB200
- Χιαστί σύνδεσμοι: TUBO200X200X30

Οι διατομές αυτές επιλεγησαν έτσι ώστε να πληρούνται όλοι οι παραπάνω έλεγχοι.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται κάποιοι έλεγχοι μελών του φορέα.



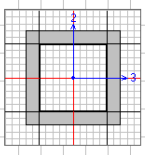
SAP2000 v14.1.0 Advanced - TELIKO1

File Edit View Define Bridge Draw Select Assign Analyze Display Design Options Tools Help

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C



```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo  : 1,35G +1,5Q -0,9W0
Units  : KN, m, C


Frame  : 123            Design Sect: TUBO200X200X30
X Mid  : 31,500         Design Type: Brace
Y Mid  : 6,000          Frame Type : Braced Frame
Z Mid  : 2,500          Sect Class : Class 1
Length : 8,602          Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 8,602          RLLF       : 1,000

Area   : 0,020          SMajor : 0,001          rMajor : 0,070          AVMajor: 0,012
IMajor : 1,013E-04      SMinor : 0,001          rMinor : 0,070          AVMinor: 0,012
IMinor : 1,013E-04      ZMajor : 0,001          E      : 210000000,00
Ixy    : 0,000          ZMinor : 0,001          Fy     : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location          P        M33        M22         V2         V3          T
    8,602        -2157,754     0,000      0,000      0,000      0,000      0,020

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
    Governing       Total          P     MMajor     MMinor      Ratio     Status
    Equation        Ratio      Ratio      Ratio      Ratio      Limit      Check
    (6.62)          0,892  =   0,892  +   0,000  +   0,000      0,950         OK

AXIAL FORCE DESIGN
                      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd     Nb33,Rd    Nb22,Rd
                    Force   Capacity   Capacity       Major      Minor
    Axial        -2157,754  2419,457  7242,000    2419,457   2419,457

MOMENT DESIGN
                      Med      Mc,Rd      Mv,Rd      Mb,Rd
                   Moment   Capacity   Capacity   Capacity
    Major Moment    0,000    466,470    466,470    466,470
    Minor Moment    0,000    466,470    466,470

                        K          L          k        kzy        kyz         C1
                   Factor     Factor     Factor     Factor     Factor     Factor
    Major Moment    1,000      1,000      1,713      0,881                 1,000
    Minor Moment    1,000      1,000      1,713                 1,028

SHEAR DESIGN
```

Ready X33,40 Y6,00 Z4,00 GLOBAL KN, m, C

EN 4:59 πμ

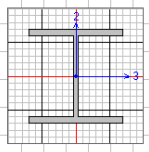
SAP2000 v14.1.0 Advanced - TELIKO1

File Edit View Define Bridge Draw Select Assign Analyze Display Design Options Tools Help

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C



```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo  : 1,35G +1,5Q -0,9W0
Units  : KN, m, C


Frame  : 1310           Design Sect: HEB 200
X Mid  : 10,500         Design Type: Beam
Y Mid  : 18,000         Frame Type : Braced Frame
Z Mid  : 5,000          Sect Class : Class 1
Length : 7,000          Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 3,500          RLLF       : 1,000

Area   : 0,008          SMajor : 5,513E-04      rMajor : 0,086          AVMajor: 0,002
IMajor : 5,513E-05      SMinor : 2,001E-04      rMinor : 0,052          AVMinor: 0,005
IMinor : 2,001E-05      ZMajor : 6,200E-04      E      : 210000000,00
Ixy    : 0,000          ZMinor : 3,034E-04      Fy     : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location          P        M33        M22         V2         V3          T
    3,500         9,534     85,444      0,000      0,000      0,000      0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
    Governing       Total          P     MMajor     MMinor      Ratio     Status
    Equation        Ratio      Ratio      Ratio      Ratio      Limit      Check
    (6.2.1)         0,772  =   0,004  +   0,768  +   0,000      0,950         OK

AXIAL FORCE DESIGN
                      Ned      Nc,Rd      Nt,Rd     Nb33,Rd    Nb22,Rd
                    Force   Capacity   Capacity       Major      Minor
    Axial           9,534   640,354  2673,150    1478,173    640,354

MOMENT DESIGN
                      Med      Mc,Rd      Mv,Rd      Mb,Rd
                   Moment   Capacity   Capacity   Capacity
    Major Moment   85,444   220,109    220,109    111,188
    Minor Moment    0,000   107,722    107,722

                        K          L          k        kzy        kyz         C1
                   Factor     Factor     Factor     Factor     Factor     Factor
    Major Moment    1,000      1,000      1,005      0,998                 1,000
    Minor Moment    1,000      1,000      1,021                 0,613

SHEAR DESIGN
```

Ready X12,66 Y18,00 Z4,98 GLOBAL KN, m, C

EN 5:09 πμ

6. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Ακολουθούν πίνακες με τις βασικότερες πληροφορίες περιόδων, καταπονήσεων και μετατοπίσεων από την ανάλυση για κάθε κτίριο ξεχωριστά. Οι συγκρίσιμοι πίνακες τοποθετούνται ο ένας μετά τον άλλο πρώτα για το κτίριο Α, έπειτα για το κτίριο Β και τέλος για το κτίριο Γ. Ανάμεσα τους εξάγωνται και συγκριτικές παρατηρήσεις και συμπεράσματα.

ΚΤΙΡΙΟ Α

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0,618868	1,6159	10,153	103,08
MODAL	Mode	2	0,468326	2,1353	13,416	180
MODAL	Mode	3	0,379169	2,6373	16,571	274,6
MODAL	Mode	4	0,16365	6,1106	38,394	1474,1
MODAL	Mode	5	0,138004	7,2461	45,529	2072,9
MODAL	Mode	6	0,101755	9,8275	61,748	3812,8
MODAL	Mode	7	0,089092	11,224	70,524	4973,7
MODAL	Mode	8	0,088138	11,346	71,288	5082
MODAL	Mode	9	0,083938	11,914	74,855	5603,3
MODAL	Mode	10	0,082762	12,083	75,919	5763,7
MODAL	Mode	11	0,08089	12,362	77,675	6033,4
MODAL	Mode	12	0,079917	12,513	78,622	6181,4

Πίνακας 6.1

ΚΤΙΡΙΟ Β

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0,60756	1,6459	10,342	106,95
MODAL	Mode	2	0,443417	2,2552	14,17	200,79
MODAL	Mode	3	0,412265	2,4256	15,241	232,28
MODAL	Mode	4	0,161982	6,1735	38,79	1504,6
MODAL	Mode	5	0,132467	7,5491	47,432	2249,8
MODAL	Mode	6	0,119595	8,3616	52,537	2760,2
MODAL	Mode	7	0,088305	11,324	71,153	5062,8
MODAL	Mode	8	0,085084	11,753	73,847	5453,3
MODAL	Mode	9	0,082813	12,075	75,872	5756,6
MODAL	Mode	10	0,08146	12,276	77,132	5949,3
MODAL	Mode	11	0,079764	12,537	78,772	6205,1
MODAL	Mode	12	0,077292	12,938	81,291	6608,2

Πίνακας 6.2

ΚΤΙΡΙΟ Γ

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**Period**	**Frequency**	**CircFreq**	**Eigenvalue**
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0,444171	2,2514	14,146	200,11
MODAL	Mode	2	0,438789	2,279	14,319	205,04
MODAL	Mode	3	0,432586	2,3117	14,525	210,97
MODAL	Mode	4	0,142005	7,042	44,246	1957,7
MODAL	Mode	5	0,138454	7,2226	45,381	2059,4
MODAL	Mode	6	0,130448	7,6659	48,166	2320
MODAL	Mode	7	0,086382	11,576	72,737	5290,6
MODAL	Mode	8	0,084501	11,834	74,357	5528,9
MODAL	Mode	9	0,083181	12,022	75,536	5705,7
MODAL	Mode	10	0,080759	12,383	77,802	6053,1
MODAL	Mode	11	0,078557	12,73	79,982	6397,2
MODAL	Mode	12	0,077652	12,878	80,915	6547,2

Πίνακας 6.3

Για τα δύο πρώτα κτιριακά μοντέλα κύρια ιδιομορφή είναι αυτή κατά τη διεύθυνση x, 2η κατά τη διεύθυνση y και 3η η στροφική. Για το 3ο, όπως ήταν αναμενόμενο εξαιτίας της κεντρικής τοποθέτησης των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας η στροφική ιδιομορφή είναι η 2η. Το γεγονός αυτό καθιστά το 3ο μοντέλο αμέσως λιγότερο επιθυμητό λόγω της στροφικής του ευκαμψίας.

Στην περίπτωση επιλογής του 3ου μοντέλου θα πρέπει να αυξήσουμε την δυσκαμψία του κτιρίου είτε αλλάζοντας τον προσανατολισμό κάποιων περιμετρικών υποστυλωμάτων είτε τοποθετώντας επιπλέον κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας κοντινότερα στην περίμετρο του κτιρίου.

ΚΤΙΡΙΟ Α

TABLE: Modal Participating Mass Ratios												
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,618868	0,61525	7,837E-11	4,078E-15	0,61525	7,837E-11	4,078E-15	5,094E-11	0,31076	0,12475
MODAL	Mode	2	0,468326	7,441E-11	0,66669	5,931E-08	0,61525	0,66669	5,931E-08	0,47081	3,267E-08	0,32225
MODAL	Mode	3	0,379169	0,0055	2,485E-10	2,927E-14	0,62075	0,66669	5,931E-08	1,971E-10	0,00308	0,19546
MODAL	Mode	4	0,16365	0,15129	3,81E-12	9,54E-14	0,77204	0,66669	5,931E-08	1,655E-12	0,00103	0,03148
MODAL	Mode	5	0,138004	1,325E-11	0,12979	0,000001652	0,77204	0,79648	0,000001711	0,00001487	8,408E-07	0,06274
MODAL	Mode	6	0,101755	0,00205	1,126E-11	5,744E-12	0,77409	0,79648	0,000001711	3,623E-13	0,00001343	0,04949
MODAL	Mode	7	0,089092	3,329E-13	7,276E-08	0,55189	0,77409	0,79648	0,5519	0,22753	0,28134	3,489E-08
MODAL	Mode	8	0,088138	4,798E-07	3,263E-13	1,155E-11	0,77409	0,79648	0,5519	7,172E-12	0,0595	1,115E-08
MODAL	Mode	9	0,083938	5,191E-12	3,825E-07	0,01998	0,77409	0,79648	0,57187	0,00669	0,01018	0,000000186
MODAL	Mode	10	0,082762	0,03413	2,244E-12	1,582E-11	0,80822	0,79648	0,57187	1,048E-10	0,00077	0,00699
MODAL	Mode	11	0,08089	2,158E-11	0,0002	0,00135	0,80822	0,79669	0,57322	0,05981	0,00069	0,00009704
MODAL	Mode	12	0,079917	0,000004146	9,656E-14	4,399E-12	0,80822	0,79669	0,57322	9,845E-12	0,00018	0,00001859

Πίνακας 6.4

ΚΤΙΡΙΟ Β

TABLE: Modal Participating Mass Ratios												
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,60756	0,62256	0,00011	1,802E-13	0,62256	0,00011	1,802E-13	0,00007866	0,31483	0,16327
MODAL	Mode	2	0,443417	0,00013	0,68147	9,31E-20	0,62269	0,68158	1,802E-13	0,47988	0,00005976	0,32288
MODAL	Mode	3	0,412265	7,548E-10	4,497E-12	1,883E-08	0,62269	0,68158	1,883E-08	7,103E-09	1,464E-08	0,17335
MODAL	Mode	4	0,161982	0,1521	0,000005525	2,589E-12	0,77479	0,68159	1,883E-08	0,00000443	0,0008	0,03911
MODAL	Mode	5	0,132467	1,734E-07	0,11777	3,162E-14	0,77479	0,79936	1,883E-08	0,00086	0,00000139	0,05683
MODAL	Mode	6	0,119595	1,395E-10	9,571E-13	0,000002136	0,77479	0,79936	0,000002155	8,333E-07	0,000001083	0,03419
MODAL	Mode	7	0,088305	2,596E-12	2,768E-14	0,48121	0,77479	0,79936	0,48122	0,18798	0,24531	2,461E-07
MODAL	Mode	8	0,085084	0,00134	1,982E-08	5,917E-12	0,77613	0,79936	0,48122	0,00001199	0,05046	0,00034
MODAL	Mode	9	0,082813	0,03339	0,00003859	8,436E-11	0,80952	0,7994	0,48122	0,00012	0,00054	0,00767
MODAL	Mode	10	0,08146	1,054E-10	2,223E-13	0,09488	0,80952	0,7994	0,5761	0,03706	0,04837	0,000002544
MODAL	Mode	11	0,079764	0,00004207	0,0002	2,23E-11	0,80956	0,7996	0,5761	0,05258	0,00147	0,00017
MODAL	Mode	12	0,077292	0,00003829	0,00015	1,722E-12	0,8096	0,79975	0,5761	0,00564	0,01831	0,00013

Πίνακας 6.5

ΚΤΙΡΙΟ Γ

TABLE: Modal Participating Mass Ratios												
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,444171	0,66013	9,293E-13	6,896E-15	0,66013	9,293E-13	6,896E-15	6,587E-13	0,32386	0,1669
MODAL	Mode	2	0,438789	4,085E-09	3,583E-12	1,194E-14	0,66013	4,512E-12	1,884E-14	2,487E-12	2,025E-09	0,18455
MODAL	Mode	3	0,432586	8,464E-13	0,6836	4,771E-18	0,66013	0,6836	1,884E-14	0,48086	4,385E-13	0,33042
MODAL	Mode	4	0,142005	4,907E-10	7,16E-17	4,155E-13	0,66013	0,6836	4,343E-13	1,911E-14	7,57E-13	0,02644
MODAL	Mode	5	0,138454	0,12927	2,531E-15	4,582E-13	0,7894	0,6836	8,925E-13	1,254E-14	0,00041	0,03269
MODAL	Mode	6	0,130448	7,093E-15	0,1175	2,65E-14	0,7894	0,80111	9,19E-13	0,00113	1,501E-14	0,05679
MODAL	Mode	7	0,086382	2,728E-13	4,876E-16	0,59842	0,7894	0,80111	0,59842	0,23376	0,30506	4,439E-14
MODAL	Mode	8	0,084501	0,00025	2,339E-14	1,723E-10	0,78965	0,80111	0,59842	1,083E-10	0,05901	0,00006256
MODAL	Mode	9	0,083181	1,486E-14	1,875E-14	0,00313	0,78965	0,80111	0,60155	0,00122	0,0016	1,324E-12
MODAL	Mode	10	0,080759	8,239E-12	2,566E-14	1,151E-11	0,78965	0,80111	0,60155	1,035E-10	4,538E-11	0,00603
MODAL	Mode	11	0,078557	1,393E-11	0,00035	7,273E-12	0,78965	0,80145	0,60155	0,05844	2,48E-11	0,00017
MODAL	Mode	12	0,077652	5,192E-11	6,112E-12	6,536E-12	0,78965	0,80145	0,60155	6,83E-10	2,176E-11	0,000009865

Πίνακας 6.6

ΚΤΙΡΙΟ Α

`									
OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Unitless	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
RSP-X	LinRespSpec	Max		5278,859	0,084	0,004621	1,6666	106148,3235	72048,6673
RSP-Y	LinRespSpec	Max		0,083	6457,818	5,84	130070,1843	123,0313	135616,6952
OKL 1G + 1Q +0,6W0 +0,5S	Combination			-819,54	1,492E-09	75307,05	1129605,75	-1593331,38	12293,1
PERIVALLOUSA OKA	Combination	Max		12293,1	2850,12	109974,375	1674411,669	-388359,68	59852,52
PERIVALLOUSA OKA	Combination	Min		-2048,85	-2850,12	19908	257293,26	-2327286,87	-184396,5
1,35G	Combination			-5,223E-12	-4,266E-11	26875,8	403137	-564391,8	-8,804E-10
1,35G + 1,5Q	Combination			-2,494E-11	-2,036E-10	109279,8	1639197	-2294875,8	-4,217E-09
1,35G +1,5Q + 0,9W0	Combination			-1229,31	2,244E-09	109279,8	1639197	-2312700,79	18439,65
1,35G +1,5Q -0,9W0	Combination			12293,1	-2,468E-08	109279,8	1639197	-2116625,85	-184396,5
1,35G +1,5Q + 0,9W90	Combination			1,89E-09	-1710,072	109279,8	1663993,044	-2294875,8	-35911,512
1,35G +1,5Q - 0,9W90	Combination			-1,94E-09	1710,072	109279,8	1614400,956	-2294875,8	35911,512
1,35G +1,05Q + 1,5W0	Combination			-2048,85	3,924E-09	84558,6	1268379	-1805438,92	30732,75
1,35G +1,05Q - 1,5W0	Combination			2048,85	-4,235E-09	84558,6	1268379	-1746022,28	-30732,75
1,35G +1,05Q + 1,5W90	Combination			3,173E-09	-2850,12	84558,6	1309705,74	-1775730,6	-59852,52
1,35G +1,05Q - 1,5W90	Combination			-3,211E-09	2850,12	84558,6	1227052,26	-1775730,6	59852,52
1G +1,5W0	Combination			-2048,85	4,048E-09	19908	298620	-447776,32	30732,75
1 -1,5W0	Combination			2048,85	-4,111E-09	19908	298620	-388359,68	-30732,75
1G +1,5W90	Combination			3,188E-09	-2850,12	19908	339946,74	-418068	-59852,52
1G -1,5W90	Combination			-3,195E-09	2850,12	19908	257293,26	-418068	59852,52
1,35G +1,5Q + 0,9W0 +0,75S	Combination			-1229,31	2,242E-09	109974,375	1649615,625	-2327286,87	18439,65
1,35G +1,5Q + 0,9W90 +0,75S	Combination			1,89E-09	-1710,072	109974,375	1674411,669	-2309461,87	-35911,512
1,35G +1,05Q + 1,5W0	Combination			-2048,85	3,923E-09	85253,175	1278797,625	-1820025	30732,75

+0,75S								
1,35G +1,05Q + 1,5W90 +0,75S	Combination		3,172E-09	-2850,12	85253,175	1320124,365	-1790316,67	-59852,52
1,35G +1,05Q + 0,9W0 +1,5S	Combination		-1229,31	2,289E-09	85947,75	1289216,25	-1822727,74	18439,65
1,35G +1,05Q + 0,9W90 +1,5S	Combination		1,895E-09	-1710,072	85947,75	1314012,294	-1804902,75	-35911,512
SEISM XX	Combination	Max	5278,884	1937,429	36390,557	584854,7219	-657979,57	112733,6759
SEISM XX	Combination	Min	-5278,884	-1937,429	36387,043	506809,2781	-870350,03	-112733,676
SEISM YY	Combination	Max	1583,741	6457,843	36394,642	675902,6842	-732197,27	157231,2954
SEISM YY	Combination	Min	-1583,741	-6457,843	36382,958	415761,3158	-796132,33	-157231,295
OKL 1G + 1Q +0,6W90 +0,5S	Combination		1,259E-09	-1140,048	75307,05	1146136,446	-1581448,05	-23941,008
OKL 1G + 0,7Q +1W0 + 0,5S	Combination		-1365,9	2,612E-09	58826,25	882393,75	-1255156,8	20488,5
OKL 1G + 0,7Q +1W90 + 0,5S	Combination		2,115E-09	-1900,08	58826,25	909944,91	-1235351,25	-39901,68
OKL 1G + 0,7Q +0,6W0 + 1S	Combination		-819,54	1,523E-09	59289,3	889339,5	-1256958,63	12293,1
OKL 1G + 0,7Q +0,6W90 + 1S	Combination		1,263E-09	-1140,048	59289,3	905870,196	-1245075,3	-23941,008
PERIVALLOUSA OKL	Combination	Max	2,115E-09	2,612E-09	75307,05	1146136,446	-1235351,25	20488,5
PERIVALLOUSA OKL	Combination	Min	-1365,9	-1900,08	58826,25	882393,75	-1593331,38	-39901,68
PERIVALOUSA SEISMOY	Combination	Max	5278,884	6457,843	36394,642	675902,6842	-657979,57	157231,2954
PERIVALOUSA SEISMOY	Combination	Min	-5278,884	-6457,843	36382,958	415761,3158	-870350,03	-157231,295

Πίνακας 6.7

KTIPIO B

TABLE: Base Reactions									
OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Unitless	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
RSP-X	LinRespSpec	Max		5424,228	108,686	0,012	2234,4007	109326,8185	82638,2187
RSP-Y	LinRespSpec	Max		108,687	6573,223	0,004165	132771,0494	2225,7701	136800,5899
OKL 1G + 1Q +0,6W0 +0,5S	Combination			-819,54	1,452E-09	75307,05	1129605,75	-1593331,38	12293,1
PERIVALLOUSA OKA	Combination	Max		12293,1	2850,12	109974,375	1674411,669	-388359,68	59852,52
PERIVALLOUSA OKA	Combination	Min		-2048,85	-2850,12	19908	257293,26	-2327286,87	-184396,5
1,35G	Combination			3,729E-13	-1,366E-12	26875,8	403137	-564391,8	-2,281E-10
1,35G + 1,5Q	Combination			2,1E-12	-5,911E-12	109279,8	1639197	-2294875,8	-1,042E-09
1,35G +1,5Q + 0,9W0	Combination			-1229,31	2,178E-09	109279,8	1639197	-2312700,79	18439,65
1,35G +1,5Q -0,9W0	Combination			12293,1	-2,184E-08	109279,8	1639197	-2116625,85	-184396,5
1,35G +1,5Q + 0,9W90	Combination			1,752E-09	-1710,072	109279,8	1663993,044	-2294875,8	-35911,512
1,35G +1,5Q - 0,9W90	Combination			-1,748E-09	1710,072	109279,8	1614400,956	-2294875,8	35911,512
1,35G +1,05Q + 1,5W0	Combination			-2048,85	3,635E-09	84558,6	1268379	-1805438,92	30732,75
1,35G +1,05Q - 1,5W0	Combination			2048,85	-3,644E-09	84558,6	1268379	-1746022,28	-30732,75
1,35G +1,05Q + 1,5W90	Combination			2,919E-09	-2850,12	84558,6	1309705,74	-1775730,6	-59852,52
1,35G +1,05Q - 1,5W90	Combination			-2,915E-09	2850,12	84558,6	1227052,26	-1775730,6	59852,52
1G +1,5W0	Combination			-2048,85	3,638E-09	19908	298620	-447776,32	30732,75
1 -1,5W0	Combination			2048,85	-3,64E-09	19908	298620	-388359,68	-30732,75
1G +1,5W90	Combination			2,917E-09	-2850,12	19908	339946,74	-418068	-59852,52
1G -1,5W90	Combination			-2,917E-09	2850,12	19908	257293,26	-418068	59852,52
1,35G +1,5Q + 0,9W0 +0,75S	Combination			-1229,31	2,178E-09	109974,375	1649615,625	-2327286,87	18439,65
1,35G +1,5Q + 0,9W90 +0,75S	Combination			1,752E-09	-1710,072	109974,375	1674411,669	-2309461,87	-35911,512

1,35G +1,05Q + 1,5W0 +0,75S	Combination		-2048,85	3,635E-09	85253,175	1278797,625	-1820025	30732,75
1,35G +1,05Q + 1,5W90 +0,75S	Combination		2,919E-09	-2850,12	85253,175	1320124,365	-1790316,67	-59852,52
1,35G +1,05Q + 0,9W0 +1,5S	Combination		-1229,31	2,179E-09	85947,75	1289216,25	-1822727,74	18439,65
1,35G +1,05Q + 0,9W90 +1,5S	Combination		1,752E-09	-1710,072	85947,75	1314012,294	-1804902,75	-35911,512
SEISM XX	Combination	Max	5456,834	2080,653	36388,813	587897,7155	-654170,25	123678,3957
SEISM XX	Combination	Min	-5456,834	-2080,653	36388,787	503766,2845	-874159,35	-123678,396
SEISM YY	Combination	Max	1735,955	6605,829	36388,808	679273,3696	-729140,98	161592,0555
SEISM YY	Combination	Min	-1735,955	-6605,829	36388,792	412390,6304	-799188,62	-161592,056
OKL 1G + 1Q +0,6W90 +0,5S	Combination		1,168E-09	-1140,048	75307,05	1146136,446	-1581448,05	-23941,008
OKL 1G + 0,7Q +1W0 + 0,5S	Combination		-1365,9	2,423E-09	58826,25	882393,75	-1255156,8	20488,5
OKL 1G + 0,7Q +1W90 + 0,5S	Combination		1,946E-09	-1900,08	58826,25	909944,91	-1235351,25	-39901,68
OKL 1G + 0,7Q +0,6W0 + 1S	Combination		-819,54	1,452E-09	59289,3	889339,5	-1256958,63	12293,1
OKL 1G + 0,7Q +0,6W90 + 1S	Combination		1,168E-09	-1140,048	59289,3	905870,196	-1245075,3	-23941,008
PERIVALLOUSA OKL	Combination	Max	1,946E-09	2,423E-09	75307,05	1146136,446	-1235351,25	20488,5
PERIVALLOUSA OKL	Combination	Min	-1365,9	-1900,08	58826,25	882393,75	-1593331,38	-39901,68
PERIVALOUSA SEISMOY	Combination	Max	5456,834	6605,829	36388,813	679273,3696	-654170,25	161592,0555
PERIVALOUSA SEISMOY	Combination	Min	-5456,834	-6605,829	36388,787	412390,6304	-874159,35	-161592,056

Πίνακας 6.8

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Unitless	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
RSP-X	LinRespSpec	Max		6559,367	0,002772	0,003725	0,1921	133221,9663	98390,2751
RSP-Y	LinRespSpec	Max		0,002915	6591,446	0,00425	133115,9587	0,0603	138420,3719
OKL 1G + 1Q +0,6W0 +0,5S	Combination			-819,54	8,505E-10	75307,05	1129605,75	-1593331,38	12293,1
PERIVALLOUSA OKA	Combination	Max		12293,1	2850,12	109974,375	1674411,669	-388359,68	59852,52
PERIVALLOUSA OKA	Combination	Min		-2048,85	-2850,12	19908	257293,26	-2327286,87	-184396,5
1,35G	Combination			3,993E-13	-5,988E-14	26875,8	403137	-564391,8	9,432E-12
1,35G + 1,5Q	Combination			2,539E-12	-5,438E-13	109279,8	1639197	-2294875,8	3,423E-11
1,35G +1,5Q + 0,9W0	Combination			-1229,31	1,276E-09	109279,8	1639197	-2312700,79	18439,65
1,35G +1,5Q -0,9W0	Combination			12293,1	-1,276E-08	109279,8	1639197	-2116625,85	-184396,5
1,35G +1,5Q + 0,9W90	Combination			1,696E-09	-1710,072	109279,8	1663993,044	-2294875,8	-35911,512
1,35G +1,5Q - 0,9W90	Combination			-1,691E-09	1710,072	109279,8	1614400,956	-2294875,8	35911,512
1,35G +1,05Q + 1,5W0	Combination			-2048,85	2,127E-09	84558,6	1268379	-1805438,92	30732,75
1,35G +1,05Q - 1,5W0	Combination			2048,85	-2,128E-09	84558,6	1268379	-1746022,28	-30732,75
1,35G +1,05Q + 1,5W90	Combination			2,824E-09	-2850,12	84558,6	1309705,74	-1775730,6	-59852,52
1,35G +1,05Q - 1,5W90	Combination			-2,821E-09	2850,12	84558,6	1227052,26	-1775730,6	59852,52
1G +1,5W0	Combination			-2048,85	2,127E-09	19908	298620	-447776,32	30732,75
1 -1,5W0	Combination			2048,85	-2,127E-09	19908	298620	-388359,68	-30732,75
1G +1,5W90	Combination			2,823E-09	-2850,12	19908	339946,74	-418068	-59852,52
1G -1,5W90	Combination			-2,822E-09	2850,12	19908	257293,26	-418068	59852,52
1,35G +1,5Q + 0,9W0 +0,75S	Combination			-1229,31	1,276E-09	109974,375	1649615,625	-2327286,87	18439,65
1,35G +1,5Q + 0,9W90 +0,75S	Combination			1,696E-09	-1710,072	109974,375	1674411,669	-2309461,87	-35911,512

1,35G +1,05Q + 1,5W0 +0,75S	Combination		-2048,85	2,127E-09	85253,175	1278797,625	-1820025	30732,75
1,35G +1,05Q + 1,5W90 +0,75S	Combination		2,824E-09	-2850,12	85253,175	1320124,365	-1790316,67	-59852,52
1,35G +1,05Q + 0,9W0 +1,5S	Combination		-1229,31	1,276E-09	85947,75	1289216,25	-1822727,74	18439,65
1,35G +1,05Q + 0,9W90 +1,5S	Combination		1,695E-09	-1710,072	85947,75	1314012,294	-1804902,75	-35911,512
SEISM XX	Combination	Max	6559,368	1977,437	36388,805	585766,9797	-630942,82	139916,3867
SEISM XX	Combination	Min	-6559,368	-1977,437	36388,795	505897,0203	-897386,78	-139916,387
SEISM YY	Combination	Max	1967,813	6591,447	36388,805	678948,0163	-724198,15	167937,4544
SEISM YY	Combination	Min	-1967,813	-6591,447	36388,795	412715,9837	-804131,45	-167937,454
OKL 1G + 1Q +0,6W90 +0,5S	Combination		1,131E-09	-1140,048	75307,05	1146136,446	-1581448,05	-23941,008
OKL 1G + 0,7Q +1W0 + 0,5S	Combination		-1365,9	1,418E-09	58826,25	882393,75	-1255156,8	20488,5
OKL 1G + 0,7Q +1W90 + 0,5S	Combination		1,883E-09	-1900,08	58826,25	909944,91	-1235351,25	-39901,68
OKL 1G + 0,7Q +0,6W0 + 1S	Combination		-819,54	8,506E-10	59289,3	889339,5	-1256958,63	12293,1
OKL 1G + 0,7Q +0,6W90 + 1S	Combination		1,13E-09	-1140,048	59289,3	905870,196	-1245075,3	-23941,008
PERIVALLOUSA OKL	Combination	Max	1,883E-09	1,418E-09	75307,05	1146136,446	-1235351,25	20488,5
PERIVALLOUSA OKL	Combination	Min	-1365,9	-1900,08	58826,25	882393,75	-1593331,38	-39901,68
PERIVALOUSA SEISMOY	Combination	Max	6559,368	6591,447	36388,805	678948,0163	-630942,82	167937,4544
PERIVALOUSA SEISMOY	Combination	Min	-6559,368	-6591,447	36388,795	412715,9837	-897386,78	-167937,454

Πίνακας 6.9

6.5 Σύγκριση σεισμικών μετακινήσεων ορόφων (drift)

Για να εξετάσουμε τη μεταθετότητα των πλαισίων, κατά τη διάρκεια του σεισμού με διεύθυνση y, οπότε και αναπτύσσονται οι μέγιστες μετακινήσεις στους κόμβους από το πρόγραμμα εξάγονται τα παρακάτω ανά κτιριακό μοντέλο:
Ux1 = 0,0156 => drift = 0,000538
Ux2 = 0,0362 => drift = 0,001248
Ux3 = 0,0217 => drift = 0,007483

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ο σχεδιασμός του εξαώροφου μεταλλικού κτιρίου έγινε σύμφωνα με τις απαιτήσεις που ορίζουν τα κείμενα των Ευρωκωδίκων, σχετικά με την ασφάλεια και τη λειτουργικότητα των κτιριακών κατασκευών. Για την εξασφάλιση των παραπάνω απαιτήσεων, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό πρόγραμμα SAP2000 για την ανάλυση του κτιρίου.

Για τις τρεις παραλλαγές του κτιρίου που μελετήθηκαν, έγινε κοινή διαστασιολόγηση, με σκοπό την εξαγωγη συγκριτικών συμπερασμάτων.

Από τις συγκρίσεις των κτιρίων Α και Β στο τελευταίο κεφάλαιο, καταλήγουμε στο ότι η χρήση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας περιμετρικά έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη δυσκαμψία για την κατασκευή. Λόγω των μικρότερων παραμορφώσεις και μετακινήσεις ορόφων το 1^{ο} κτιριακό μοντέλο είναι προτιμηταίο. Από κάθε εξεταζόμενη πλευρά, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, τοποθετούμενοι στις κατάλληλες θέσεις κατά τις οριζόντιες διευθύνσεις x,y,προσφέρουν σε ένα κτίριο καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη της κατασκευής, μεγαλύτερη οικονομικότητα και καλύτερη αντισεισμική συμπεριφορά.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΗΓΕΣ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2004). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Αναστασιάδης Κ. (1989). «Αντισεισμικές κατασκευές Ι», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
7. Chopra K.Anil (2007). «Δυναμική των κατασκευών,θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 2η Ελληνική επανέκδοση», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
8. EN1990, Eurocode 0: «Basis of structural design», CEN, 2002
9. EN1991-1-1, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
10. EN1991-1-3, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
11. EN1991-1-4, Eurocode 1: «Actions on structures, Part 1-4: Wind actions», CEN, 2004
12. EN1993-1-1, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
13. EN1993-1-8, Eurocode 3: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
14. EN1998-1, Eurocode 8: «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
15. EN1994-1-1, Eurocode 4: «Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004
16. Καρύδη Π. Γ. «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 1996.
17. Ν. Μαλακάτας, Κ. Τρέζος «Σημειώσεις για τη χρήση Ευρωκωδίκων», Εκπαιδευτικές σημειώσεις του ΤΕΕ
18. Παπασταματίου Δ., Ψυχάρης Ι. «Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου