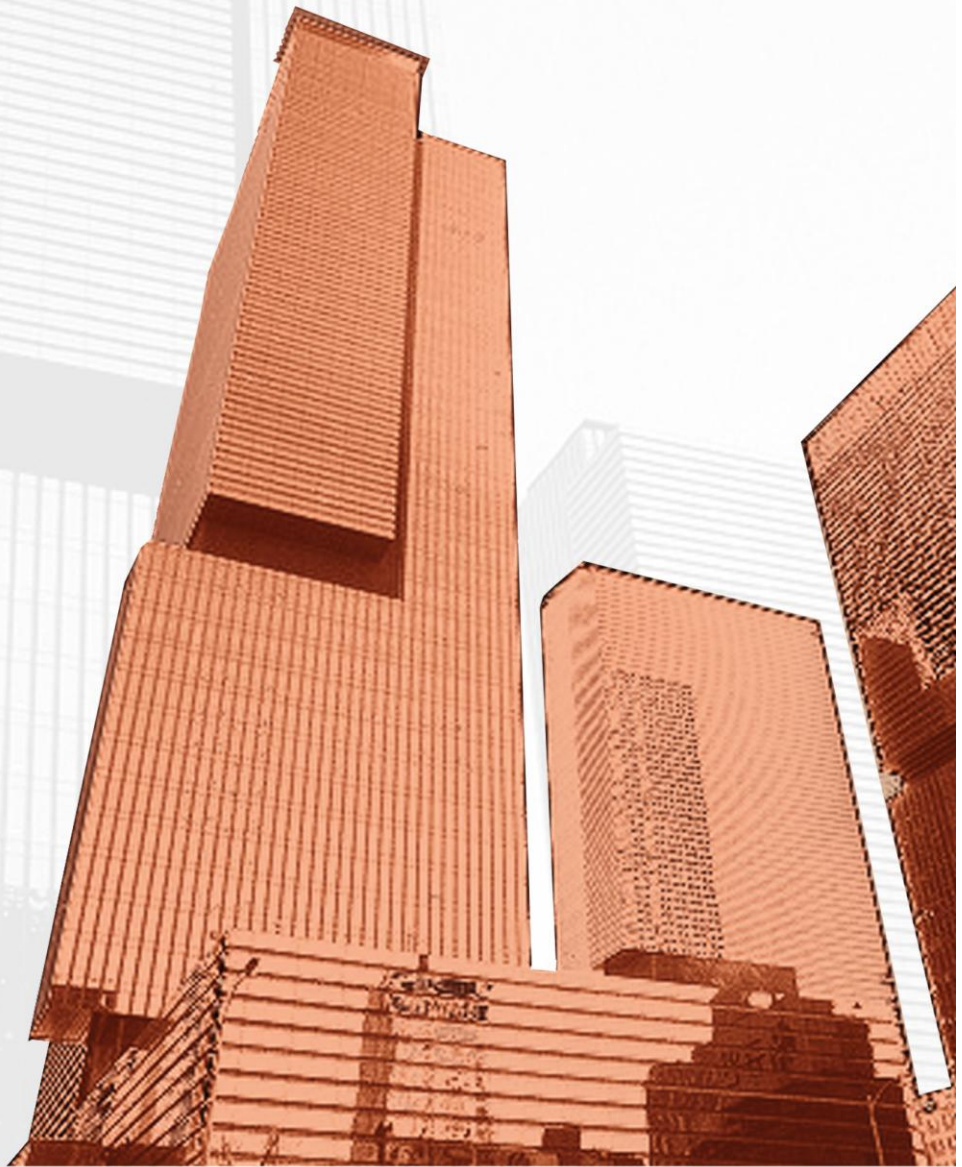




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ  
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
"ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ  
ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ"  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

## **ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ EC8**



**ΜΑΡΙΑ ΔΑΒΑΡΗ  
ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΧΑΡΗΣ ΓΑΝΤΕΣ, ΑΝΑΠ. ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.**

**ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ 2012  
ΕΜΚ ΜΕ 2012/02**

# Πίνακας Περιεχομένων

Περίληψη.....	4
Abstract.....	6
Ευχαριστίες.....	8
<b>Κεφάλαιο 1_ Εισαγωγή – Στόχος</b>	
1.1 Αντικείμενο μελέτης.....	9
<b>Κεφάλαιο 2_ Παρουσίαση κτιρίου μελέτης</b>	
2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου.....	10
2.2 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και διαμόρφωση στατικού φορέα.....	12
2.3 Στατικό σύστημα_ Δομικά στοιχεία.....	16
2.3.1 Σύμμικτες πλάκες.....	16
2.3.2 Δευτερεύουσες δοκοί – τεγίδες.....	16
2.3.3 Κύριες δοκοί.....	16
2.3.4 Υποστυλώματα.....	17
2.3.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	17
2.4 Εδαφικές συνθήκες.....	17
<b>Κεφάλαιο 3_ Συνδυασμοί δράσεων</b>	
3.1 Σεισμική δράση.....	19
3.1.1 Σεισμικές ζώνες.....	19
3.1.2 Βασική αναπαράσταση σεισμικής δράσης.....	19
3.1.3 Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας για ελαστική ανάλυση.....	19
3.1.4 Κατακόρυφη συνιστώσα.....	20
3.1.5 Κανονικότητα κατασκευής.....	21
3.1.5.1 Κανονικότητα σε κάτοψη.....	21
3.1.5.2 Κανονικότητα καθ' ύψος.....	24
3.1.6 Συντελεστής Συμπεριφοράς q.....	27

3.2 Μη σεισμικά φορτία.....	30
3.3 Συνδυασμοί Δράσεων.....	30

## **Κεφάλαιο 4\_ Διατάξεις EC3 και EC8**

4.1 EC8, Κεφάλαιο 6: Κανόνες για κτίρια από χάλυβα.....	32
4.1.1 Υλικά και όρια αντοχής.....	32
4.1.2 Γενικά κριτήρια σχεδιασμού για πλάσιμη συμπεριφορά κατασκευών	
4.1.3 Έλεγχοι μελών πλαισίων ροπής.....	33
4.1.4 Σχεδιασμός και κανόνες κατασκευής για πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα.....	40
4.2 Διαστασιολόγηση του φορέα βάσει Διατάξεων EC3.....	44
4.2.1 Έλεγχοι δοκών.....	44
4.2.2 Έλεγχοι υποστυλωμάτων.....	47
4.2.3 Έλεγχοι συνδέσμων δυσκαμψίας.....	47
4.2.4 Συντελεστές καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.....	47

## **Κεφάλαιο 5\_ Περιγραφή προσομοιώματος**

5.1 Στατικό σύστημα_ Συνδέσεις στοιχείων.....	54
5.2 Διάφραγμα.....	56
5.3 Βαθμοί ελευθερίας.....	57
5.4 Μέθοδος Ανάλυσης.....	58
5.5 Προσομοίωση μαζών.....	59
5.6 Ιδιομορφική Επαλληλία.....	59

## **Κεφάλαιο 6\_ Φύλλο υπολογισμού EXCEL**

6.1 Παραδοχές για τη δημιουργία φύλλου διαστασιολόγησης Excel.....	60
6.2 Παρουσίαση φύλλου υπολογισμού Excel.....	64
6.2.1 Δεδομένα.....	65
6.2.2 Στατική Επίλυση.....	72
6.2.3 Ικανοτικός Συντελεστής.....	75
6.2.4 Καμπτικός και Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός.....	76
6.2.5 Δοκός.....	83

6.2.6 Υποστύλωμα.....	90
6.2.7 Σύνδεσμος Δυσκαμψίας.....	93
<b>Κεφάλαιο 7_ Αποτελέσματα Ανάλυσης – Διαστασιολόγηση</b>	
7.1 Αποτελέσματα Ανάλυσης.....	95
7.1.1 Έλεγχος επιρροών 2ας τάξεως.....	95
7.1.2 Έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων.....	97
7.1.3 Ιδιομορφές.....	98
7.2 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης με χρήση προγράμματος Excel.....	99
7.2.1 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.....	100
7.2.2 Διαστασιολόγηση δοκών.....	103
7.2.3Επιλογή διατομών δοκού και βαθμός εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων.....	105
7.2.4 Διαστασιολόγηση συνδέσμων δυσκαμψίας.....	107
7.2.5Επιλογή διατομών συνδέσμων δυσκαμψίας και βαθμός εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων.....	109
<b>Κεφάλαιο 8_ Συμπεράσματα</b>	
8.1 Γενικά.....	110
8.2 Συμπεράσματα.....	110
<b>Βιβλιογραφία.....</b>	<b>112</b>

## ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

### ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΤΙΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΤΟΥ EC8

#### ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο τον αντισεισμικό σχεδιασμό ενός τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου βάσει του κανονισμού EC8 με βασικό στόχο τη διερεύνηση των ικανοτικών διατάξεών του, μέσω της δημιουργίας ενός υπολογιστικού εργαλείου, όπως περιγράφεται στο πρώτο κεφάλαιο-εισαγωγή. Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια γενική παρουσίαση του κτιρίου ως προς τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις οι οποίες συμβάλλουν στη διαμόρφωση του στατικού μοντέλου, το οποίο αποτελείται από πλαίσια παραλαβής ροπών προς τη μια διεύθυνση και πλαίσια ενισχυμένα με συνδέσμους δυσκαμψίας προς την άλλη.

Η περιγραφή του στατικού μοντέλου συνεχίζεται στο τρίτο κεφάλαιο, όπου παρουσιάζονται τα σεισμικά και τα υπόλοιπα φορτία τα οποία συμμετέχουν στους συνδυασμούς δράσεων της ανάλυσης που ορίζουν οι κανονισμοί.

Για τη κατανόηση της "λογικής" και της μεθοδολογίας του αντισεισμικού σχεδιασμού με τον EC8, ο οποίος εφαρμόζεται σε συνδυασμό με τις διατάξεις του EC3 για τη διαστασιολόγηση των μελών του φορέα, γίνεται μια συνοπτική περιγραφή των κανονισμών στο τέταρτο κεφάλαιο.

Στο πέμπτο κεφάλαιο αναφέρονται οι παραδοχές που έγιναν για τη πραγματοποίηση της ανάλυσης του μοντέλου, οι οποίες σχετίζονται τόσο με τις ιδιότητες του προσομοιώματος όσο και με τη μέθοδο ανάλυσης.

Η ανάγκη για διαστασιολόγηση των μελών του φορέα με χρήση των ικανοτικών διατάξεων του EC8, οδήγησε στη δημιουργία ενός υπολογιστικού φύλλου excel το οποίο παρουσιάζεται στο έκτο κεφάλαιο. Γίνεται αναλυτική περιγραφή του πρότυπου τρισδιάστατου ισόγειου μοντέλου στο οποίο αναφέρονται οι εξισώσεις διαστασιολόγησης που περιλαμβάνει το φύλλο excel. Δίνεται έμφαση στην αλληλεπίδραση της λειτουργίας των δυο διαφορετικών τύπων συστημάτων των δύο επιπέδων λόγω της ταυτόχρονης

ανάπτυξης εντάσεων σε δύο διευθύνσεις σε μέλη που ανήκουν στους δύο διαφορετικούς τύπους φορέων, το πλαίσιο παραλαβής ροπών και το ενισχυμένο πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας. Για το λόγο αυτό παρουσιάζεται λεπτομερώς η εφαρμογή συνδυασμού ελέγχων ενώ εξηγείται η λογική για την ορθή επιλογή μεταξύ των διαφορετικών ικανοτικών συντελεστών των δυο επιπέδων.

Τα αποτελέσματα ανάλυσης και διαστασιολόγησης με έμφαση στους ικανοτικούς ελέγχους, εμφανίζονται στο έβδομο κεφάλαιο. Γίνεται περαιτέρω διερεύνηση στο πως επηρεάζει η ικανοτική επαύξηση των εντάσεων την επιλογή των διατομών.

Τέλος στο όγδοο κεφάλαιο παρουσιάζονται κάποια συμπεράσματα που προέκυψαν από τη διερεύνηση των ικανοτικών ελέγχων ως προς την επιλογή των διατομών για μια ορθή, από άποψης οικονομίας μελέτη.

## POST GRADUATE ESSAY

# DESIGN OF A STEEL BUILDING FOR EARTHQUAKE RESISTANCE IN ACCORDANCE WITH THE PROVISIONS OF EC8

## ABSTRACT

This essay has as a subject the design of a four story steel building for earthquake resistance in accordance with EC8 guideline where the main goal is the investigation of EC8 parts about dissipative structural behaviour, as described in the first chapter.

The second chapter provides a general presentation of the building in accordance with the architectural requirements of which include the formation of the model which includes moment resisting frames in one direction and frames with concentric diagonal bracings in the other.

The description of the static model continues in the third chapter, where the seismic and remaining loads which participate in the combination of reactions of the analysis that are determined by the guidelines, are referred.

A brief description of the regulations for the comprehension of the logic and methodology of the design for earthquake resistance using the application of EC8 which is applied with a combination of EC3 guidelines can be found in chapter four.

Chapter five refers to the concessions that occurred for the realization of the analysis of the model which pertain to the simulation of model qualities as much as the method of analysis.

The necessity to put in perspective the dissipative behaviour of this type of building using the application of EC8 guidelines, led to the creation of an excel template where the sixth chapter is presented. Here you will find a detailed design of a prototype ground floor model where the design equations that describe the behaviour of moment resisting frames combined with concentric

bracing, are mentioned. Attention is given to the interaction of the function of the two different types of systems of the two levels because of the simultaneous development of tension in two directions to members that belong to two different types of providers, the moment resisting frames and the frames with concentric diagonal bracings. For this reason a detailed presentation of the application of the combined force checks takes place which therefore explains the choice between different behaviour factors of the two planes.

The result of the analysis and design with emphasis on the capable factors appear in chapter 7. Here there is further investigation into the effect of the interactions of the chosen systems.

Finally, in chapter 8 conclusions that have arisen from the investigation of the capabilities and the choice of the factors which will contribute to an economic study, are presented.



## **ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον κύριο Χάρη Γαντέ, Αναπληρωτή Καθηγητή του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ, για τη καθοδήγηση που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας. Επίσης ευχαριστώ τον Γιάννη Ψαρά για τη συνεχή πολύτιμη βοήθειά του καθώς και την Ελεάνα και τον Daniel για τη τεχνική υποστήριξη που μου παρείχαν.

### 1.1 Αντικείμενο μελέτης

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός τετραώροφου μεταλλικού κτιρίου βάσει του κανονισμού EC8, με ιδιαίτερη έμφαση στη διερεύνηση των ικανοτικών του διατάξεων, αποτελεί το αντικείμενο της μελέτης αυτής.

Για το σκοπό αυτό απαιτείται ένα υπολογιστικό εργαλείο προσομοίωσης και ανάλυσης που να παρέχει στη συνέχεια τη δυνατότητα διαστασιολόγησης με εφαρμογή των ικανοτικών διατάξεων του κανονισμού.

Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα ETABS το οποίο όμως δεν λαμβάνει υπόψη τα επαυξημένα ικανοτικά μεγέθη έντασης για τη διαστασιολόγηση των μελών.

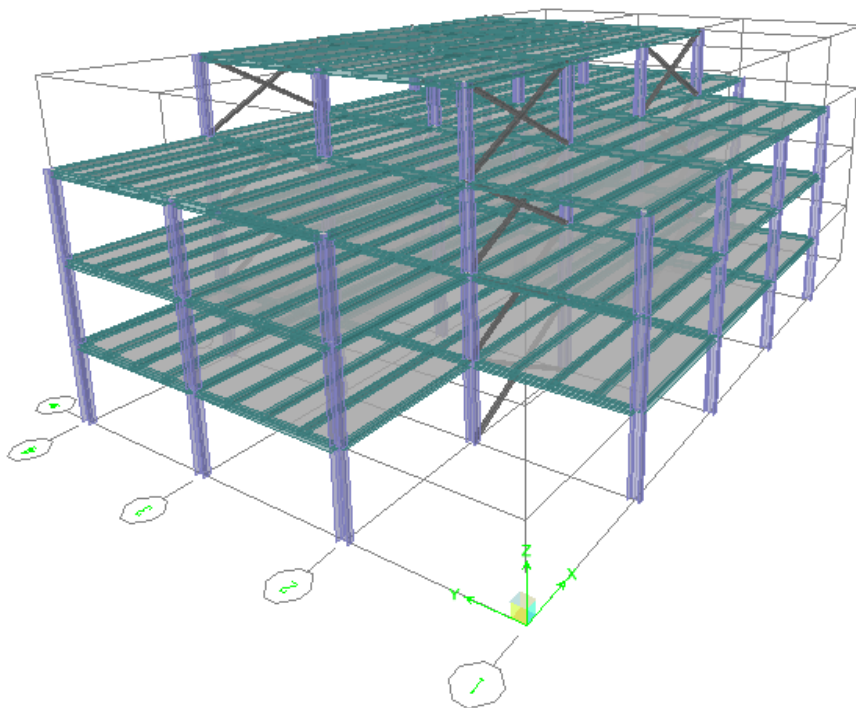
Στόχος της εργασίας λοιπόν, είναι η εύρεση ενός εργαλείου διαστασιολόγησης του τρισδιάστατου αυτού φορέα, με δυνατότητα εκτέλεσης όλων των ικανοτικών διατάξεων του EC8, ώστε ανάλογα με τις απαιτήσεις πλαστιμότητας που τίθενται, να σχεδιάζεται η βέλτιστη συμπεριφορά των μελών του στη σεισμική απόκριση.

Το στατικό μοντέλο προσομοίωσης του κτιρίου παρουσιάζει δυο διαφορετικά συστήματα στις δυο διευθύνσεις, πλαίσιο παραλαβής ροπών στη μια και πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας στην άλλη διεύθυνση. Η διαμόρφωση αυτή επηρεάζει τη κατάστρωση των εξισώσεων των ελέγχων για τη δημιουργία του εργαλείου διαστασιολόγησης, αφού η ταυτόχρονη λειτουργία δυο διαφορετικού τύπου πλαισίων, επηρεάζει τη συμπεριφορά των μελών από τα οποία αποτελούνται. Άρα καθίσταται απαραίτητη η δημιουργία μιας σειράς συνδυασμών ελέγχων ώστε να ληφθεί από τη μια πλευρά η παράλληλη εμφάνιση δράσεων σε δυο διευθύνσεις καθώς επίσης η συμπεριφορά των μελών που συμμετέχουν ταυτόχρονα στα δυο πλαίσια.

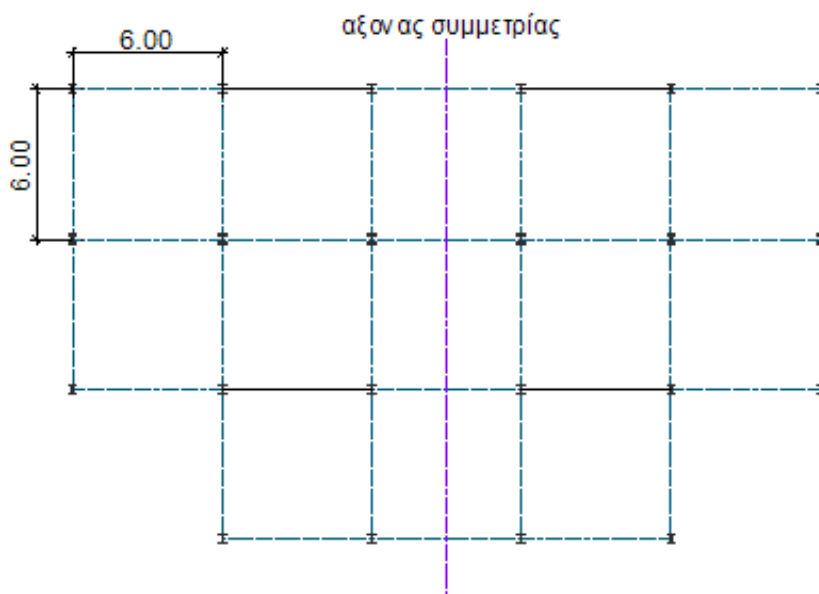
## 2.1 Γενική περιγραφή κτιρίου

Το κτίριο που πρόκειται να μελετηθεί είναι ένα τετραώροφο κτίριο με χρήση ξενοδοχείου, του οποίου ο φέρων οργανισμός είναι μεταλλικής κατασκευής. Αποτελείται από τρεις τυπικούς ορόφους και ένα τέταρτο, μικρότερου εμβαδού, με κατόψεις συμμετρικές ως προς τη μια διεύθυνση, όπως φαίνεται στη τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα (Σχήμα 2.1) και στις κατόψεις των ορόφων (Σχήματα 2.2 και 2.3).

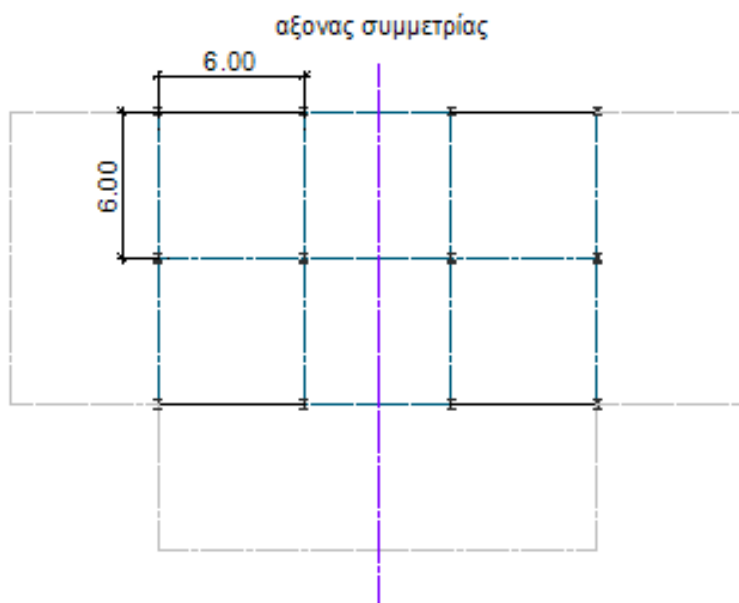
Το στατικό σύστημα διαμορφώνεται σε κάναβο από μεταλλικές κολώνες ανά έξι μέτρα, συνδεδεμένες με μεταλλικές δοκούς, δημιουργώντας πλαίσια στις δυο διευθύνσεις. Στη διεύθυνση  $x$ , διατάσσονται σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι οποίοι εμφανίζονται στα σχήματα αυτά με γκρι χρώμα.



Σχήμα 2.1. Τρισδιάστατη άποψη του στατικού μοντέλου του υπό μελέτη κτιρίου



Σχήμα 2.2. Σκαρίφημα τυπικού ορόφου



Σχήμα 2.3. Σκαρίφημα τέταρτου ορόφου

## 2.2 Αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και διαμόρφωση στατικού φορέα

Οι απαιτήσεις που προκύπτουν κατά την αρχιτεκτονική μελέτη ενός κτιρίου και σχετίζονται τόσο με την αισθητική όσο και τη λειτουργικότητά του, επηρεάζουν τη μορφή του στατικού φορέα που θα χρησιμοποιηθεί. Μια ακραία περίπτωση του βαθμού της επιρροής αυτής εμφανίζεται όταν για παράδειγμα μια αρχιτεκτονική τάση επιβάλλει τη χρήση εμφανούς μεταλλικού σκελετού για τη κατασκευή ενός κτιρίου μοντέρνας αισθητικής. Η ανάγκη για τη κατασκευή ενός βιομηχανικού κτιρίου με μεγάλα ανοίγματα δοκαριών καθιστά επίσης απαραίτητη τη χρήση μεταλλικής κατασκευής. Σε συνήθη κτίρια οι δυο μελέτες, αρχιτεκτονική σύνθεση και στατική επίλυση, γίνονται ταυτόχρονα, επηρεάζοντας η μια την άλλη: Από τη μια πλευρά επιλέγεται η βέλτιστη λύση στατικού συστήματος με γνώμονα την εξυπηρέτηση των αρχιτεκτονικών αναγκών, και από την άλλη, οι αρχιτεκτονικές λύσεις αναπροσαρμόζονται προκειμένου να εφαρμοστούν σωστά οι απαιτήσεις του αντισεισμικού σχεδιασμού.

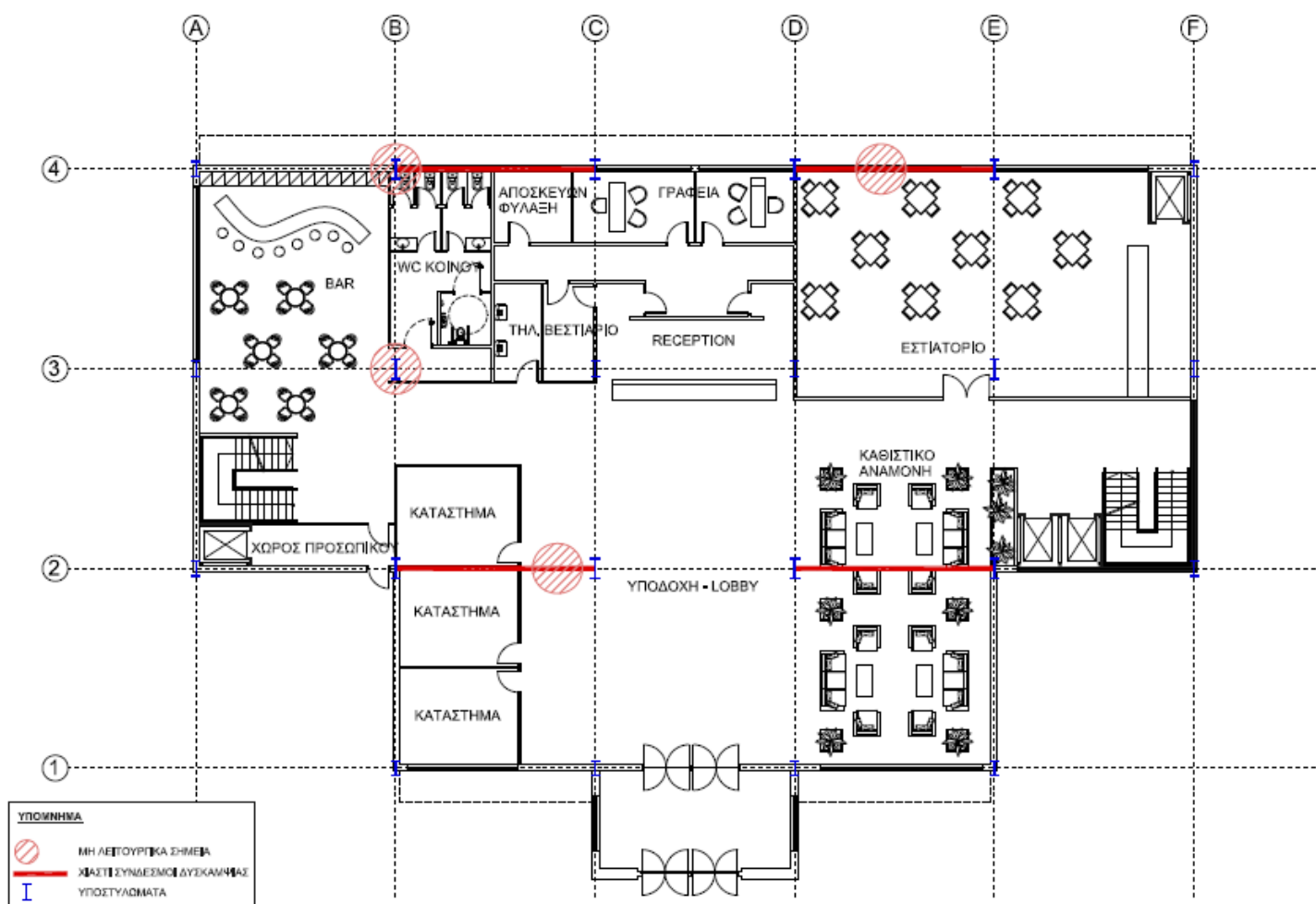
Στο συγκεκριμένο κτίριο οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις συνιστούν τη διαμόρφωση στο ισόγειο, χώρων υποδοχής (καθιστικό, lobby, reception), χώρων εστίασης (αίθουσα εστιατορίου κυρίων γευμάτων και πρωινού) και χώρων αναψυχής και εμπορίου (σαλόνι, μπαρ, καταστήματα).

Στους επόμενους δύο ορόφους, το πρώτο και τον δεύτερο όροφο, διαμορφώνονται τα δωμάτια του ξενοδοχείου με χώρο καθιστικού στο κέντρο του κάθε επιπέδου. Χρησιμοποιείται μια τυποποιημένη κάτοψη δωματίου, από την οποία προκύπτουν όλα τα είδη: δίκλινα, τρίκλινα καθώς και σουίτες.

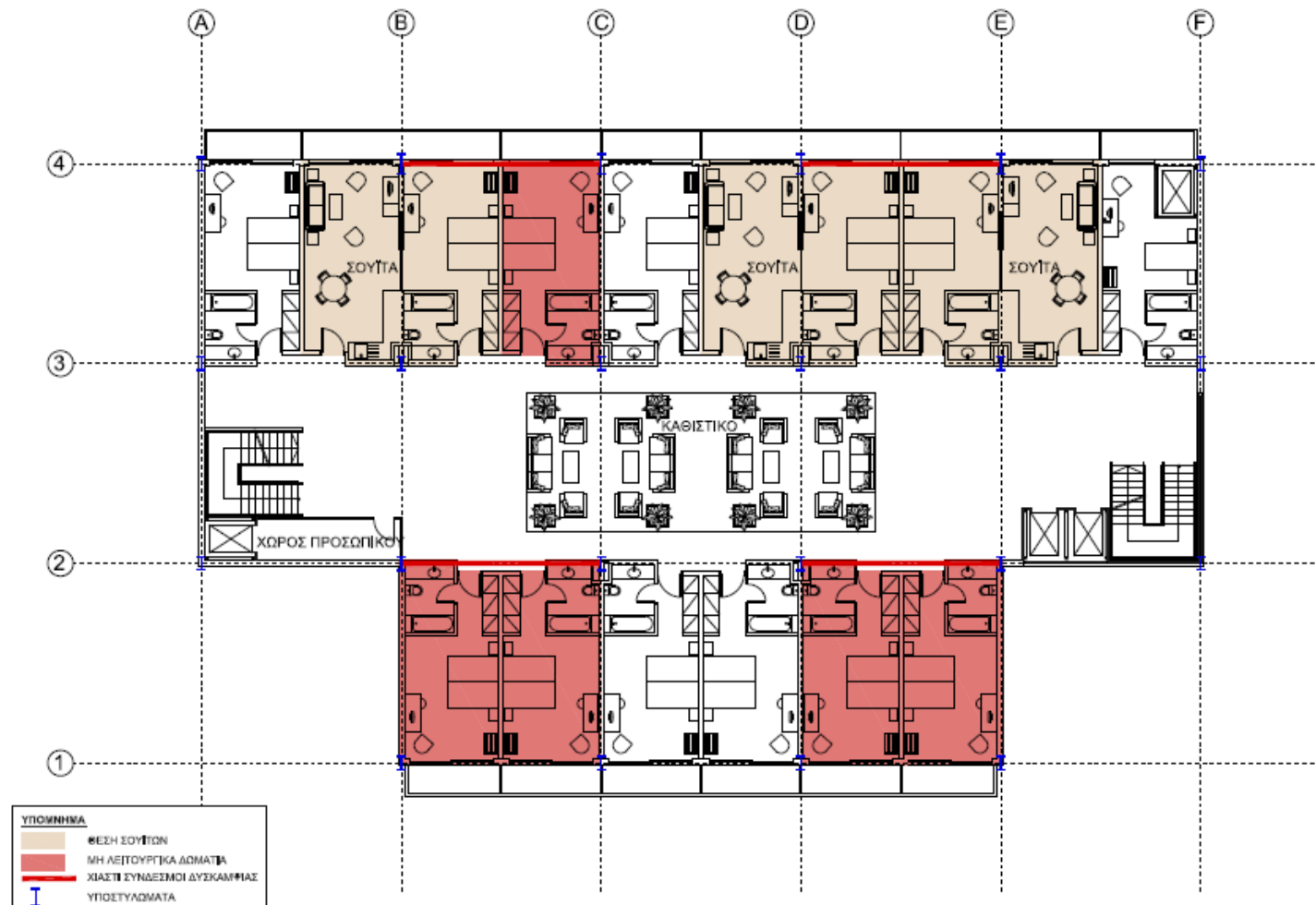
Στο τέταρτο όροφο συνεχίζει μόνο ένα τμήμα της κάτοψης, στο οποίο βρίσκεται ένας χώρος συνεδριάσεων και ένα καφέ – εστιατόριο. Το υπόλοιπο τμήμα χρησιμοποιείται ως βεράντα. Το δώμα του κτιρίου θεωρείται ως μη βατό και ότι φέρει σταθερές ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις.

Για τις συγκεκριμένες απαιτήσεις, σύμφωνα με όσα ειπώθηκαν σχετικά με τη συνδιαμόρφωση αρχιτεκτονικής και στατικής μελέτης, προκύπτουν διάφορες δυνατές λύσεις, οι οποίες έχουν παρουσιαστεί για παρόμοιο κτίριο στη Μεταπτυχιακή εργασία με τίτλο "Διερεύνηση εναλλακτικών μορφών

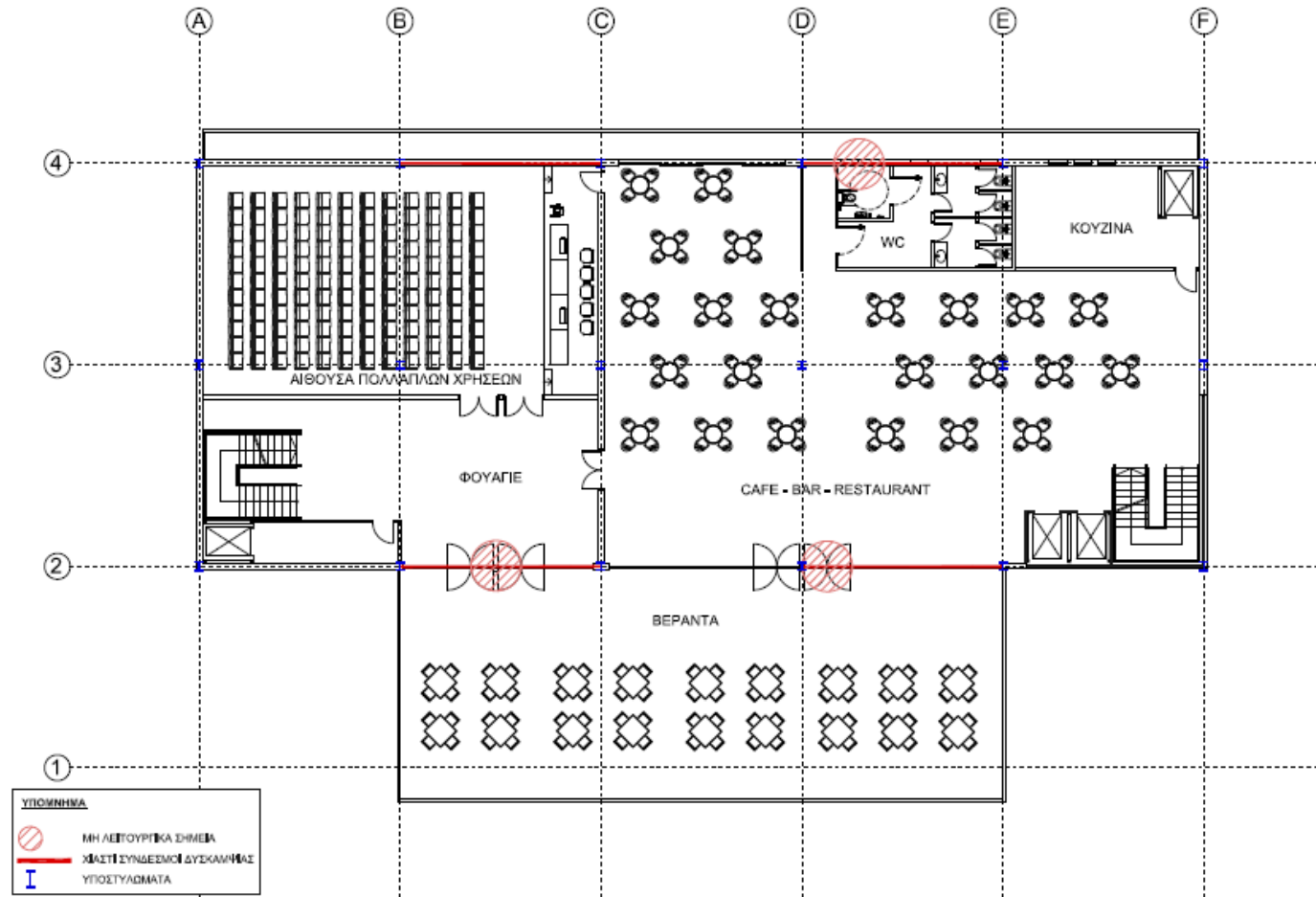
μεταλλικών στατικών φορέων σε συνδυασμό με την αρχιτεκτονική λειτουργία”, των Γιαννόπουλου Μαρίας και Βλάχου Αλεξάνδρας. Στη συγκεκριμένη εργασία που στόχος είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου με πλαίσιο ροπής στη μια διεύθυνση και πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας στην άλλη, επιλέγεται εξ αρχής το στατικό σύστημα και οι λειτουργικές αυτές απαιτήσεις αναδιαμορφώνονται. Το καθοριστικό ρόλο στη σχεδίαση των εσωτερικών χώρων του κτιρίου το παίζει η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Για τη διαμόρφωση αυτού του στατικού τύπου φορέα, προκύπτουν οι κατόψεις που φαίνονται στα Σχήματα 2.4 και 2.5 και 2.6.



Σχήμα 2.4. Αρχιτεκτονική κάτοψη ισογείου



Σχήμα 2.4. Αρχιτεκτονική κάτοψη τυπικού ορόφου



Σχήμα 2.5. Αρχιτεκτονική κάτοψη τελευταίου ορόφου



## 2.3 Στατικό σύστημα

Το στατικό σύστημα του κτιρίου που φαίνεται στο Σχήμα 2.1, αποτελείται από τα εξής δομικά στοιχεία:

### 2.3.1 Σύμμικτες πλάκες

Οι σύμμικτες πλάκες παραλαμβάνουν τα μόνιμα και κινητά φορτία των ορόφων. Πρόκειται για το συνηθέστερο τύπο πλακών σε μεταλλικά κτίρια και αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος και παραλαμβάνουν το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και φορτία σχετικά με τη διάστρωση κατά τη φάση σκυροδέτησης. Στη φάση λειτουργίας, τα χαλυβδόφυλλα συνεργάζονται με το σκληρυμένο σκυρόδεμα και λειτουργούν μαζί ως σύμμικτες πλάκες. Ο ρόλος των πλακών είναι από στατική άποψη διπλός. Μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία, αλλά και τις οριζόντιες δράσεις (κυρίως σεισμικές) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας.

### 2.3.2 Δευτερεύουσες δοκοί - τεγίδες

Οι τεγίδες γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και κυρίως μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία επικάλυψης, όπως το ίδιο βάρος της σύμμικτης πλάκας καθώς και τα υπόλοιπα μόνιμα και ωφέλιμα φορτία. Έτσι αποφεύγεται μεγάλο απαιτούμενο στατικό ύψος πλακών που θα προέκυπτε εξαιτίας του μεγάλου ανοίγματός τους. Υπάρχει ισοσταθμία μεταξύ κύριων δοκών και τεγίδων και έτσι δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο, επί του οποίου επικάθεται η πλάκα. Η διατομή τους διατάσσεται με τέτοιο τρόπο ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας των δοκών έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων.

Οι τεγίδες καταπονούνται σε κάμψη λόγω των κατακόρυφων φορτίων που τους μεταβιβάζει η σύμμικτη πλάκα.

### 2.3.3 Κύριες δοκοί

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. Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα του φορέα και έχουν άνοιγμα 6.0m. Η διατομή τους είναι μορφής I ελατή, διπλής συμμετρίας (HEA). Καταπονούνται σε κάμψη λόγω των φορτίων που τους μεταβιβάζουν οι τεγίδες.

### 2.3.4 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα κατασκευάζονται από πλατύπελμες διατομές HEB καθώς έχουν εξισορροπημένη αντοχή έναντι λυγισμού στις δύο κύριες διευθύνσεις. Οι διατομές αυτές επιτρέπουν την ανάπτυξη πλαισιακής λειτουργίας μόνο στη μία διεύθυνση, του ισχυρού άξονα. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στη θεμελίωση, ενώ η αποκατάσταση της συνέχειας της διατομής τους καθ' ύψος του κτιρίου γίνεται κοχλιωτή, κατά προτίμηση με προεντεταμένους κοχλίες και με ελάσματα κορμού και πελμάτων.

Τα υποστυλώματα υπόκεινται όχι μόνο σε εγκάρσια φορτία (κάμψη), αλλά και σε αξονική θλίψη.

### 2.3.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία του σεισμού ως προς τη x διεύθυνση στην οποία διατάσσονται. Ανάλογα με τη φορά της σεισμικής δράσης υπόκεινται σε θλίψη ή εφελκυσμό. Επίσης ανάλογα με τις παραδοχές που γίνονται σύμφωνα με το κεφάλαιο 6 του EC8 (Παράγραφος 6.7, "Έλεγχοι μελών πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα"), είτε λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνο οι υπό εφελκυσμό σύνδεσμοι είτε με κάποιες προϋποθέσεις λαμβάνονται υπόψη επιπλέον και οι θλιβόμενοι σύνδεσμοι.

## 2.4 Εδαφικές συνθήκες

Για την απόκτηση πλήρους εικόνας του κτιρίου που πρόκειται να μελετηθεί, είναι απαραίτητη η γνώση των εδαφικών συνθηκών που επικρατούν στη περιοχή που πρόκειται αυτό να κατασκευαστεί. Άλλωστε στον EC8 τονίζεται

ότι πρέπει να διενεργούνται κατάλληλες έρευνες και μελέτες, για τη διερεύνηση των εδαφικών συνθηκών, ανάλογα και με τη σπουδαιότητα της κατασκευής και τις τοπικές συνθήκες. Ο κανονισμός λαμβάνει υπόψη την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών, κατατάσσοντας τα εδάφη στους τύπους A, B, C, D, E, S<sub>1</sub> και S<sub>2</sub>, που περιγράφονται μέσω εδαφικών προφίλ και παραμέτρων. Μπορεί επίσης να λαμβάνεται υπόψη και η επιρροή της βαθιάς γεωλογίας, επιπρόσθετα.

Για τη μελέτη του συγκεκριμένου κτιρίου οι τοπικές εδαφικές συνθήκες αντιστοιχούν στον εδαφικό τύπο B. Για το τύπο αυτό, το Εθνικό Προσάρτημα αναφέρει ότι δεν διαπιστώνεται επίδραση της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων και ότι η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους μπορεί να γίνει με βάση την υπάρχουσα εμπειρία από παρακείμενες κατασκευές, θεμελιωμένες σε όμοιους εδαφικούς σχηματισμούς. Οι κατασκευές αυτές πρέπει να μην έχουν εμφανίσει αξιόλογες υποχωρήσεις και να έχουν επιδείξει καλή συμπεριφορά σε προγενέστερες σημαντικές σεισμικές δράσεις.

Τέλος σημειώνεται ότι για κάθε εδαφικό τύπο προκύπτουν οι τιμές του συντελεστή εδάφους S και των χαρακτηριστικών περιόδων T<sub>1</sub> και T<sub>2</sub> που καθορίζουν το φάσμα σχεδιασμού της ανάλυσης.

### 3.1 Σεισμική δράση

#### 3.1.1 Σεισμικές ζώνες

Για τους σκοπούς του Ευρωκώδικα τα εθνικά εδάφη χωρίζονται σε ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας. Στην παράγραφο 3.2.1 του EC8 αναφέρεται ότι σε κάθε σεισμική ζώνη, ορίζεται μια τιμή αναφοράς  $a_{gR}$  της μέγιστης επιτάχυνσης, η οποία αντιστοιχεί στη τιμή αναφοράς για περίοδο επαναφοράς  $T_{NRC}$  της σεισμικής δράσης με απαίτηση μη κατάρρευσης (ή ισοδύναμα στη πιθανότητα υπέρβασης μέσα σε 50 χρόνια,  $P_{NCR}$ ), στην οποία αντιστοιχεί συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_i = 1.0$ . Ειδικότερα για την Ελλάδα, το Εθνικό Προσάρτημα περιέχει χάρτη ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας βάσει του οποίου ορίζονται οι αντίστοιχες τιμές  $a_{gR}$ .

Ο σχεδιασμός του κτιρίου γίνεται για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, δηλαδή για  $a_{gR} = 0.16g$ .

#### 3.1.2 Βασική αναπαράσταση της σεισμικής δράσης

Στον EC8 αναφέρεται ότι η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια του εδάφους αναπαρίσταται από ένα φάσμα ελαστικής απόκρισης. Η οριζόντια σεισμική δράση χωρίζεται σε δύο κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες, οι οποίες είναι ανεξάρτητες και χαρακτηρίζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Σε περιπτώσεις που οι σεισμοί που επιδρούν σε ένα σημείο παράγονται από διαφορετικές πηγές, κρίνεται σκόπιμο να χρησιμοποιούνται περισσότερα από ένα φάσματα απόκρισης, για την πειστικότερη απεικόνιση της σεισμικής διέγερσης, χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές της επιτάχυνσης  $a_g$  για κάθε φάσμα.

#### 3.1.3 Φάσμα Σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας για ελαστική ανάλυση

Η ικανότητα των φορέων να ανθίστανται στις σεισμικές δράσεις στη μη γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά το σχεδιασμό τους ώστε να αντέχουν σε σεισμικές δυνάμεις μικρότερες από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω πλάστιμης

συμπεριφοράς των στοιχείων του, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση  $S_d(T)$  καθορίζεται στη παράγραφο 3.2.2.5 του EC8 από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T_B} \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad \text{όπου :}$$

$S_d(T)$  : η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

$q$  : ο συντελεστής συμπεριφοράς

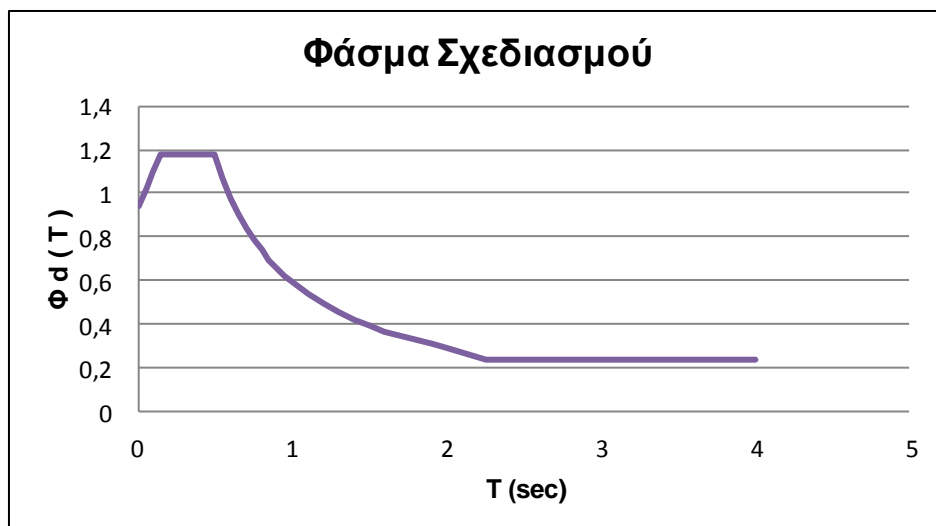
$\beta$  : το κάτω όριο για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, με προτεινόμενη τιμή, 0.2

Για τις συνθήκες στις οποίες βρίσκεται το υπό μελέτη κτίριο, επιλέγονται οι τιμές των παραμέτρων που φαίνονται στο Πίνακα 3.1 και προκύπτει το φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας του Σχήματος 3.1.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z=1
Κατηγορία εδάφους	B
Οριζόντια σεισμική επιτάχυνση εδάφους	$a_{gR}=0.16g$
Συντελεστής σπουδαιότητας	$\gamma_i=1.0$
Συντελεστής εδάφους	S=1.2
Συντελεστής συμπεριφοράς $q$ έναντι οριζοντίων δράσεων	$q=4$
Χαρακτηριστικές τιμές περιόδου του εδάφους	$T_B= 0.15, T_C= 0.5, T_D=2.5$

Πίνακας 3. Τιμές παραμέτρων φάσματος σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας

Σημείωση: οι τιμές  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$ , προκύπτουν σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης τύπου 1, το οποίο συστήνεται να εφαρμόζεται σε όλες τις σεισμικές ζώνες της Ελλάδας.



Σχήμα 3.1. Φάσμα Σχεδιασμού

### 3.1.4 Κατακόρυφη συνιστώσα

Σύμφωνα με τον EC8, εάν η κατακόρυφη εδαφική σεισμική επιτάχυνση  $a_{vg}$  είναι μεγαλύτερη από  $0,25g$  ( $0,25 \text{ m/s}^2$ ), η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού (όπως αυτή ορίζεται στο Κεφάλαιο 3 του Ευρωκώδικα), θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στις εξής περιπτώσεις:

- Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια φέροντα στοιχεία με άνοιγμα μεγαλύτερο των 20 m
- Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεξέχοντα τμήματα (προβόλους) με μήκος μεγαλύτερο των 5 m
- Για οριζόντια ή σχεδόν οριζόντια προεντεταμένα στοιχεία
- Για δοκούς με φυτευτά υποστυλώματα
- Σε κατασκευές με σεισμική μόνωση

Επίσης συμπληρώνεται ότι η ανάλυση για τη συμβολή της κατακόρυφης συνιστώσας μπορεί να γίνεται στο τμήμα μόνο της όλης κατασκευής, όπου περιλαμβάνονται τα στοιχεία που αναφέρθηκαν, για τα οποία λαμβάνεται

υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα, και θα συνυπολογίζει τη δυσκαμψία των υπόλοιπων τμημάτων.

Η κατακόρυφη συνιστώσα θα λαμβάνεται υπόψη μόνο για τα εν λόγω στοιχεία και τα στοιχεία που βρίσκονται σε άμεση αλληλεπίδραση με αυτά.

Στο υπό μελέτη κτίριο δεν διαπιστώνονται δομικά στοιχεία που να ανήκουν στις παραπάνω κατηγορίες, για αυτό η κατακόρυφη συνιστώσα δεν λαμβάνεται υπόψη.

### 3.1.5 Κανονικότητα κατασκευής

Οι κατασκευές, για το σκοπό του αντισεισμικού σχεδιασμού, χαρακτηρίζονται ως κανονικές ή μη κανονικές. Ο διαχωρισμός αυτός έχει επιπτώσεις στα εξής:

1. Το δομικό μοντέλο, το οποίο μπορεί να είναι ένα απλοποιημένο δισδιάστατο (επίπεδο) μοντέλο ή πλήρες τρισδιάστατο (χωρικό) μοντέλο.
2. Τη μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι απλοποιημένη φασματική μέθοδος ή δυναμική φασματική μέθοδος.
3. Τη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , η οποία λαμβάνεται μειωμένη για κτίρια μη κανονικά καθ' ύψος.

#### 3.1.5.1 Κανονικότητα σε κάτοψη

Ο EC8 θέτει κάποια κριτήρια προκειμένου να κατατάσσεται ένα κτίριο σαν κανονικό σε κάτοψη, τα οποία είναι τα εξής:

- 1) Ως προς τη πλευρική δυσκαμψία και τη κατανομή της μάζας, το κτίριο θα πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, ως προς δύο ορθογώνιους άξονες.
- 2) Η διαμόρφωση της κάτοψης πρέπει να είναι συμπαγής, δηλαδή κάθε όροφος θα περικλείεται από μια κυρτή πολυγωνική γραμμή. Αν υπάρχουν εσοχές, μπορεί να θεωρείται και πάλι ότι υπάρχει κανονικότητα, εάν: α. αυτές οι εσοχές δεν επηρεάζουν τη δυσκαμψία του ορόφου εντός του επιπέδου του (δυστένεια) και β. για κάθε εσοχή, η επιφάνεια μεταξύ του (πραγματικού) περιγράμματος του ορόφου και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που τον περιβάλλει δεν ξεπερνάει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.
- 3) Η εντός του επιπέδου τους δυσκαμψία των ορόφων θα πρέπει να είναι

επαρκώς μεγάλη σε σχέση με τη πλευρική δυσκαμψία των κατακόρυφων δομικών στοιχείων (υποστυλώματα), ώστε η παραμόρφωση του ορόφου (εντός του επιπέδου του) να έχει μικρή επίδραση στην κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των υποστυλωμάτων. Έτσι, σχήματα ορόφου σε μορφή L,C,H,I και X θα πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ουσιαστικά δηλαδή, η ακαμψία των προεξεχόντων κλάδων θα πρέπει να είναι συγκρίσιμη με εκείνη του κεντρικού μέρους, προκειμένου να ικανοποιείται η υπόθεση του απαραμόρφωτου διαφράγματος.

4) Ο λόγος  $\lambda = L_{\max} / L_{\min}$  του κτιρίου σε κάτοψη δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερος του 4, όπου  $L_{\max}$  και  $L_{\min}$  είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση σε κάτοψη του κτιρίου, μετρούμενες σε δύο κάθετες διευθύνσεις.

5) Σε κάθε επίπεδο (όροφος) και για κάθε διεύθυνση ανάλυσης x και y, η στατική εκκεντρότητα (=structural ή natural eccentricity, όπως αναφέρεται στο κείμενο) και η ακτίνα δυσστρεψίας  $r_x$ , πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες συνθήκες (που εκφράζονται εδώ για τη διεύθυνση ανάλυσης y):

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq I_s$$

όπου,

$e_{ox}$  (m), η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, κατά τη διεύθυνση x, δηλαδή κάθετα στην εξεταζόμενη διεύθυνση  $r_x$  (m), η ακτίνα δυσστρεψίας, που υπολογίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της στρεπτικής δυσκαμψίας, προς την πλευρική (μεταφορική) δυσκαμψία στη διεύθυνση y.

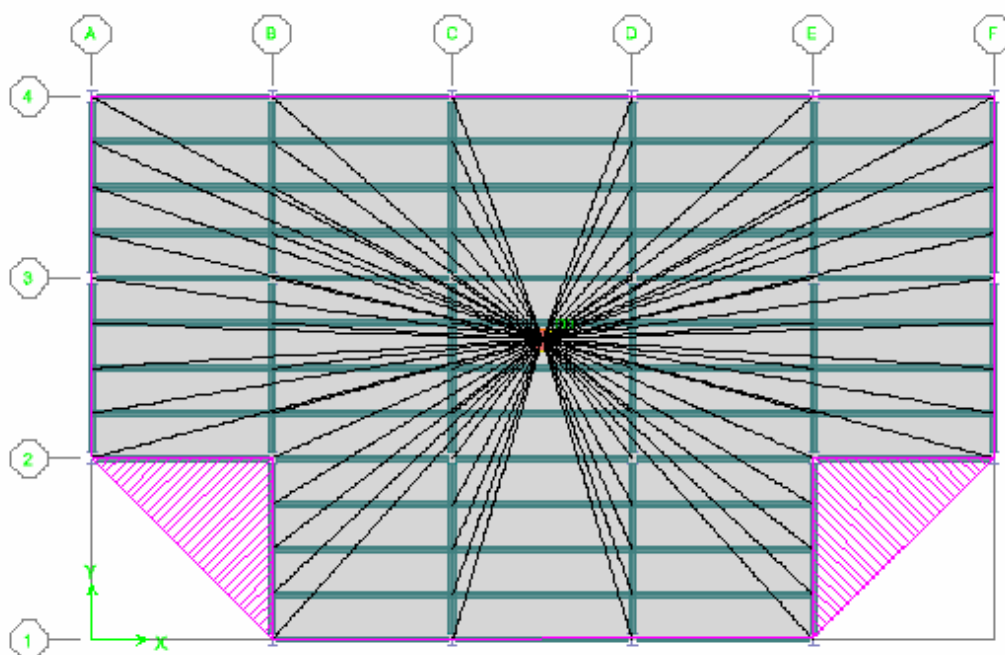
$I_s$  (m), η ακτίνα αδράνειας της μάζας του ορόφου σε κάτοψη, που υπολογίζεται ως η τετραγωνική ρίζα του λόγου της πολικής ροπής αδράνειας μάζας του ορόφου (ως προς το κέντρο μάζας) προς τη μάζα του ορόφου.

Προκειμένου να ελεγχθεί η κάτοψη τυπικού ορόφου σε κανονικότητα, σύμφωνα με το κριτήριο 2, περικλείεται ο όροφος από μια κυρτή πολυγωνική γραμμή (μωβ χρώματος) που φαίνεται στο Σχήμα 3.2 και ελέγχεται αν το εμβαδόν των διαγραμμισμένων περιοχών είναι μικρότερο από 5% του εμβαδού της κάτοψης (γκρι χρώματος).



Το πηλίκο αυτό προκύπτει  $1/13 = 7.7\% \geq 5\%$ , δηλαδή ο όροφος δεν είναι κανονικός.

Ο τελευταίος όροφος που είναι ορθογωνικού σχήματος, πληροί τα παραπάνω κριτήρια κανονικότητας.



Σχήμα 3.2. Έλεγχος τυπικού ορόφου σε κανονικότητα

### 3.1.5.2 Κανονικότητα καθ' ύψος

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό καθ' ύψος σύμφωνα με τον EC8, εάν ικανοποιεί όλα τα παρακάτω κριτήρια :

- 1) Όλα τα δομικά στοιχεία που αντιστέκονται στα πλευρικά φορτία, όπως πυρήνες, τοιχώματα και πλαίσια, πρέπει να διατρέχουν χωρίς να διακόπτονται όλο το ύψος του κτιρίου, από τα θεμέλια ως την κορυφή του κτιρίου.
- 2) Η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα καθενός ορόφου πρέπει να είναι συνεχής ή να μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες μεταβολές από τη βάση έως την κορυφή του κτιρίου.
- 3) Σε πλαισιωτές κατασκευές, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ενός ορόφου προς την απαιτούμενη από την ανάλυση δεν πρέπει να μεταβάλλεται δυσανάλογα μεταξύ γειτονικών ορόφων.

4) Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος, ισχύουν οι επόμενοι πρόσθετοι κανόνες:

α) Στην περίπτωση επάλληλων εσοχών που διατηρούν την αξονική συμμετρία του κτιρίου, η εσοχή σε οποιονδήποτε όροφο δεν πρέπει να ξεπερνάει το 20% της διάστασης του προηγούμενου ορόφου, στη διεύθυνση της εσοχής.

β) Για μία εσοχή μόνο, όταν αυτή βρίσκεται στο κατώτερο 15% του συνολικού ύψους του κυρίως δομικού συστήματος, αυτή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 50% της προηγούμενης διάστασης σε κάτοψη

γ) Σ' αυτή τη περίπτωση, το κάτω μέρος του φορέα που περιλαμβάνεται μέσα στην κατακόρυφη προβολή της περιμέτρου των ανωτέρων ορόφων θα πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να παραλαμβάνει τουλάχιστον το 75% των τεμνουσών δυνάμεων που θα αναπτύσσονταν στην ίδια ζώνη σε παρόμοιο κτίριο χωρίς τη διεύρυνση του κάτω μέρους.

δ) Εάν οι εσοχές δεν διατηρούν τη συμμετρία του φορέα, το άθροισμα των εσοχών, σε κάθε όψη, δεν πρέπει να ξεπερνάει το 30% της διάστασης σε κάτοψη του πρώτου ορόφου πάνω από τη θεμελίωση και κάθε επιμέρους εσοχή δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από το 10% της προηγούμενης διάστασης της κάτοψης.

Για το υπό μελέτη κτίριο:

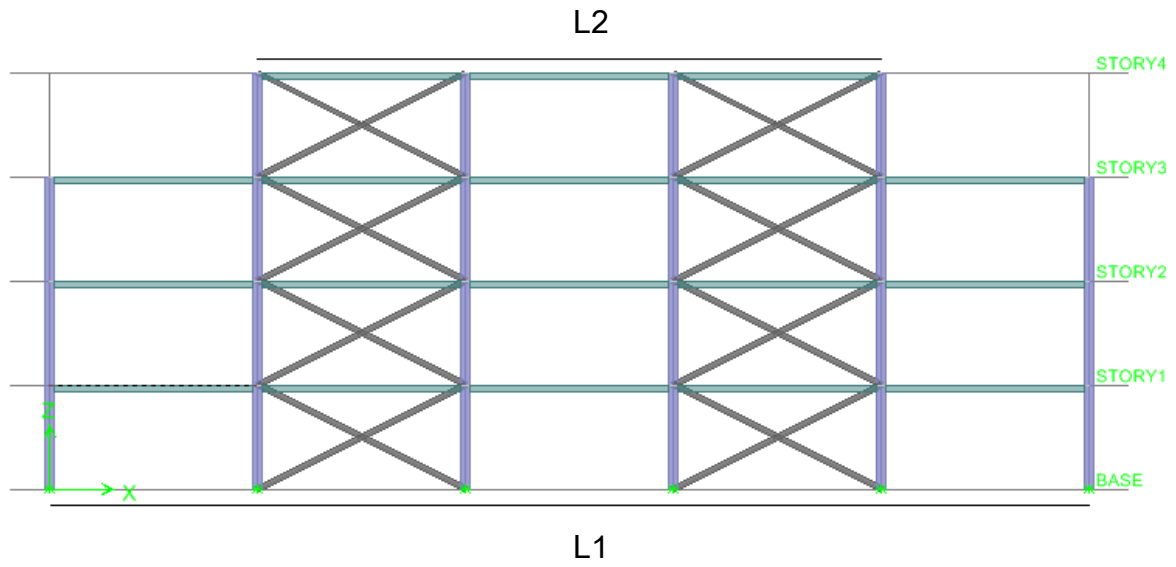
Ως προς τη x διεύθυνση (Σχήμα 3.3), πρέπει να ικανοποιείται το πρώτο κριτήριο λόγω της δεδομένης καθ' ύψος διαμόρφωσής του, δηλαδή πρέπει

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.2.$$

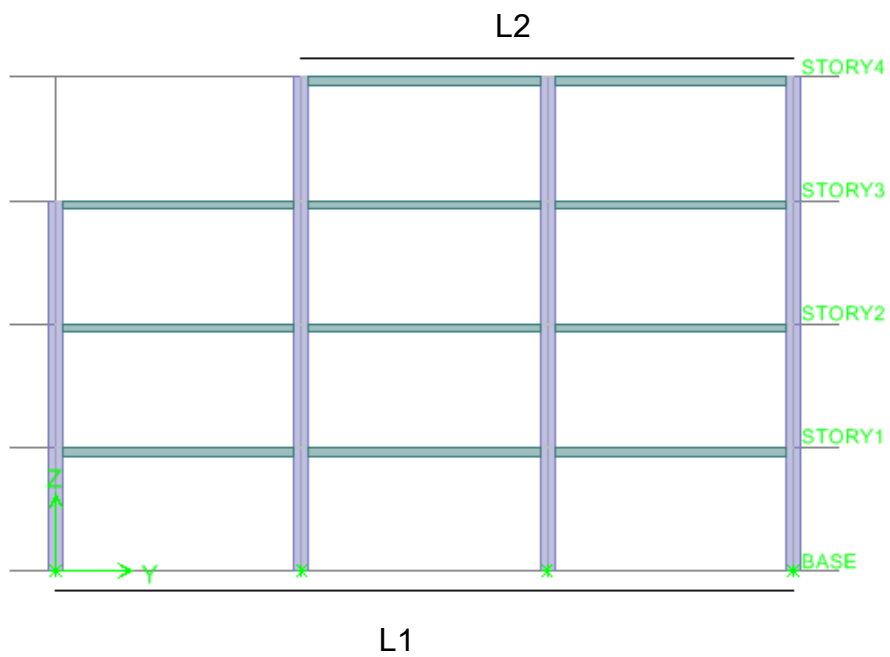
Όμως είναι :  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{5 \cdot 6 - 3 \cdot 6}{5 \cdot 6} = 0.4 \geq 0.2$ , άρα δεν κανονικό καθ' ύψος ως προς τη x διεύθυνση.

Ως προς τη y διεύθυνση (Σχήμα 3.4) πρέπει να ικανοποιείται το τέταρτο κριτήριο, δηλαδή πρέπει  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.3$

Όμως είναι :  $\frac{L_1 - L_2}{L_1} = \frac{3 \cdot 6 - 2 \cdot 6}{2 \cdot 6} = 0.5 \geq 0.3$ , άρα δεν κανονικό καθ' ύψος και ως προς τη y διεύθυνση.



Σχήμα 3.3. Έλεγχος κανονικότητας καθ' ύψος στη διεύθυνση x



Σχήμα 3.4. Έλεγχος κανονικότητας καθ' ύψος στη διεύθυνση y

### 3.1.6 Συντελεστής συμπεριφοράς $q$

Στη παράγραφο 3.1.3, κατά τον υπολογισμό του οριζόντιου φάσματος σχεδιασμού, επιλέχθηκε η τιμή  $q=4$  για το συντελεστή συμπεριφοράς. Στη παράγραφο αυτή επιχειρείται να παρουσιαστεί η λογική του σχεδιασμού πλαστικών κατασκευών μέσω της επιλογής της κατάλληλης τιμής  $q$ .

Η αντοχή και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής σχετίζονται με το βαθμό στον οποίο σχεδιάζεται να εκμεταλλευτεί η μη-γραμμική της συμπεριφορά. Πρακτικά, αυτή η ισορροπία μεταξύ αντοχής και ικανότητας απορρόφησης ενέργειας εκφράζεται με τη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  και τη σχετική κατάταξη ως προς τη πλαστικότητα.

Έτσι, οι κατασκευές κατατάσσονται σε κατηγορίες, χαμηλής, μέτριας και υψηλής πλαστικότητας για τις οποίες προκύπτει ο κατάλληλος και επιτρεπτός συντελεστής συμπεριφοράς  $q$ . Στο Πίνακα 3.2 φαίνονται οι επιτρεπτοί συντελεστές  $q$  για κάθε αρχή σχεδιασμού και κατηγορία πλαστικότητας, (Πίνακας 6.1 του EC8).

Αρχή Σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστικότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς $q$
Περιορισμένη πλάσιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
Πλάσιμη συμπεριφορά	ΚΠΜ (Μέτρια)	$\leq 4$
	ΚΠΥ (Υψηλή)	$\leq 6$

Πίνακας 3.2. Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστικότητας και ανώτατες τιμές αναφοράς των συντελεστών αναφοράς

Ο EC8 δίνει τιμές του  $q$  για πλάστιμες, κανονικές κατασκευές, ανάλογα με το είδος συστήματος της κατασκευής. Στο πίνακα 3.3 φαίνονται οι τιμές αυτές για πλαίσια ροπής και πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους από τα οποία αποτελείται η υπό μελέτη κατασκευή.

Δομικό σύστημα	Μέγιστες τιμές συμπεριφοράς $q$	
	DCM	DCH
Πλαίσια ροπής	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4

Πίνακας 3.3. Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  για κανονικά καθ' ύψος συστήματα πλαισίων ροπής και πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους

Για κατασκευές μη κανονικές καθ' ύψος τα άνω όρια του συντελεστή  $q$  θα λαμβάνονται μειωμένα κατά 20%.

Για κτίρια κανονικά σε κάτοψη, εάν δε γίνεται πιο ακριβής εκτίμηση του λόγου  $\alpha_u/\alpha_1$ , μπορούν να χρησιμοποιούνται οι τιμές που δίνονται στις εικόνες 6.1 έως 6.8 του EC8. Οι παράμετροι  $\alpha_1$  και  $\alpha_u$  ορίζονται ως :

$\alpha_1$  : η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση, προκειμένου να αποκτήσει τη πλαστική του αντοχή οποιοδήποτε στοιχείο της κατασκευής, ενώ οι υπόλοιπες δράσεις παραμένουν σταθερές.

$\alpha_u$  : η τιμή με την οποία πρέπει να πολλαπλασιαστεί η οριζόντια σεισμική δράση, προκειμένου να σχηματιστούν τόσες πλαστικές αρθρώσεις όσες απαιτούνται για να παρατηρηθεί συνολική δομική αστάθεια, ενώ όλες οι άλλες δράσεις παραμένουν σταθερές. Η τιμή  $\alpha_u$  μπορεί να προσδιορισθεί από μη-γραμμική στατική ανάλυση (push-over).

Για κτίρια μη κανονικά σε κάτοψη, η (προσεγγιστική) τιμή του  $\alpha_u/\alpha_1$  που μπορεί να χρησιμοποιείται, όταν δεν γίνονται υπολογισμοί για την εκτίμησή

του, μπορεί να λαμβάνεται ως το ημίθροισμα της μονάδας (1,0) και της τιμής που δίνεται στις εικόνες 6.1 ως 6.8 του EC8.

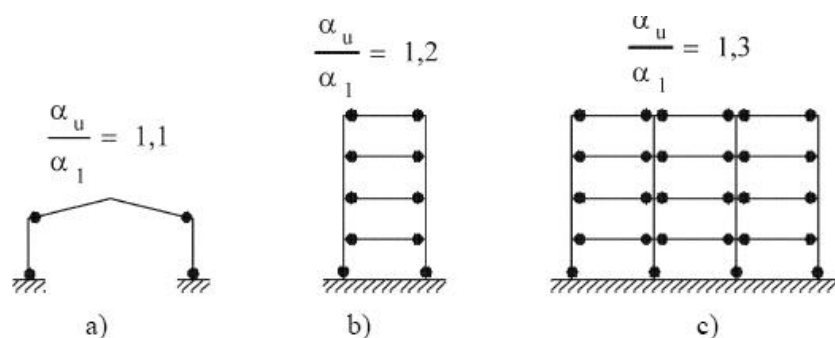


Figure 6.1: Moment resisting frames (dissipative zones in beams and at bottom of columns). Default values for  $\alpha_u/\alpha_1$  (see 6.3.2(3) and Table 6.2).

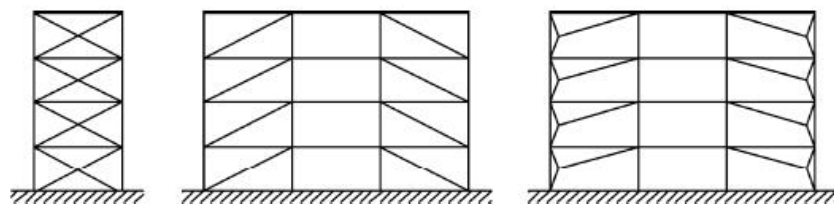


Figure 6.2: Frames with concentric diagonal bracings (dissipative zones in tension diagonals only).

Σχήμα. 3.2. (Εικόνες 6.1 και 6.2 του EC8) : Πλαίσια ροπής και πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους και προτεινόμενες τιμές του συντελεστή  $\alpha_u/\alpha_1$

Για το υπό μελέτη κτίριο επιλέγεται σχεδιασμός για μέση πλάσטיμη συμπεριφορά (DCM), οπότε από τους πίνακες 3.2 και 3.3 προκύπτει  $q=4$  για κτίριο που συνδυάζει πλαίσιο ροπής και πλαίσιο με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα. Στη συνέχεια η τιμή του  $q$  μειώνεται κατά 20% λόγω μη κανονικής διάταξης καθ' ύψος προκύπτει δηλαδή τιμή του συντελεστή,  $q = 0.8 * 4 = 3.2$ .

### 3.2 Μη σεισμικά φορτία

Εκτός από τη σεισμική δράση, λαμβάνονται υπόψη και τα μη σεισμικά φορτία. Αυτά αφορούν στα

**α) μόνιμα φορτία** τα οποία εισάγονται με τις εξής τιμές:

-Ίδιο βάρος σκυροδέματος: 25.00 kN/m<sup>3</sup>

-Ίδιο βάρος χάλυβα: 78.50 kN/m<sup>3</sup>

-Βάρος επικάλυψης δαπέδων: 1.00 kN/m<sup>2</sup>

Τα ίδια βάρη υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα (τύπος φορτίου "dead"), λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές που έχουν εισαχθεί κατά τον αρχικό καθορισμό των υλικών, ενώ το βάρος της επικάλυψης εφαρμόζεται στις πλάκες ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο και χαρακτηρίζεται με το τύπο φορτίου "superdead".

**β) κινητά φορτία**

Τα κινητά φορτία εφαρμόζονται επίσης σαν ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία με τιμή  $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$  και χαρακτηρίζονται με το τύπο φορτίου "live".

### 3.3 Συνδυασμοί Δράσεων

Οι μη σεισμικοί συνδυασμοί που λαμβάνονται υπόψη σύμφωνα με τον EC0, είναι :

$$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

όπου οι συντελεστές ασφαλείας των φορτίων  $\gamma_G$  για τις μόνιμες δράσεις και  $\gamma_Q$  για τις μεταβλητές δράσεις, δίνονται στον EC1.

Ο μη σεισμικός συνδυασμός που λαμβάνεται στη μελέτη για την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας είναι:

$$1.35 \cdot G_k + 1.50 \cdot Q_k$$

Ο συνδυασμός στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας είναι:

$$1.00 G_k + 1.00 \cdot Q_k$$

Οι **σεισμικοί συνδυασμοί** σύμφωνα με τον EC8, προκύπτουν από τον EC0 και είναι

$$S_d = G_k + \psi_2 \cdot Q_k \pm E.$$

Όπου οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_2$  των μεταβλητών δράσεων, δίνονται

στον EC1.

Οι σεισμικοί συνδυασμοί που λαμβάνονται υπόψη στη μελέτη είναι

$$S_d = G_k + 0.3 \cdot Q_k \pm E_x \pm 0.3 E_y \text{ και}$$

$$S_d = G_k + 0.3 \cdot Q_k \pm E_y \pm 0.3 E_x.$$

Σημειώνεται, ότι λαμβάνεται υπόψη κι ο μη σεισμικός συνδυασμός  $G_k + 0.3 \cdot Q_k$  για τη πραγματοποίηση των ικανοτικών ελέγχων, ο οποίος αναφέρεται στον EC8 ως "η μη σεισμική δράση του σεισμικού συνδυασμού".



#### 4.1 EC8, Κεφάλαιο 6 : Κανόνες για κτίρια από χάλυβα

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός κατά EC8, παρόλο που τελευταία εφαρμόζεται σε ευρωπαϊκό επίπεδο (στην Ελλάδα δεν ισχύει ακόμη), περιέχει κάποιες ενότητες οι οποίες προκαλούν προβληματισμό ως προς την εφαρμογή τους και για αυτό βρίσκονται υπό μελέτη. Αυτό οφείλεται τόσο στο ότι ο κανονισμός εισάγει νέες έννοιες προσδιορισμού της συμπεριφοράς των κτιρίων κατά τη σεισμική δράση όσο και στο ότι κάποια σημεία δεν είναι πλήρως διευκρινισμένα.

Πριν τη παρουσίαση των ελέγχων των μελών του φορέα, κρίνεται σκόπιμη μια αναφορά στο κεφάλαιο 6 του EC8, που αφορά στους κανόνες για κτίρια από χάλυβα, με έμφαση στα πλαίσια παραλαβής ροπής και στα ενισχυμένα πλαίσια χωρίς εκκεντρότητα.

##### 4.1.1 Υλικά και όρια αντοχής

Ως προς τις ποιότητες και τα όρια αντοχής του δομικού χάλυβα, ο EC8 ακολουθεί τις προδιαγραφές που τίθενται στον EC3. Οι διάφορες ποιότητες χάλυβα όπως ορίζονται στη παράγραφο 3.2 του EC3 και οι αντίστοιχες τιμές για τα όρια διαρροής και θραύσης (για στοιχεία με πάχος  $t \leq 40\text{mm}$ ), φαίνονται στο Πίνακα 4.1.

Ποιότητα		S235H	S275H	S355H	S450
Όριο διαρροής	$f_y$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	23,5	27,5	35,5	44,0
Όριο θραύσης	$f_u$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	36,0	43,0	51,0	55,0

Πίνακας 4.1. Τιμές ορίων διαρροής και θραύσης για τις ποιότητες χάλυβα

Η κατανομή των ιδιοτήτων του υλικού στην κατασκευή, όπως π.χ. τάση διαρροής και “σκληρότητα”, θα είναι τέτοια ώστε οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας να σχηματίζονται εκεί που έχει προβλεφθεί στο σχεδιασμό.

Αυτό ικανοποιείται όταν η αντοχή διαρροής του χάλυβα των ζωνών απορρόφησης ενέργειας και ο γενικότερος σχεδιασμός της κατασκευής συμμορφώνονται με μία από τις ακόλουθες συνθήκες :

α) Η πραγματική μέγιστη τάση διαρροής του χάλυβα των ζωνών απορρόφησης ενέργειας ικανοποιεί τη σχέση :

$$f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y ,$$

όπου:

$\gamma_{ov}$  : ο συντελεστής υπεραντοχής, ο οποίος σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ισούται με 1,25.

$f_y$  : το ονομαστικό όριο διαρροής της συγκεκριμένης ποιότητας χάλυβα.

β) Αποδίδεται μία τιμή  $f_{y,max}$  για το χάλυβα των ζωνών απορρόφησης ενέργειας. Η ονομαστική τιμή  $f_y$  του ορίου διαρροής για τα μη πλαστικά μέλη και συνδέσεις, που εμφανίζουν δηλαδή ζώνες που δεν προορίζονται για απορρόφηση ενέργειας (non dissipative zones), πρέπει να υπερβαίνει την ανώτατη τιμή της τάσεως διαρροής  $f_{y,max}$  των πλαστικών μελών, όπου εμφανίζονται ζώνες απορρόφησης ενέργειας.

Σημείωση : Αυτή η συνθήκη συνήθως οδηγεί στη χρήση ποιότητας χάλυβα S355 για τα μη πλαστικά στοιχεία και συνδέσεις και στη χρήση ποιότητας χάλυβα S235 για τα πλαστικά στοιχεία και συνδέσεις, οπότε η ανώτατη τιμή του ορίου διαρροής των τελευταίων (πλαστικών στοιχείων) περιορίζεται σε  $f_{y,max}=355 \text{ N/mm}^2$ .

γ) Το πραγματικό όριο διαρροής  $f_{y,act}$  του χάλυβα κάθε ζώνης απορρόφησης ενέργειας προσδιορίζεται από μετρήσεις, και ο συντελεστής υπεραντοχής τότε, αντιστοιχεί στην κάθε ζώνη και υπολογίζεται ως

$$\gamma_{ov,act} = f_{y,act} / f_y , \text{ όπου}$$

$f_y$  : η ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής της ζώνης.

Εάν ικανοποιείται η συνθήκη β), ο συντελεστής υπεραντοχής μπορεί να λαμβάνεται ως  $\gamma_{ov}=1,00$  στους ικανοτικούς ελέγχους που παρουσιάζονται στις επόμενες παραγράφους. Εξαιρείται η σχέση που αφορά τον έλεγχο συνδέσεων, όπου ο συντελεστής υπεραντοχής  $\gamma_{ov}$  θα λαμβάνεται όπως στη συνθήκη α, δηλαδή  $\gamma_{ov}=1,25$ .

Εάν ικανοποιείται η συνθήκη γ, ο συντελεστής που θα χρησιμοποιηθεί τελικά για τους ελέγχους των επόμενων παραγράφων, θα είναι ο μέγιστος από τους συντελεστές  $\gamma_{ov,act}$  που υπολογίστηκαν.

Η τιμή  $f_{y,max}$  που λήφθηκε υπόψη στους παραπάνω ελέγχους πρέπει να προσδιορίζεται και να επισημαίνεται στα σχέδια της μελέτης.

Για κοχλιωτές συνδέσεις κύριων (πρωτευόντων) δομικών μελών, θα πρέπει να χρησιμοποιούνται κοχλίες υψηλής αντοχής, ποιότητας 8.8 ή 10.9.

#### **4.1.2 Γενικά κριτήρια σχεδιασμού για πλάστιμη συμπεριφορά κατασκευών**

Κατασκευές με ζώνες απορρόφησης ενέργειας θα σχεδιάζονται έτσι ώστε : διαρροή, τοπικός λυγισμός, ή άλλα φαινόμενα που οφείλονται σε υστερητική συμπεριφορά, να μην επηρεάζουν τη συνολική σταθερότητα της κατασκευής.

Οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας θα έχουν επαρκή πλαστιμότητα και αντοχή. Η αντοχή καθορίζεται σύμφωνα με τον EC3.

Οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας μπορούν να βρίσκονται στα δομικά στοιχεία ή στις συνδέσεις:

-Εάν βρίσκονται στα δομικά στοιχεία, τα μη-πλάστιμα μέλη καθώς και οι συνδέσεις των πλάστιμων στοιχείων με την υπόλοιπη κατασκευή, θα πρέπει να έχουν αρκετή υπεραντοχή ώστε να επιτρέπουν διαρροή στα πλάστιμα στοιχεία (δομικά μέλη).

-Εάν βρίσκονται στις συνδέσεις, τα συνδεόμενα μέλη πρέπει να διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή, ώστε να επιτρέπουν τη διαρροή στις συνδέσεις.

#### **4.1.3 Έλεγχοι μελών πλαισίων ροπής**

##### **\_ Γενικά κριτήρια σχεδιασμού**

Τα πλαίσια ροπής θα σχεδιάζονται έτσι ώστε οι πλαστικές αρθρώσεις να σχηματίζονται στις δοκούς ή στις συνδέσεις δοκών υποστυλωμάτων, αλλά όχι στα υποστυλώματα, σύμφωνα με τη παράγραφο που αφορά τον ικανοτικό σχεδιασμό των κόμβων (παράγραφος 4.4.2.3 του EC8 : “Global and Local ductility condition”). Αυτή η απαίτηση παραλείπεται στη βάση του πλαισίου, στη κορυφή πολυώροφων κτιρίων και για μονώροφα κτίρια. Με τη τήρηση των κανόνων αυτής της παραγράφου (4.4.2.3), καθώς και των επερχόμενων (για δοκούς, υποστυλώματα και συνδέσεις) επιτυγχάνεται ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων στις επιθυμητές θέσεις.

### \_ Δοκοί

Οι δοκοί θα ελέγχονται έναντι πλευρικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σύμφωνα με τον EC3, θεωρώντας το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο στο οποίο θα θεωρείται ότι έχει σχηματισθεί η πλαστική άρθρωση, θα είναι αυτό που εντείνεται πιο πολύ, κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς, πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντίστασης και η στροφική ικανότητα δεν απομειώνονται λόγω θλίψης και διάτμησης της διατομής. Γι' αυτό, για διατομές κατηγορίας 1 και 2, στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων, πρέπει να ικανοποιούνται οι σχέσεις:

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

όπου  $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$

$N_{Ed}$  : η αξονική δύναμη σχεδιασμού

$M_{Ed}$  : η καμπτική ροπή σχεδιασμού

$V_{Ed}$  : η τέμνουσα σχεδιασμού

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  : τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής, σύμφωνα με τον EC3

$V_{Ed,G}$  : η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας λόγω των μη σεισμικών δράσεων

$V_{Ed,M}$  : η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας λόγω της εφαρμογής των πλαστικών ροπών  $M_{pl,Rd,A}$  και  $M_{pl,Rd,B}$  με αντίθετα πρόσημα στα άκρα A και B της δοκού (που αποτελεί τη δυσμενέστερη περίπτωση)

Για διατομές κατηγορίας 3, στους παραπάνω ελέγχους τα πλαστικά μεγέθη αντοχής, αντικαθίσταται με τα αντίστοιχα ελαστικά.

### Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε θλίψη, θεωρώντας το πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Σε αυτούς τους ελέγχους τα δρώντα μεγέθη  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  θα υπολογίζονται ως εξής :

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

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

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

όπου:

$N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) : η αξονική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα δύναμη) στο υποστύλωμα, λόγω των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού.

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) : η αξονική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα δύναμη) στο υποστύλωμα, λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού.

$\gamma_{ov}$  : ο συντελεστής υπεραντοχής, που λαμβάνεται με έναν από του τρεις τρόπους, όπως προαναφέρθηκε στη σχετική παράγραφο.

$\Omega$  : η ελάχιστη τιμή του λόγου  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  όλων των δοκών όπου σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις.

$M_{Ed,i}$  : η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό  $i$ , στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και

$M_{pl,Rd,i}$  : η αντίστοιχη πλαστική ροπή (αντίστασης).

Στις περιπτώσεις που οι πλαστικές αρθρώσεις σχηματίζονται στα υποστυλώματα, όταν βέβαια αυτό επιτρέπεται (Παράγραφος 6.6.1 του EC8), κατά τον έλεγχο σύμφωνα με τις παραπάνω σχέσεις πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι η δρώσα ροπή σε αυτές τις πλαστικές αρθρώσεις είναι ίση με την  $M_{pl,Rd}$ .

Ο έλεγχος αντοχής των υποστυλωμάτων θα γίνεται σύμφωνα με το Μέρος 1-1 του EC3, Κεφάλαιο 6 (“Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας”).

Ειδικά η τέμνουσα του υποστυλώματος  $V_{Ed}$  πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

Η μεταφορά των δυνάμεων από τις δοκούς στα υποστυλώματα θα πρέπει να υπακούει στους κανόνες του Κεφαλαίου 6 του Μέρους 1 του EC3.

Η διατμητική αντοχή πλαισίων του κορμού σε κόμβους δοκού υποστυλώματος ( Σχήμα 4.1), θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση :

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

όπου:

$V_{wp,Ed}$  : η τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού στο πλαίσιο κορμού λόγω της σεισμικής δράσης, λαμβάνοντας υπόψη ότι, στις γειτονικές ζώνες απορρόφησης ενέργειας (σε δοκούς ή άλλες συνδέσεις) έχει αναπτυχθεί η πλαστική αντοχή τους.

$V_{wp,Rd}$  : η αντοχή σε τέμνουσα του πλαισίου του κορμού, σύμφωνα με το Μέρος 1-8 του EC3 (“Σχεδιασμός των κόμβων”), Παράγραφος 6.2.6.1 “Πλαίσιο κορμού υποστυλώματος σε διάτμηση”.

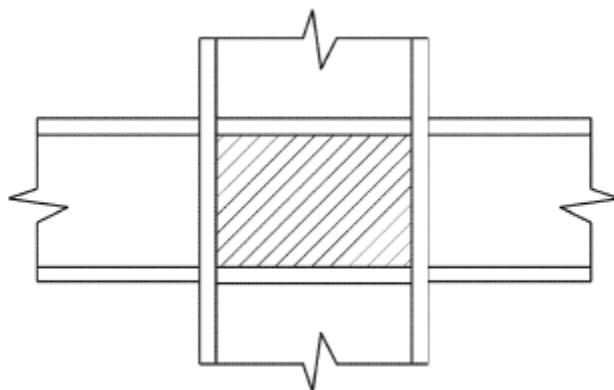
Δεν χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των τάσεων λόγω της αξονικής δύναμης και της καμπτικής ροπής.

Η αντοχή σε διατμητικό λυγισμό των πλαισίων του κορμού θα πρέπει επίσης να ελέγχεται, ώστε να συμμορφώνεται με τους κανόνες του Κεφαλαίου 5 (“Αντοχή σε διάτμηση”) του Μέρους 1-5 (“Επιφανειακά δομικά στοιχεία”) του EC3. Δηλαδή :

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}$$

όπου:

$V_{wb,Rd}$  : η αντοχή σε διατμητικό λυγισμό του πλαισίου του κορμού.



Σχήμα 4.1. Πλαίσιο κορμού που ορίζεται από τα πέλματα και ελάσματα ενίσχυσης

### Συνδέσεις δοκών σε υποστυλώματα

Εάν ο σχεδιασμός της κατασκευής προβλέπει το σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς, οι συνδέσεις των δοκών στα υποστυλώματα πρέπει να είναι σχεδιασμένες με την απαιτούμενη υπεραντοχή, λαμβάνοντας υπόψη την πλαστική ροπή αντοχής  $M_{pl,Rd}$  και τη δρώσα τέμνουσα  $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ , που αναφέρθηκαν στην Παράγραφο 6.6.2 του EC8 σχετικά με τις δοκούς.

Συνδέσεις ημι-άκαμπτες ή/και μερικής αντοχής στις οποίες θα λαμβάνει χώρα η απορρόφηση ενέργειας επιτρέπονται, εφόσον ικανοποιούνται και οι τρεις επόμενες απαιτήσεις :

- α) Οι συνδέσεις έχουν στροφική ικανότητα συμβατή με τις παραμορφώσεις του κτιρίου.
- β) Τα συνδεόμενα μέλη δεν αστοχούν στην οριακή κατάσταση αστοχίας.
- γ) Η επίδραση της παραμορφωσιμότητας της σύνδεσης στις συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του κτιρίου προσδιορίζεται με μη-γραμμική μέθοδο (pushover ή ανάλυση χρονοϊστορίας).

Ο σχεδιασμός της σύνδεσης πρέπει να είναι τέτοιος, ώστε η στροφική ικανότητα της περιοχής της πλαστικής άρθρωσης  $\theta_r$  δεν είναι μικρότερη από 35 mrad για κατηγορία πλαστιμότητας Υψηλή και 25 mrad για κατηγορία πλαστιμότητας Μέση, με  $q > 2$ .

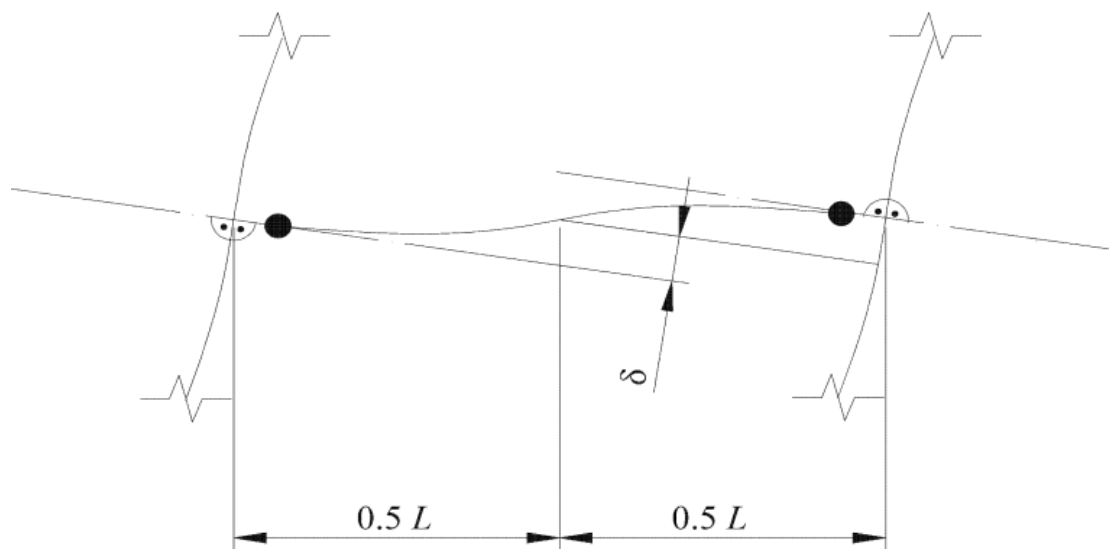
Η στροφή  $\theta_r$  ορίζεται ως :

$$\theta_p = \delta / 0,5 \cdot L \quad (\text{Σχήμα 5.5})$$

όπου

$\delta$  : το βέλος της δοκού στο μέσον του ανοίγματος

$L$  : το μήκος της δοκού



Σχήμα 4.2. Παραμορφωμένο σχήμα δοκού για τον υπολογισμό της στροφής  $\theta_p$

Η στροφική ικανότητα  $\theta_p$  της πλαστικής περιοχής, πρέπει να εξασφαλίζεται έναντι ανακυκλιζόμενης φόρτισης, χωρίς να υπάρχει απομείωση της αντοχής και δυσκαμψίας της μεγαλύτερη από 20%.

Αναφέρεται επίσης ότι οι διαμητικές παραμορφώσεις του “πλαισίου του κορμού” δεν πρέπει να συνεισφέρουν σε ποσοστό μεγαλύτερο του 30% της ικανότητας στροφής  $\theta_p$ .

Οι ελαστικές παραμορφώσεις του υποστυλώματος δεν λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό της  $\theta_p$ .

Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, η αντοχή σχεδιασμού του υποστυλώματος θα υπολογίζεται, θεωρώντας τη πλαστική αντοχή των συνδέσεων.



#### 4.1.4 Σχεδιασμός και κανόνες κατασκευής για πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα

##### \_ Γενικά κριτήρια σχεδιασμού

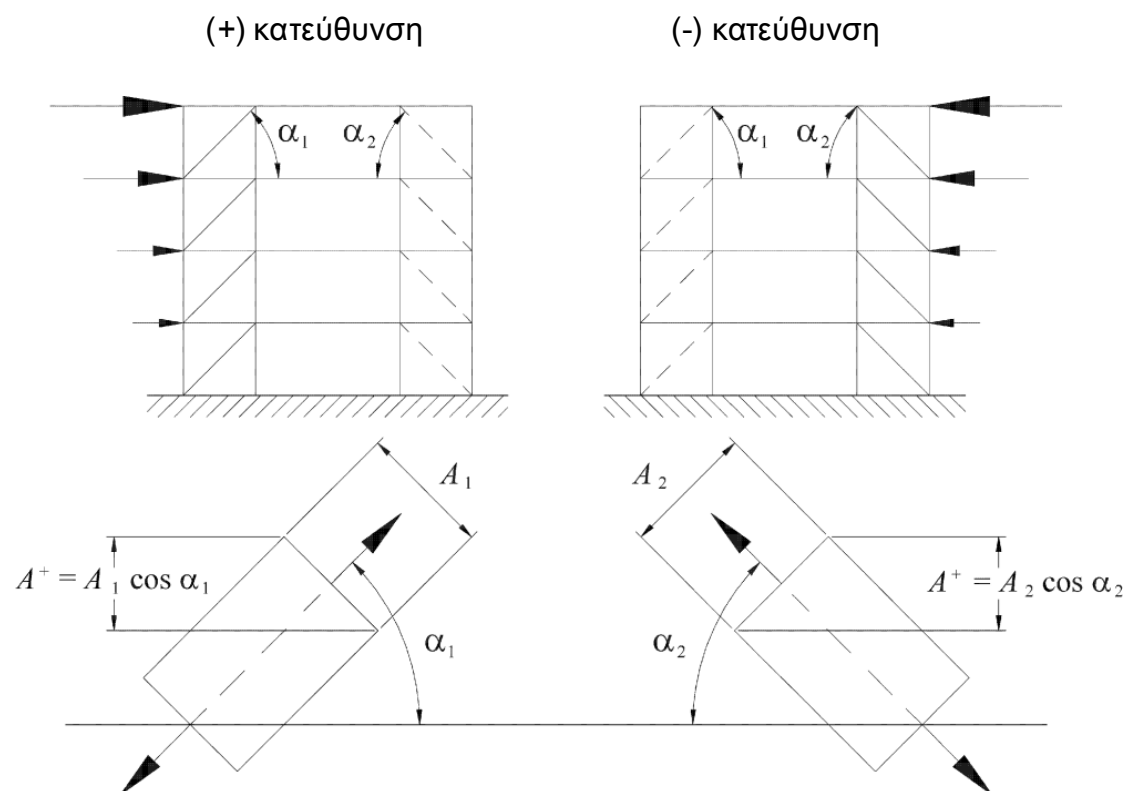
Τα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται έτσι, ώστε η διαρροή των διαγωνίων σε εφελκυσμό να γίνεται πριν την αστοχία των συνδέσεων και πριν τη διαρροή ή το λυγισμό δοκών και υποστυλωμάτων.

Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσεων πρέπει να διατάσσονται έτσι ώστε η κατασκευή να έχει παρόμοια παραμορφωσιμότητα, για κάθε όροφο, προς τις δύο κατευθύνσεις του πλαισίου υπό εναλλασσόμενη φόρτιση.

Γι' αυτό, σε κάθε όροφο πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη συνθήκη:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05, \text{ όπου}$$

$A^+$  και  $A^-$  : οι επιφάνειες των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκυσόμενων διαγωνίων, όταν η σεισμική δράση έχει θετική ή αρνητική διεύθυνση, αντίστοιχα (Σχήμα 4.3).



Σχήμα 4.3. Οριζόντιες προβολές των εφελκυσόμενων διαγωνίων για θετική και αρνητική διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης

Κατά την ανάλυση, τα φορτία βαρύτητας θεωρείται ότι τα παραλαμβάνουν μόνο οι δοκοί και τα υποστυλώματα, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Στη σεισμική ελαστική ανάλυση θα λαμβάνονται υπόψη:

- Μόνο οι εφελκόμενοι σύνδεσμοι σε πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους.
- Και οι εφελκόμενοι και οι θλιβόμενοι σε πλαίσια με συνδέσμους τύπου V.

Παρ' όλα αυτά, μπορούν να λαμβάνονται υπόψη τόσο οι εφελκόμενες διαγώνιοι όσο και οι θλιβόμενες, σε όλους τους τύπους συνδέσμων δυσκαμψίας, με την προϋπόθεση ότι όλες οι επόμενες συνθήκες ικανοποιούνται :

α)χρησιμοποιείται μη-γραμμική μέθοδος ανάλυσης (pushover ή ανάλυση χρονοϊστορίας).

β)η προ-λυγισμική και μετά-λυγισμική αντοχή των διαγωνίων λαμβάνεται υπόψη.

γ)χρησιμοποιούνται επιπρόσθετες πληροφορίες που δικαιολογούν το μοντέλο, για την αναπαράσταση της συμπεριφοράς των διαγωνίων.

#### **\_ Διαγώνια μέλη**

Σε πλαίσια με Χ συνδέσμους, η αδιαστατοποιημένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$ , όπως ορίζεται στο Μέρος 1-1 του EC3, πρέπει να ικανοποιεί τα όρια  $1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0$ .

(Σημείωση : Το όριο 1.3 εισάγεται για να μην "επιβαρύνονται υπερβολικά" τα υποστυλώματα στο προ λυγισμικό στάδιο, όταν δηλαδή και η θλιβόμενη διαγώνιος λαμβάνεται υπόψη, κατάσταση δηλαδή που δεν λαμβάνεται υπόψη στην οριακή κατάσταση, όπου μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος λαμβάνεται ενεργή).

Σε πλαίσια στα οποία οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δεν τοποθετούνται σαν Χιαστί σύνδεσμοι, για παράδειγμα όπως στο Σχήμα παραπάνω, (εφελκόμενη και θλιβόμενη διαγώνιος σε διαφορετικά φατνώματα του πλαισίου), η αδιάστατη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  αρκεί να ικανοποιεί τον περιορισμό  $\lambda \leq 2.0$ .

Σε πλαίσια με συνδέσμους σε σχήμα V η λυγηρότητα αρκεί επίσης να ικανοποιεί τον περιορισμό  $\lambda \leq 2.0$ .

Σε κατασκευές έως δύο ορόφων, δεν υπάρχει περιορισμός στη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$ .

Η αντοχή  $N_{pl,Rd}$  της πλήρους διατομής των διαγωνίων πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση :  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ .

Σε πλαίσια με συνδέσμους τύπου V, οι θλιβόμενες διαγώνιοι θα σχεδιάζονται σε θλίψη σύμφωνα με τον EC3 (Μέρος 1-1 ,Κεφ. 6).

Οι συνδέσεις των διαγωνίων σε οποιοδήποτε μέλος θα γίνονται σύμφωνα με τους κανόνες της Παραγράφου 6.5.5 του EC8.

Προκειμένου να εξασφαλιστεί μια “ομοιογενής” πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, η μέγιστη τιμή του λόγου  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  μεταξύ των διαγωνίων του πλαισίου, δεν πρέπει να διαφέρει από την ελάχιστη τιμή των λόγων  $\Omega_i$  περισσότερο από 25%.

όπου

$N_{pl,Rd,i}$  : η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου  $i$  και

$N_{Ed,i}$  : η αξονική δύναμη της ίδιας διαγωνίου στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Πλάστιμες συνδέσεις ημι-άκαμπτες ή/και μερικής αντοχής επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται, εφόσον ικανοποιούνται όλες οι επόμενες συνθήκες :

α) Οι συνδέσεις έχουν παραμορφωσιμότητα συμβατή με τις παραμορφώσεις του κτιρίου.

β) Η επίδραση της παραμορφωσιμότητας της σύνδεσης στις συνολικές οριζόντιες μετατοπίσεις του κτιρίου προσδιορίζεται με μη-γραμμική μέθοδο (pushover ή ανάλυση χρονοϊστορίας).

### \_ Δοκοί και υποστυλώματα

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις πρέπει να ικανοποιούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής :

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

όπου:

$N_{pl,Rd} (M_{Ed})$  : η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος, σύμφωνα με τον EC3, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση με τη ροπή  $M_{Ed}$ , που προκύπτει στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

$N_{Ed,G}$  : η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα λόγω των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού

$N_{Ed,E}$  : η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα λόγω της σεισμικής δράσης σχεδιασμού

$\gamma_{ov}$  : ο συντελεστής υπεραντοχής (όπως ορίστηκε προηγουμένως)

$\Omega$  : η ελάχιστη τιμή των λόγων  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  μεταξύ όλων των διαγωνίων του πλαισίου και  $N_{pl,Rd,i}$ ,  $N_{Ed,i}$  όπως ορίστηκαν προηγουμένως.

Σε πλαίσια με συνδέσμους τύπου V, οι δοκοί πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να παρουσιάζουν αντίσταση :

α) Σε όλες τις μη σεισμικές δράσεις (φορτία βαρύτητας) μη λαμβάνοντας υπόψη την ενδιάμεση στήριξη που παρέχεται από τις διαγωνίους.

β) Στη κατακόρυφη δράση που εισάγεται στη δοκό, στη σεισμική κατάσταση, που ασκείται από τους συνδέσμους, μετά το λυγισμό της θλιβόμενης διαγωνίου. Αυτή η δράση υπολογίζεται χρησιμοποιώντας το μέγεθος  $N_{pl,Rd}$  για την εφελκόμενη διαγώνιο και το μέγεθος  $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$  για τη θλιβόμενη διαγώνιο.

Σημείωση : Ο παράγοντας  $\gamma_{pb}$  εισάγεται για να ληφθεί υπόψη η μετά-λυγισμική αντοχή των θλιβόμενων διαγωνίων. Η συνιστώμενη τιμή είναι  $\gamma_{pb}=0,3$ .

Σε πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους, στα οποία οι θλιβόμενες και οι εφελκόμενες διαγώνιοι δεν τέμνονται (δηλαδή είναι σε διαφορετικά φατνώματα), στο σχεδιασμό θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις, που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα (που είναι "γειτονικά" στις θλιβόμενες διαγώνιους) και αντιστοιχούν σε θλιπτικές δυνάμεις σε αυτές τις διαγώνιους ίσες με την αντοχή σχεδιασμού τους σε λυγισμό.

## 4.2 Διαστασιολόγηση του φορέα βάσει Διατάξεων EC3

Οι έλεγχοι των μελών κατά τον EC3 εφαρμόζονται τις τελευταίες δεκαετίες σε μελέτες μεταλλικών κατασκευών και αφορούν στους βασικούς ελέγχους μελών σε κάθε πιθανή καταπόνηση. Ακολουθεί παρουσίαση της σειράς ελέγχων για τα μέλη του φορέα που πρόκειται να διαστασιολογηθούν, τις δοκούς, τα υποστυλώματα και τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

### 4.2.1 Έλεγχοι δοκών

Για τη διαστασιολόγηση τόσο του ζυγώματος του πλαισίου παραλαβής ροπής όσο και της κεφαλοδοκού του ενισχυμένου πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας, γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι του EC3 σύμφωνα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό του EC8.

#### 1. Επίδραση τέμνουσας στη πλαστική ροπή αντοχής

Η δοκός καταπονείται από καμπτική ροπή, αξονική δύναμη και τέμνουσα δύναμη. Αρχικά γίνεται έλεγχος για το αν η τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την αντοχή της διατομής, σύμφωνα με τη παράγραφο 6.2.6 του EC3, δηλαδή αν ισχύει

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.1)$$

όπου  $V_{c,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό  $V_{c,Rd}$  είναι η πλαστική διατμητική αντοχή  $V_{pl,Rd}$  η οποία για απουσία στρέψης, δίνεται από:

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

όπου  $A_v$  : η επιφάνεια διάτμησης, η οποία μπορεί να λαμβάνεται ως εξής: για ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στο κορμό  $A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$  αλλά όχι μικρότερη από  $\eta h_w t_w$

όπου

$A$  : η επιφάνεια της διατομής

$b$  : το συνολικό πλάτος

$h$  : το συνολικό ύψος

$h_w$  : το ύψος του κορμού

$r$  : η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος

$t_f$  : το πάχος του πέλματος

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

$\eta = 1$ , συντηρητικά, διαφορετικά βλ. EC3 - Μέρος 1 - 5.

Εάν ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, τότε διαπιστώνεται αστοχία της διατομής και απαιτείται επιλογή μεγαλύτερης διατομής. Αν ο έλεγχος ικανοποιείται, πραγματοποιείται ο επόμενος, ο έλεγχος της επιρροής της τέμνουσας και της αξονικής στη πλαστική ροπή αντοχής σύμφωνα με το τύπο

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl, Rd} \quad (4.2)$$

Αν η απαίτηση αυτή ικανοποιείται, η επίδραση της τέμνουσας δύναμης στη πλαστική ροπή αντοχής αμελείται και στο πεδίο του συντελεστή  $\rho$  εισάγεται η τιμή 0. Στην αντίθετη περίπτωση υπολογίζεται ο συντελεστής  $\rho$  από τη σχέση του EC3

$$\rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl, Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.3)$$

και η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή κατά  $(1 - \rho)f_y$  για την επιφάνεια διάτμησης. Ο αναλυτικός τύπος υπολογισμού της μειωμένης πλαστικής ροπής αντοχής είναι:

$$M_{pl, Rd} = [S_{\text{κορμού}} \times (1 - \rho) + S_{\text{πέλματος}}] \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}},$$

όπου

$$S_{\text{κορμού}} = \frac{1}{4} \times t_w \times h_w^2$$

$$S_{\text{πέλματος}} = 2 \left[ b_f \times t_f \times \left( \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \right]$$

## 2. Επίδραση αξονικής στη πλαστική ροπή αντοχής

Ελέγχεται η επιρροή της αξονικής στη ροπή αντοχής. Αρχικά εισάγονται η τιμή της δρώσας αξονικής και η πλαστική ροπή αντοχής. Πρώτα γίνεται έλεγχος της διατομής σε συνδυασμό αξονικής και τέμνουσας. Στη συνέχεια εξετάζεται αν ικανοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις :

$$M_{Ed} \leq M_{N, Rd} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 και 2} \quad (4.4)$$

όπου

$M_{N, Rd}$  : 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:

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \quad (4.5)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (4.6)$$

Όταν ικανοποιούνται ταυτόχρονα οι δυο τελευταίες σχέσεις, χρησιμοποιείται η  $M_{pl,Rd}$ , όπως προέκυψε από τη παράγραφο 1 και δεν εισάγονται τιμές στα πεδία των συντελεστών  $a$  και  $n$ . Διαφορετικά υπολογίζονται οι συντελεστές  $a$  και  $n$  σύμφωνα με τις σχέσεις της παραγράφου 6.2.9.1. του EC3 :

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad (4.7)$$

$$a = (A - 2bt_f) / A \quad \text{αλλά} \quad a \leq 0,5 \quad (4.8)$$

και υπολογίζεται η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής  $M_{N,Rd}$  για τις ελατές αυτές διατομές I ή H, όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, από τη σχέση της ίδιας παραγράφου :

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5a), \quad \text{αλλά} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (4.9)$$

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

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

### 3. Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης

Τα μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και αξονική θλίψη πρέπει να ικανοποιούν τις σχέσεις της παραγράφου 6.3.3 του EC3

$$\frac{N_{Ed}}{X_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (4.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (4.11)$$

όπου

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

$\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$  : οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα, οι οποίες σύμφωνα με την **Error! Reference source not found.** του EC3, για διατομές κατηγορίας 1 και 2 είναι μηδέν,

$\chi_y$  και  $\chi_z$  : οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού,

$\chi_{LT}$  : ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού,

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  : οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Εάν ικανοποιούνται οι δυο τελευταίες σχέσεις, τότε η διατομή που έχει επιλεγεί, επαρκεί.

#### 4.2.2 Έλεγχοι υποστυλωμάτων

Η σειρά ελέγχων που ακολουθείται για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων είναι η ίδια με εκείνη των δοκών.

Στα υποστυλώματα, στα οποία πέρα από την επιβολή τεμνουσών δυνάμεων, η καταπόνηση σε θλίψη είναι πολύ σημαντική, το θλιβόμενο τμήμα της διατομής τους επεκτείνεται και η ένταση των θλιπτικών τάσεων αυξάνεται.

Με αυτό τον τρόπο ο κίνδυνος πλευρικού λυγισμού είναι μεγαλύτερος και για αυτό ο στρεπτοκαμπτικός έλεγχος κρίνεται καθοριστικός.

#### 4.2.3 Έλεγχοι συνδέσμων δυσκαμψίας

Αρχικά γίνεται ο έλεγχος σε εφελκυσμό σύμφωνα με τη σχέση της παραγράφου 6.2.3 του EC3,

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} \quad (4.12)$$

Στη συνέχεια, σύμφωνα και πάλι με τις παραδοχές, γίνεται έλεγχος ανηγμένης λυγηρότητας εντός και εκτός επιπέδου κατά τη σχέση  $1.3 \leq \lambda \leq 2.0$ .

#### 4.2.4 Συντελεστές καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

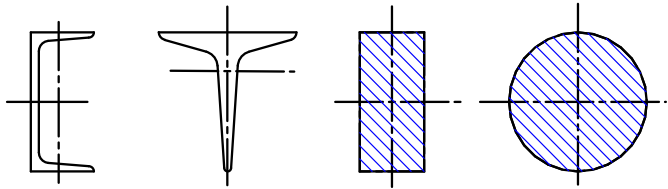
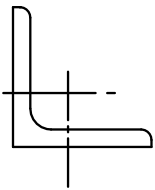
Οι μειωτικοί συντελεστές που χρησιμοποιούνται για τη πραγματοποίηση των ελέγχων επίδρασης διαξονικής κάμψης και αξονικής θλίψης κατά τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και των δοκών γίνεται ως εξής:

Αρχικά, για την εύρεση των καμπύλων λυγισμού, υπολογίζεται ο λόγος  $h/b$  με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά  $h$  (ύψος διατομής),  $b$  (πλάτος πελμάτων),  $t_f$  (πάχος πελμάτων) της διατομής που έχει επιλεγεί. Συναρτήσεως της μορφής της διατομής, του λόγου  $h/b$  και του  $t_f$ , προκύπτει η καμπύλη λυγισμού του



ισχυρού άξονα από το Πίνακα 4.3. (Πίνακας 6.2 του EC3)

Διατομή		Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελατές διατομές		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	γ-γ	a
				z-z	b
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	γ-γ	b
				z-z	c
I-διατομές		$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	γ-γ	b	
			z-z	c	
Διατομές		Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	
		Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	
κιβωτιο ειδείς		Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	

		Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
συμπαγείς διατομές			Κάθε	c	c
L-διατομές			Κάθε	b	b

Πίνακας 4.3. Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Ο συντελεστής ατελειών προκύπτει από το Πίνακα 4.4 (Πίνακας 6.1 του EC3),

Καμπύλη λυγισμού	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 4.4. Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Όσον αφορά στις δοκούς, υπολογίζονται οι μειωτικοί συντελεστές του ζυγώματος και της κεφαλοδοκού.

Οι μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού  $\chi_y$  και  $\chi_z$  υπολογίζονται βάσει της Σχέσης 5.6 (Σχέση 6.49 του EC3) :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0 \quad (4.13)$$

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

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

όπου

$L_{cr}$  : το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο αντίστοιχο επίπεδο λυγισμού

$i$  : η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη βάσει των ιδιοτήτων της πλήρους διατομής

$\alpha$  : συντελεστής ατελειών

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

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

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

Τόσο στις δοκούς όσο και στο υποστύλωμα γίνεται παραδοχή ότι σε κάθε άνοιγμα οι ροπές είναι ομοιόμορφες, οπότε σύμφωνα με το Πίνακα 6.6. του EC3, λαμβάνεται  $\psi=1$ . Κατά τον ασθενή άξονα το ισοδύναμο μήκος λυγισμού εξαρτάται από τις πλευρικές εξασφαλίσεις της διατομής

Ακολουθεί ο υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή  $\chi_{LT}$ , ο οποίος προκύπτει ίσος με τη μονάδα. Εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά (παράγραφος 6.3.2.3 του EC3), για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του  $\chi_{LT}$  για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda_{LT}$ , καθορίζεται από το τύπο:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (4.14)$$

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

$\alpha_{LT}$  : συντελεστής ατελειών που αντιστοιχεί στην κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να λαμβάνεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές του  $\alpha_{LT}$  δίνονται στον Πίνακα 4.5.

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

όπου

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

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

Πίνακας 4.5. Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται, στη σχέση 4.14, δίνονται στον Πίνακα 4.6.

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

Πίνακας 4.6. Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές χρησιμοποιώντας την εξίσωση (4.14)

Για λυγηρότητα  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$  (ή  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$  (παράγραφος 6.3.2.3 του EC3) ή για  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$  (ή  $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16$  (παράγραφος 6.3.2.3 του EC3), οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

Τέλος γίνεται υπολογισμός των συντελεστών αλληλεπίδρασης  $k_{yy}$  και  $k_{zy}$  σύμφωνα με το Πίνακα 4.7, θεωρώντας ότι οι δοκοί δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητες στην εκτός επιπέδου διεύθυνση, λόγω παρουσίας διαφράγματος.

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	διατομές I, ορθογωνικές κοίλες διατομές (RHS)	$C_{my} \left( 1 + 0,6\bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	διατομές I, διατομές RHS	$k_{zz}$	$0,6 k_{zz}$
$k_{zy}$	διατομές I, διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
$k_{zz}$	διατομές I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS	$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη  $M_{y,Ed}$  ο συντελεστής  $k_{zy}$  μπορεί να είναι  $k_{zy} = 0$ .

Πίνακας 4.7. Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$ , για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Όσον αφορά στους μειωτικούς συντελεστές καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού του υποστυλώματος  $\chi_y$ , εντός επιπέδου και  $\chi_z$ , εκτός επιπέδου, υπολογίζονται βάσει της Σχέσης 4.13, όπως και στις δοκούς παραπάνω. Ο υπολογισμός του  $L_{cr}$  των υποστυλωμάτων του πολυώροφου κτιρίου, θεωρώντας για τα μέλη αυτά μεταθετά τα άκρα τους, βασίζεται στη Σχέση 4.15. (Σχέση E.7 του Παραρτήματος E του EC3).

$$L_{cr} / L = \sqrt{\frac{1 - 0,2(n_1 + n_2) - 0,12n_1n_2}{1 - 0,8(n_1 + n_2) + 0,6n_1n_2}} \quad (4.15)$$

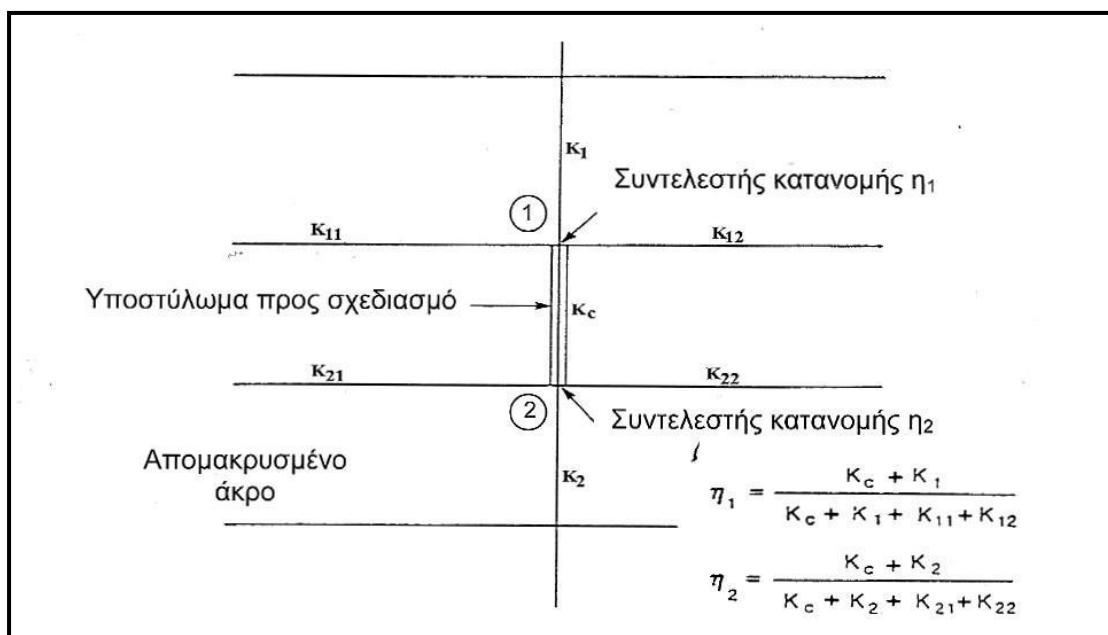
όπου

$n_1, n_2$  : συντελεστές κατανομής στα σημεία 1 και 2 του Σχήματος 4.3

$K_c = I_c / L_c$  : ο συντελεστής δυσκαμψίας του υποστυλώματος

$K_1, K_2$  : οι συντελεστές δυσκαμψίας για τα γειτονικά τμήματα του υποστυλώματος (άνω και κάτω)

$K_{ij} = I_{ij} / L_{ij}$  : ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας των δοκών που απολήγουν στο υποστυλωμα (στη κεφαλή και στη βάση του) με  $i, j = 1, 2$ .



Σχήμα 4.3. Συντελεστές κατανομής  $\eta_1$  και  $\eta_2$  για συνεχή υποστυλώματα

Στη συνέχεια γίνεται υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού  $\chi_{LT}$ , βάσει της Σχέσης 4.14.

Τέλος γίνεται υπολογισμός των συντελεστών αλληλεπίδρασης  $k_{yy}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  σύμφωνα με το Πίνακα 4.8, θεωρώντας ότι τα υποστυλώματα είναι στρεπτικά ευαίσθητα. Ο υπολογισμός των τεσσάρων συντελεστών γίνεται γιατί στα υποστυλώματα εμφανίζονται ροπές στις δυο διευθύνσεις, οι οποίες υπεισέρχονται στον έλεγχο της αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης.

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1
$k_{yz}$	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για <math>\bar{\lambda}_z &lt; 0,4</math>:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
$k_{zz}$	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1

Πίνακας 4.8 . Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$ , για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

### 5.1 Στατικό σύστημα\_ Συνδέσεις στοιχείων

Η προσομοίωση του στατικού συστήματος του κτιρίου και η στατική του ανάλυση πραγματοποιούνται με το πρόγραμμα ETABS version 9.7.1.

Όσον αφορά στη προσομοίωση των συνδέσεων των στοιχείων του στατικού συστήματος που παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.1, γίνονται οι εξής θεωρήσεις:

#### \_Συνδέσεις δοκών

Οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα, που ανήκουν σε πλαίσιο κατά  $y$ , διαμορφώνονται ως πακτώσεις (στερεά σύνδεση) και έτσι εξασφαλίζεται η πλαισιακή λειτουργία παραλαβής ροπών.

Για τις συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα, που ανήκουν σε πλαίσιο κατά  $x$ , (λειτουργία πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα) γίνεται θεώρηση αρθρώσεων στο προσομοίωμα. Η παραδοχή αυτή γίνεται και για τις συνδέσεις των δευτερευουσών δοκών με τις κύριες, που διατάσσονται επίσης στη διεύθυνση  $x$  (στο ETABS εισάγονται σαν αμφιαρθρωτές, “rinned”). Στο Σχήμα 5.2 παρουσιάζεται κάτοψη του ορόφου όπου φαίνονται οι συνθήκες των συνδέσεων των δοκών.

#### \_Συνδέσεις υποστυλωμάτων στη θεμελίωση

Οι συνδέσεις στις στηρίξεις των υποστυλωμάτων, θεωρούνται σαν πακτώσεις για τη διεύθυνση  $y$  των πλαισίων ροπής, όπου τα υποστυλώματα διατάσσονται με το κύριό τους άξονα και σαν αρθρώσεις για τη διεύθυνση  $x$  όπου τοποθετούνται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Θα μπορούσε να θεωρηθεί πάκτωση γενικώς, εφόσον κατά τη διεύθυνση  $x$  τοποθετούνται οι κοχλίες στις βάσεις των υποστυλωμάτων. Γίνεται όμως η θεώρηση αυτή για πιο ακριβή προσομοίωση του στατικού συστήματος.

#### \_Συνδέσεις σύμμικτων πλακών

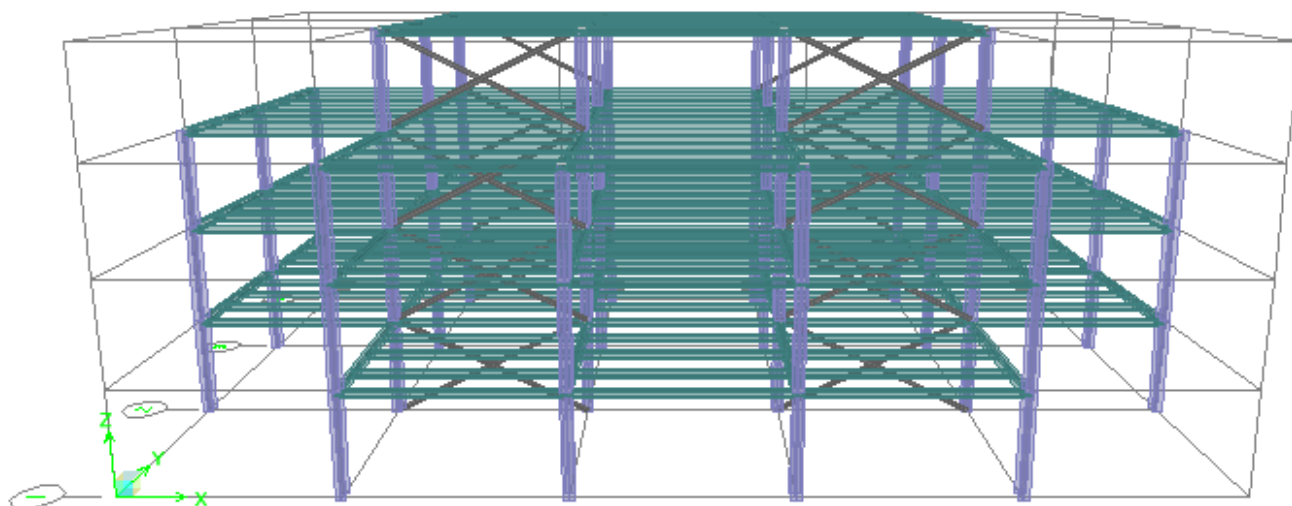
Γίνεται η απλοποιητική παραδοχή ότι οι πλάκες δεν συνδέονται διατμητικά με τις δοκούς, δηλαδή οι δοκοί προσομοιώνονται ως μη σύμμικτες.

#### \_Συνδέσεις συνδέσμων δυσκαμψίας

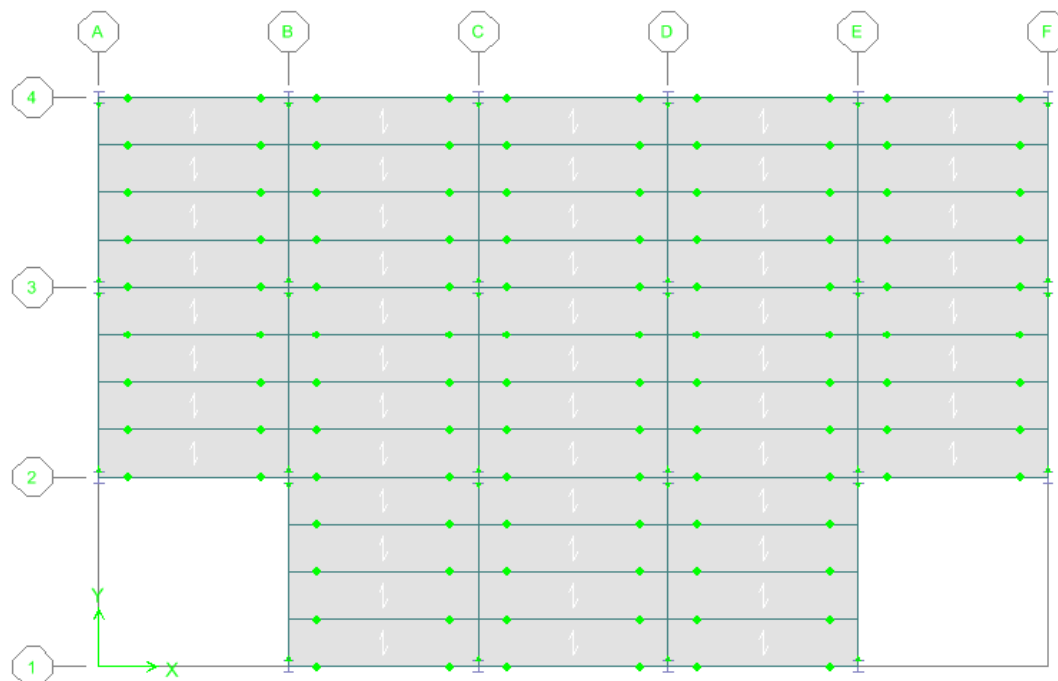
Η σύνδεση των συνδέσμων λαμβάνεται ως άρθρωση τόσο στη κορυφή τους (σύνδεση με τη δοκό σύζευξης), όσο και στη βάση τους (σύνδεση με τον

κόμβο δοκού-υποστυλώματος).

Σε κάθε περίπτωση, η προσομοίωση των συνθηκών σύνδεσης που επιλέγεται πρέπει να είναι σύμφωνη με τα σχέδια της κατασκευής και η επιλογή του είδους των συνδέσεων να μπορεί να εφαρμοστεί στο έργο.



Σχήμα 5.1. Απεικόνιση του στατικού φορέα της κατασκευής



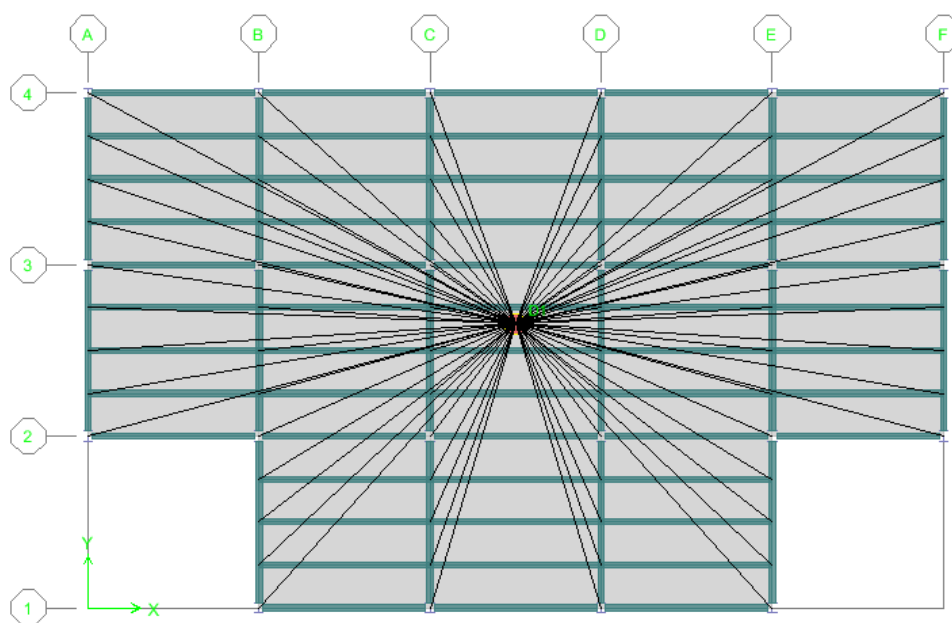


Σχήμα 5.2.Κάτοψη ορόφου όπου φαίνονται οι συνθήκες σύνδεσης των δοκών.

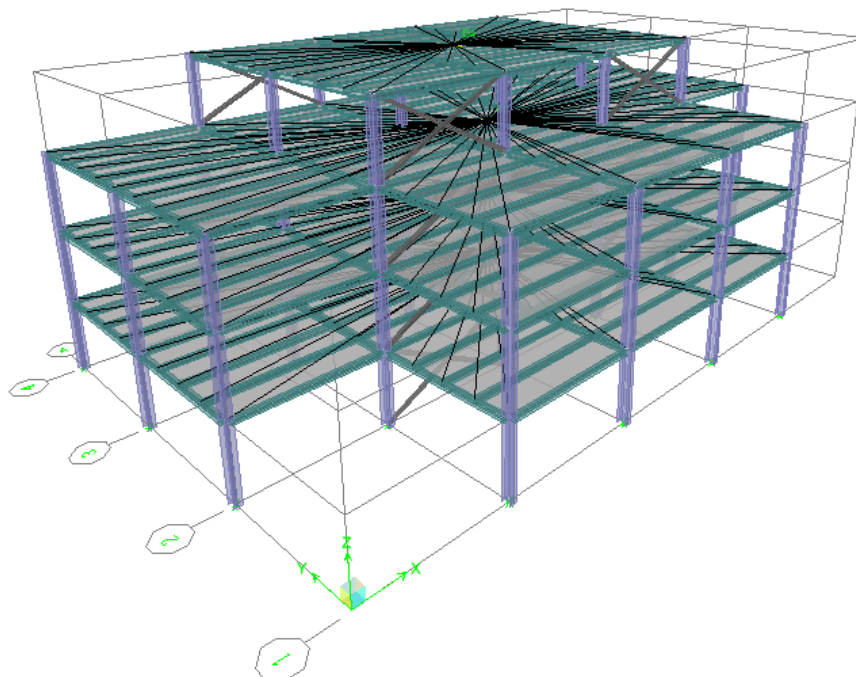
## 5.2 Διάφραγμα

Το πρόγραμμα Etabs δίνει τη δυνατότητα προσομοίωσης της δυσκαμψίας της πλάκας κάθε ορόφου με τη πραγματική, θεωρώντας διάφραγμα τύπου semi-rigid, υπάρχει όμως και η δυνατότητα προσομοίωσης με επιπλέον δέσμευση των 3 βαθμών ελευθερίας στερεού σώματος (δύο μετακινήσεις, κατά x και y και τη στροφή περί z, εντός δηλαδή του επιπέδου x-y), ώστε η πλάκα να κινείται σαν στερεό σώμα μέσα στο επίπεδό της. Σε αυτή τη περίπτωση γίνεται θεώρηση άκαμπτου διαφράγματος(rigid diaphragm) το οποίο εμφανίζεται στο πρόγραμμα όπως στα Σχήματα 5.3 και 5.4.

Για το στατικό προσομοίωμα του κτιρίου, γίνεται παραδοχή απαραμόρφωτου διαφράγματος λόγω του ότι οι πλάκες των ορόφων είναι από σκυρόδεμα.



Σχήμα 5.3. Εμφάνιση απαραμόρφωτου διαφράγματος στη κάτοψη τυπικού ορόφου



Σχήμα 5.3. Εμφάνιση απαραμόρφωτου διαφράγματος των πλακών των ορόφων

### 5.3 Βαθμοί ελευθερίας

Για την ερμηνεία τόσο των συνθηκών στις συνδέσεις των μελών του φορέα όσο και της επίδρασης του διαφράγματος στη συμπεριφορά τους, πρέπει να καθοριστούν οι βαθμοί ελευθερίας των κόμβων στους οποίους τα μέλη καταλήγουν.

Στο ETABS γίνεται θεώρηση των κόμβων (joints) ως "σώματα", στα οποία αποδίδονται έξι βαθμοί ελευθερίας, τρεις μετατοπίσεις  $U_x$ ,  $U_y$ ,  $U_z$  και τρεις στροφές,  $R_x$ ,  $R_y$ ,  $R_z$ .

Οι δυνατές μετακινήσεις που καθορίζουν τις ελαστικές δυνάμεις στις κατασκευές, για τους κόμβους είναι οι έξι παραπάνω, ενώ οι μετακινήσεις που καθορίζουν τις αδρανειακές δυνάμεις είναι οι τρεις μετατοπίσεις (μεταφορικοί βαθμοί ελευθερίας), αφού αμελείται η μάζα των στροφικών βαθμών ελευθερίας. Δηλαδή, οι ελαστικές δυνάμεις θα είναι  $\{F_s\}=\{K\}\cdot\{u\}$ , όπου  $\{K\}$  το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής και  $\{u\}$  οι μετατοπίσεις και οι αδρανειακές δυνάμεις  $\{F_i\}=\{M\}\cdot\{\ddot{u}\}$ , όπου  $\{M\}$  το μητρώο μάζας της κατασκευής και  $\{\ddot{u}\}$  οι

επιταχύνσεις.

Επομένως μπορεί να θεωρηθεί ότι και οι έξι βαθμοί ελευθερίας στο σύνολό τους αποτελούν τους "στατικούς" βαθμούς ελευθερίας ενώ οι τρεις μεταφορικοί βαθμοί ελευθερίας αποτελούν τους "δυναμικούς" βαθμούς ελευθερίας. Όταν η πλάκα ενός ορόφου προσομοιώνεται σαν διάφραγμα λαμβάνεται υπόψη η στροφική του αδράνεια για τον υπολογισμό των δυνάμεων αδράνειας. Οι στατικοί βαθμοί ελευθερίας (Stiffness degrees of freedom) αποτελούν τη διάσταση του μητρώου δυσκαμψίας  $\{K\}$  της κατασκευής, και άρα το συνολικό αριθμό εξισώσεων ισορροπίας που καλείται να λύσει το πρόγραμμα. Οι δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας (Mass degrees of freedom) αποτελούν τη διάσταση του μητρώου μάζας  $\{M\}$  της κατασκευής, ο οποίος ταυτίζεται με το μέγιστο αριθμό ιδιομορφών που μπορεί να διαθέτει το σύστημα και οι οποίοι προκύπτουν με στατική συμπύκνωση από τους στατικούς βαθμούς ελευθερίας.

Επομένως η απελευθέρωση ή η δέσμευση των βαθμών ελευθερίας των κόμβων των μελών για τη διαμόρφωση των επιθυμητών συνθηκών στις στηρίξεις καθώς και ο ορισμός απαραμόρφωτου διαφράγματος, καθορίζουν τον αριθμό το συνολικό αριθμό εξισώσεων ισορροπίας και τον αριθμό των ιδιομορφών του συστήματος.

### 5.4 Μέθοδος ανάλυσης

Η μέθοδος που επιλέγεται για την ανάλυση της κατασκευής είναι η ιδιομορφική, με χρήση φάσματος απόκρισης, η οποία σύμφωνα με τον EC8 είναι η συνιστώμενη μέθοδος για των υπολογισμό των σεισμικών δράσεων.

Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου κρίνεται απαραίτητη λόγω της μη κανονικής μόρφωσης καθ' ύψος του κτιρίου.

Η ιδιομορφική ανάλυση είναι ένας τύπος ελαστικής ανάλυσης της κατασκευής, καθώς οι ιδιότητες των υλικών θεωρούνται σταθερές καθ' όλη τη διάρκεια των υπολογισμών και έτσι τα στοιχεία που θεωρούνται για τη μόρφωση του φορέα παρουσιάζουν ελαστική συμπεριφορά. Επιπλέον, μία εκτίμηση της ιδιοπεριόδου του φορέα στη ρηγματωμένη περιοχή, μπορεί να γίνει μέσω της εφαρμογής μειωτικών συντελεστών στη ροπή αδράνειας των διατομών. Οι συντελεστές αυτοί λαμβάνουν διάφορες τιμές, ανάλογα με τον

τύπο του μέλους, τα χαρακτηριστικά της φόρτισης και τη σύνθεση των τμημάτων της κατασκευής. Μπορεί να γίνει επιλογή μεταξύ των ιδιομορφών τύπου Ritz και των ιδιομορφών τύπου Eigen. Στην πρώτη περίπτωση, το πρόγραμμα υπολογίζει τις ιδιομορφές που παράγονται από συγκεκριμένη φόρτιση (προτιμώνται σε περιπτώσεις αναλύσεων φασματικών και χρονοϊστορίας). Στην δεύτερη υπολογίζονται απλά οι χωρίς απόσβεση ιδιοπερίοδοι και οι ιδιοσυχνότητες της κατασκευής.

### 5.5 Προσομοίωση μαζών

Για τη πραγματοποίηση της ανάλυσης από το ETABS, γίνεται προσομοίωση των μαζών ("Mass Definition"), με επιλογή της εντολής που καθορίζει της προέλευσή τους από τα φορτία, γιατί σύμφωνα με τον EC8, τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης εκτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που προκύπτουν από όλα τα φορτία βαρύτητας που εμφανίζονται στον ακόλουθο συνδυασμό :

$$\Sigma G_{k,j} \text{ " + " } \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

όπου :

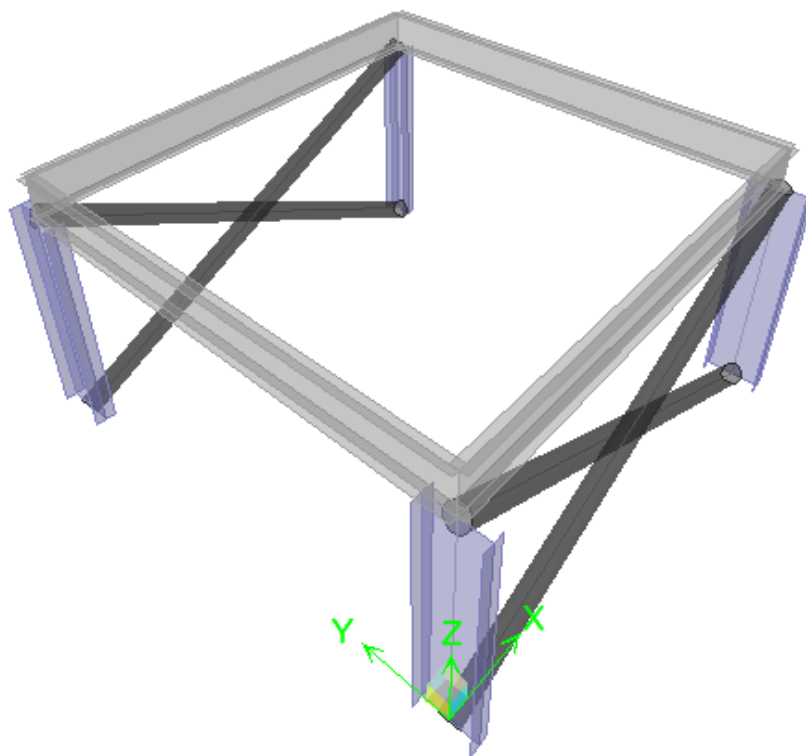
$\psi_{E,i}$  : ο συντελεστής συνδυασμού της μεταβλητής δράσης  $i$ , που περιλαμβάνει τη πιθανότητα τα φορτία  $Q_{k,i}$  να μην ασκούνται με τη μέγιστή τους τιμή σε όλο το κτίριο κατά τη διάρκεια του σεισμού.

### 5.6 Ιδιομορφική επαλληλία

Ως προς την ιδιομορφική επαλληλία, επιλέγεται η μέθοδος CQC (Complete Quadratic Combination) που μπορεί να αποδοθεί στα ελληνικά ως "πλήρης τετραγωνική επαλληλία". Η μέθοδος θεωρείται ως μια ακριβής μέθοδος για το συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων στη περίπτωση που οι ιδιομορφές προκύπτουν συσχετιζόμενες.

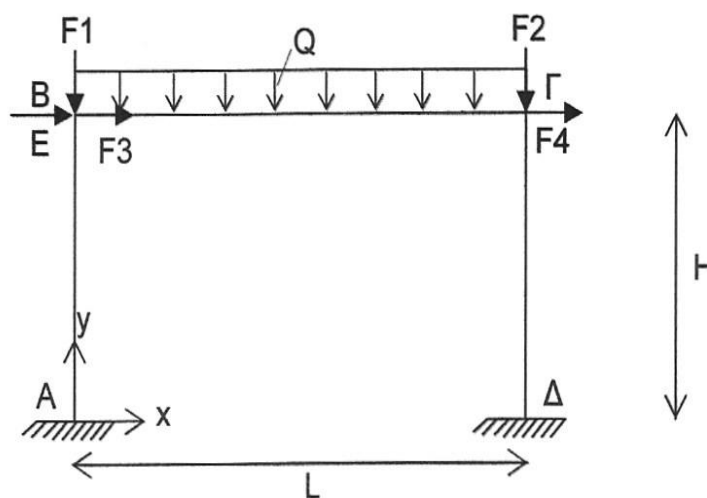
### 6.1 Παραδοχές για τη δημιουργία φύλλου διαστασιολόγησης Excel

Η διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με χρήση του προγράμματος EXCEL, διότι η απαίτηση του EC8 περί ικανοτικού σχεδιασμού στη διαστασιολόγηση, δημιούργησε την ανάγκη για ένα υπολογιστικό εργαλείο που να λαμβάνει υπόψη τις αυξημένες ικανοτικές τιμές των δρώσων εντάσεων κάποιων μελών του φορέα. Το πρόγραμμα ETABS με το οποίο πραγματοποιήθηκε η ανάλυση του κτιρίου, δεν εξυπηρετεί την ανάγκη αυτή γιατί στην έως τώρα εκδοχή του προγράμματος, ETABS version 9.7.1, τα εντατικά μεγέθη που χρησιμοποιούνται για τη διαστασιολόγηση, δεν είναι τα ικανοτικά. Το υπολογιστικό φύλλο διαστασιολόγησης του EXCEL, το οποίο δημιουργήθηκε για το σκοπό αυτό, βασίζεται στους κανονισμούς του EC3 και του EC8. Η χρήση του φύλλου αυτού, βοηθάει στη λεπτομερή και συστηματική μελέτη του κτιρίου και δίνει τη δυνατότητα στο μελετητή να ελέγχει την επίδραση των συντελεστών των κανονισμών στα αποτελέσματα και να κατανοεί τη φυσική τους ερμηνεία. Έτσι αποτελεί ένα πρόσθετο εργαλείο για την επιλογή των βέλτιστων διατομών και διάταξής τους από άποψης απόδοσης και οικονομίας. Το φύλλο διαστασιολόγησης περιέχει μια σειρά από ελέγχους των μελών του τυπικού ισόγειου μεταλλικού κτιρίου που φαίνεται στο Σχήμα 6.1, το οποίο αποτελείται από πλαίσιο παραλαβής ροπής ως προς τη μια διεύθυνση και από πλαίσιο ενισχυμένο με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, ως προς την άλλη διεύθυνση.



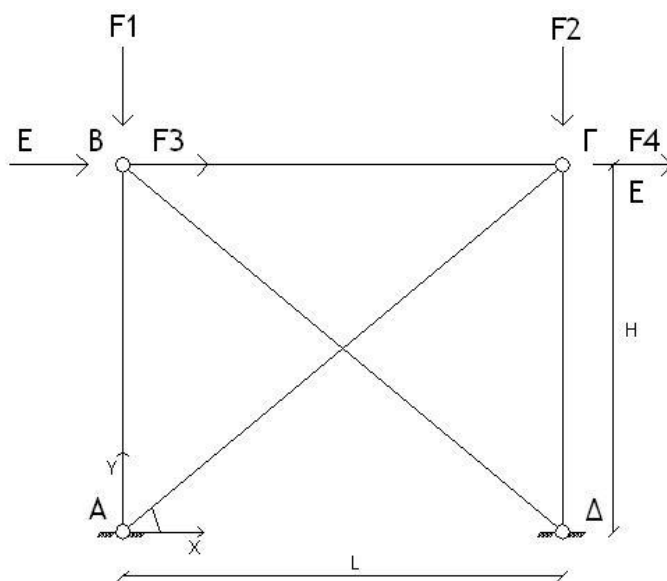
Σχήμα 6.1. Απεικόνιση στατικού μοντέλου ισόγειου μεταλλικού φορέα διαστασιολόγησης με φύλλο EXCEL

Για τη δημιουργία του υπολογιστικού αυτού εργαλείου, χρησιμοποιηθήκαν δύο αντίστοιχα υπολογιστικά φύλλα EXCEL προηγούμενων διπλωματικών εργασιών. Το ένα αφορά σε υπολογιστικό φύλλο διαστασιολόγησης των μελών του πλαισίου παραλαβής ροπής του Σχήματος 6.2, το οποίο παρουσιάζεται στη διπλωματική εργασία της Νόννα Κοντελασβίλι με τίτλο "Σύγκριση του ΕΑΚ 2000 και του Ευρωκώδικα 8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό πλαισίων από χάλυβα".



Σχήμα 6.2. Επίπεδο πλαίσιο παραλαβής ροπής

Το δεύτερο φύλλο EXCEL αφορά σε εργαλείο διαστασιολόγησης πλαισίου ενισχυμένου με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα, που φαίνεται στο Σχήμα 6.3 και παρουσιάζεται στη διπλωματική εργασία της Δήμητρας Π. Μάστορα με τίτλο "Αναλυτική, αριθμητική και κανονιστική διερεύνηση, κεντρικών διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας σε κτίριο από χάλυβα".



Σχήμα 6.3. Επίπεδο ενισχυμένο πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας

Το τρισδιάστατο πλέον μοντέλο του σχήματος που καλείται να διαστασιολογήσει το φύλλο EXCEL που παρουσιάζεται στη συνέχεια, χρησιμοποιεί τους τύπους διαστασιολόγησης μελών του EC3 σύμφωνα με τις διατάξεις του EC8, όπως και τα δύο προηγούμενα φύλλα, λαμβάνοντας επιπλέον υπόψη την αλληλοεπίδραση της λειτουργίας των δυο διαφορετικών φορέων των δύο επιπέδων. Η αλληλεπίδραση αυτή αφορά τόσο στη ταυτόχρονη ανάπτυξη εντάσεων σε δύο διευθύνσεις όσο και στην εφαρμογή ικανοτικών μεγεθών σε μέλη που ανήκουν στους δύο διαφορετικούς τύπους φορέων, του πλαισίου παραλαβής ροπών και του ενισχυμένου πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας. Η ταυτόχρονη ανάπτυξη εντάσεων σε δύο διευθύνσεις οδηγεί στη πραγματοποίηση σύνθετων ελέγχων, όπως ο έλεγχος αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης και αξονικής θλίψης στα υποστυλώματα, στα οποία εκδηλώνονται μεγάλες τιμές αξονικής

έντασης και ροπών. Επίσης η συμμετοχή δομικών στοιχείων στους δυο διαφορετικούς τύπους φορέων, δημιουργεί προβληματισμό ως προς την επιλογή των ικανοτικών συντελεστών με τους οποίους αυξάνονται τα εντατικά μεγέθη. Για παράδειγμα, στα υποστυλώματα, προκύπτει το ερώτημα για το αν θα πολλαπλασιαστεί η δρώσα αξονική ένταση με τον ικανοτικό συντελεστή που προκύπτει από το λόγο αντοχής προς δρώσα σεισμική ροπή των δοκών πλαισίου παραλαβής ροπών ή με τον ικανοτικό συντελεστή που προκύπτει από το λόγο αντοχής προς τη δρώσα εφελκυστική δύναμη των συνδέσμων δυσκαμψίας του πλαισίου στο οποίο αυτά συμμετέχουν. Στο ερώτημα αυτό επιλέχθηκε η δυσμενέστερη από πλευράς ασφάλειας περίπτωση, η μεγαλύτερη δηλαδή μεταξύ των δυο τιμή.

Για τον υπολογισμό των δρώσων τιμών ροπής και τέμνουσας που αναπτύσσονται στα υποστυλώματα κατά τον ισχυρό άξονα των διατομών, λήφθηκε υπόψη ο ικανοτικός συντελεστής του πλαισίου παραλαβής ροπών με τον οποίο πολλαπλασιάστηκαν οι αντίστοιχες δρώσες εντάσεις του επιπέδου αυτού. Οι δρώσες εντάσεις των στοιχείων αυτών κατά την άλλη διεύθυνση, στην οποία διατάσσονται τα υποστυλώματα με τον ασθενή άξονα των διατομών τους, είναι πολύ μικρότερες και γι'αυτό, για την απλοποίηση των υπολογισμών, υπεισέρχονται στους ελέγχους χωρίς ικανοτική επαύξηση.

Ένα άλλο σημαντικό αντικείμενο προβληματισμού κατά τη δημιουργία των εξισώσεων των ελέγχων, είναι το αν πρέπει να ληφθεί υπόψη η θλίψη τόσο στην ανάλυση όσο και στη διαστασιολόγηση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Στη παράγραφο 6.7 του EC8, που αφορά τον ικανοτικό σχεδιασμό πλαισίων ενισχυμένων με συνδέσμους δυσκαμψίας, αναφέρεται ότι ο σχεδιασμός γίνεται έτσι ώστε να προηγείται η ανάπτυξη της αντοχής του συνδέσμου σε εφελκυσμό, από την αστοχία των δοκών και των υποστυλωμάτων και ότι σε κτίρια με εγκάρσιους συνδέσμους, λαμβάνονται υπόψη μόνο οι σύνδεσμοι που βρίσκονται σε εφελκυσμό. Διευκρινίζεται δε, ότι το ενδεχόμενο να ληφθεί υπόψη η θλίψη, πέρα από τον εφελκυσμό, θέτει κάποιες προϋποθέσεις, όπως τη πραγματοποίηση push over ή μη γραμμικής ανάλυσης με χρονοϊστορία και τη θεώρηση προ και μετά λυγισμού κατάσταση των συνδέσμων. Παρόλα αυτά όταν γίνεται αναφορά στον έλεγχο αξονικής



έντασης  $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$ , δεν διευκρινίζεται αν τα μεγέθη αυτά αφορούν σε θλίψη ή εφελκυσμό.

Στο πρόγραμμα ETABS, κατά την ανάλυση λαμβάνονται υπόψη τόσο οι εφελκυσόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι σύνδεσμοι και δεν υπάρχει δυνατότητα επιλογής ανάληψης μόνο εφελκυσμού από τα μέλη αυτά στη γραμμική ανάλυση. Στη διαστασιολόγηση των μελών αυτών στα φύλλα EXCEL γίνεται η παραδοχή ότι κάθε εγκάρσιος σύνδεσμος αναλαμβάνει διπλάσια ένταση από αυτή που προκύπτει από την ανάλυση. Η παραδοχή αυτή έχει τη φυσική ερμηνεία κατά την οποία στη περίπτωση που ο ένας από τους δύο χιαστί συνδέσμους εξαντλήσει την αντοχή του, ο δεύτερος να μπορεί να αναλάβει τη καταπόνηση που αντιστοιχεί και στους δυο. Η διπλάσια αυτή ένταση χρησιμοποιείται και για τον υπολογισμό του ικανοτικού συντελεστή  $\Omega$  του ενισχυμένου με συνδέσμους πλαισίου.

### 6.2 Παρουσίαση φύλλου υπολογισμού EXCEL - Αποτελέσματα

Το φύλλο υπολογισμού EXCEL που παρουσιάζεται στη συνέχεια και αφορά στη διαστασιολόγηση των μελών του ισόγειου μεταλλικού φορέα με πλαίσιο παραλαβής ροπής στη μια διεύθυνση και πλαίσιο ενισχυμένο με συνδέσμους δυσκαμψίας στην άλλη, βασίζεται στους ελέγχους διατομών σύμφωνα με τον EC3 και στον αντισεισμικό σχεδιασμό του EC8.

Οι έλεγχοι των διατομών που πραγματοποιούνται είναι πλαστικοί, και έτσι γίνεται χρήση των πλαστικών αντοχών των διατομών. Γι'αυτό οι έλεγχοι που γίνονται με το υπολογιστικό αυτό εργαλείο αφορούν σε διατομές κατηγορίας 1 και 2.

Το φύλλο υπολογισμού EXCEL αποτελείται από τις εξής καρτέλες: Δεδομένα, Στατική Επίλυση, Ικανοτικός Συντελεστής, Δοκός, Υποστύλωμα, Σύνδεσμος, Καμπτικός και Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός, Διατομές Υποστυλώματος, Διατομές Δοκών και Συνδέσμων και Βοηθητικά Δεδομένα.

Για τη διευκόλυνση της χρήσης και τη καλύτερη οργάνωση του αρχείου, τα πεδία εισαγωγής δεδομένων εμφανίζονται με μωβ χρώμα, τα πεδία των αποτελεσμάτων με γκρι χρώμα και τα πεδία ορισμού των ελέγχων με κυανό χρώμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.4.

	: εισαγωγή δεδομένων
	: αποτελέσματα
	: έλεγχοι

Σχήμα 6.4. Επεξήγηση Χρωμάτων Πεδίων

### 6.2.1 Δεδομένα

Στη καρτέλα “Δεδομένα” εισάγονται στοιχεία που αφορούν τη γεωμετρία των πλαισίων και των διατομών των μελών καθώς επίσης και τα υλικά τους. Ως προς τη γεωμετρία του πλαισίου, ο χρήστης έχει την επιλογή να δώσει διαφορετικές τιμές στα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των πλαισίων των δυο διευθύνσεων, όπως φαίνεται στα Σχήματα 6.5 και 6.6 . Στη συγκεκριμένη κατασκευή τα μήκη των δοκαριών τυχαίνει να είναι 6 μέτρα, τόσο για το πλαίσιο ροπής όσο και για το πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας.

**ΠΛΑΙΣΙΟ ΡΟΠΗΣ**

Γεωμετρία πλαισίου		
μήκος πλαισίου L	<b>6,00</b>	m
ύψος πλαισίου H	<b>3,00</b>	m

Σχήμα 6.5. Πεδίο εισαγωγής γεωμετρικών χαρακτηριστικών πλαισίου ροπής

**ΠΛΑΙΣΙΟ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ**

Γεωμετρία πλαισίου		
μήκος πλαισίου L	<b>6,00</b>	m
ύψος πλαισίου H	<b>3,00</b>	m
μήκος συνδέσμου	<b>6,71</b>	m

Σχήμα 6.6. Πεδίο εισαγωγής γεωμετρικών χαρακτηριστικών πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας

Επίσης ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να επιλέξει διαφορετική ποιότητα χάλυβα για κάθε ένα από τα μέλη των πλαισίων, το ζύγωμα, το υποστύλωμα και το σύνδεσμο δυσκαμψίας, όπως φαίνονται στα σχήματα 6.7, 6.8 και 6.9.

**ΖΥΓΩΜΑ**

ποιότητα χάλυβα	S235H	
όριο διαρροής	23,5	kN/cm <sup>2</sup>
ε	1,00	

Σχήμα 6.7. Πεδίο εισαγωγής ποιότητας χάλυβα του ζυγώματος

**ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ**

ποιότητα χάλυβα	S355H	
όριο διαρροής	35,5	kN/cm <sup>2</sup>
ε	0,81	

Σχήμα 6.8. Πεδίο εισαγωγής ποιότητας χάλυβα του υποστυλώματος

**ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ**

ποιότητα χάλυβα	S235H	
όριο διαρροής	23,5	kN/cm <sup>2</sup>
ε	1	

Σχήμα 6.9. Πεδίο εισαγωγής ποιότητας χάλυβα του συνδέσμου δυσκαμψίας

Στα πεδία με τους Συντελεστές Ασφαλείας εμφανίζονται οι συντελεστές γ<sub>M</sub> για κτήρια, για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας σύμφωνα με τον EC3 και είναι οι τιμές που φαίνονται στο Σχήμα 6.10.

<b>Συντελεστές Ασφαλείας</b>	
γ <sub>M0</sub>	1,00
γ <sub>M1</sub>	1,00
γ <sub>M2</sub>	1,25

Σχήμα 6.10. Πίνακας συντελεστών ασφαλείας

Στο πεδίο " Πλευρικές εξασφαλίσεις κατά τον ασθενή άξονα z" επιλέγονται οι πλευρικές εξασφαλίσεις για το υποστύλωμα και για τα δοκάρια των δυο πλαισίων, του ζυγώματος ως προς τη μια διεύθυνση και της κεφαλοδοκού ως προς την άλλη.

Η επιλογή των ενδιάμεσων πλευρικών εξασφαλίσεων γίνεται μεταξύ των ορισμένων τιμών που κυμαίνονται από "καθόλου" έως "στα 1/4 του ύψους" για τα υποστυλώματα και από "καθόλου" έως "1/12 του μήκους" για τα δοκάρια. Η τιμή 1/12 του μήκους που έχει επιλεγεί, η οποία είναι ένα μικρό τμήμα του μήκους των δοκαριών, δηλώνει τη παρουσία του διαφράγματος των ορόφων, το οποίο δεν επιτρέπει τον εκτός επιπέδου λυγισμό των μελών αυτών. (Σχήμα 6.11)

<b>Πλευρικές εξασφαλίσεις κατά τον ασθενή άξονα z</b>	
Επιλέξτε πλευρικές εξασφαλίσεις για το <b>Υποσύλωμα</b>	<b>καθόλου</b>
Επιλέξτε πλευρικές εξασφαλίσεις για το <b>Ζύγωμα</b>	<b>στα 1/12 του μήκους</b>
Επιλέξτε πλευρικές εξασφαλίσεις για τη <b>Κεφαλοδοκό</b>	<b>στα 1/12 του μήκους</b>

Σχήμα 6.11. Πεδίο επιλογής εξασφαλίσεων εκτός επιπέδου

Στη συνέχεια γίνεται η επιλογή των διατομών του υποστυλώματος, του ζυγώματος πλαισίου ροπής, της κεφαλοδοκού του πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας και του συνδέσμου δυσκαμψίας, οι οποίες θα διαστασιολογηθούν, όπως φαίνεται στα Σχήματα 6.12, 6.13, 6.14 και 6.15. Στο πεδίο όπου εμφανίζεται η διατομή του κάθε μέλους (πτυσσόμενη λίστα διατομών στο πεδίο με μωβ χρώμα), υπάρχει η δυνατότητα επιλογής διατομής από τους πίνακες των καρτελών "Διατομές Υποστυλωμάτων" και "Διατομές Δοκών και Συνδέσμων". Για τα υποστυλώματα μπορεί να γίνει επιλογή μεταξύ των διατομών μορφής I (IPE, HEA, HEB, HEM), ενώ για τις δοκούς και τους συνδέσμους μεταξύ των διατομών μορφής I (IPE, HEA, HEB, HEM) και των διατομών μορφής O (RHS και SHS). Ανάλογα με την επιλογή της διατομής, εμφανίζεται I, για τις διατομές διπλού ταυ και O, για τις κοίλες διατομές. Με το καθορισμό της διατομής, φαίνονται στα αντίστοιχα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7\_Αποτελέσματα ανάλυσης- Διαστασιολόγηση

πεδία, τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της. Επίσης γίνεται κατάταξη της διατομής με βάση τις διατάξεις του EC3 και έλεγχος της κατηγορίας της διατομής με βάση τις διατάξεις του EC8. Ο έλεγχος αυτός γίνεται βάσει του συντελεστή  $\eta$  σύμφωνα με το πίνακα 6.3 του EC8, ο οποίος επιλέγεται και ελέγχεται ανάλογα τη κατηγορία πλαστιμότητας, βάσει του πίνακα 6.2 του EC8 στο πεδίο που φαίνεται στο Σχήμα 6.16.

Επιλογή διατομών μελών										
Υποσύλωμα										
	<b>h</b>	<b>b</b>	<b>tw</b>	<b>tf</b>	<b>r</b>	<b>A</b>	<b>G</b>	<b>U</b>	<b>I<sub>y</sub></b>	
	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	m <sup>2</sup> /m	cm <sup>4</sup>	
<b>HEB 360</b>	360	300	12,5	22,5	27	181	142	1,85	43190	
Κατηγορία διατομής κατά ΕΚ3	Κατηγορία πέλματος	1	Κατηγορία διατομής				1			
	Κατηγορία κορμού	1								

<b>W<sub>el.y</sub></b>	<b>i<sub>y</sub></b>	<b>I<sub>z</sub></b>	<b>W<sub>el.z</sub></b>	<b>i<sub>z</sub></b>	<b>I<sub>t</sub></b>	<b>I<sub>w</sub></b>	<b>W<sub>pl.y</sub></b>	<b>W<sub>pl.z</sub></b>	<b>A<sub>v</sub></b>	<b>h<sub>w</sub></b>
cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	mm
2400	15,50	10140	676	7,49	297,9	2829300	2683	1032	60,963	261,00

Έλεγχος κατηγορίας διατομής με βάση την Κατηγορία Πλαστιμότητας	Αποδεκτή κατηγορία διατομής	ΠΡΟΣΟΧΗ: Τα παρόντα λογιστικά φύλλα χρησιμοποιούνται για διατομές κατηγορίας 1 και 2.
---	-----------------------------	---

Σχήμα 6.12. Χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7\_Αποτελέσματα ανάλυσης- Διαστασιολόγηση

		ΖΥΓΩΜΑ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΡΟΠΗΣ							
	<b>h</b>	<b>b</b>	<b>tw ή t</b>	<b>tf ή ra</b>	<b>r</b>	<b>A</b>	<b>G</b>	<b>U</b>	<b>Iy</b>
	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	m <sup>2</sup> /m	cm <sup>4</sup>
<b>HEA 220</b>	210	220	7,0	11,0	18	64,3	50,5	1,26	5410
<b>I</b>									
σειρά διατομής επιλογή: I (IPE, HEA, HEB, HEM) ή O (SHS, RHS)	Κατηγορία διατομής κατά ΕΚ3	Κατηγορία πέλματος	1		Κατηγορία διατομής	1			
		Κατηγορία κορμού	1						

<b>Wel.y</b>	<b>iy</b>	<b>Iz</b>	<b>Wel.z</b>	<b>iz</b>	<b>It</b>	<b>Iw</b>	<b>Wpl y</b>	<b>Wpl z</b>	<b>Av</b>	<b>hw</b>	<b>Δ/μη</b>
cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	mm	
515	9,17	1950	178	5,51	28,15	189610	568	271	20,63	152	3

Έλεγχος κατηγορίας διατομής με βάση την Κατηγορία Πλαστιμότητας	Αποδεκτή κατηγορία διατομής	ΠΡΟΣΟΧΗ: Τα παρόντα λογιστικά φύλλα χρησιμοποιούνται για διατομές κατηγορίας 1 και 2.
---	-----------------------------	---

Σχήμα 6.13. Χαρακτηριστικά διατομής ζυγώματος πλαισίου ροπής

		ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ								
	<b>h</b>	<b>b</b>	<b>tw ή t</b>	<b>tf ή ra</b>	<b>r</b>	<b>A</b>	<b>G</b>	<b>U</b>		
	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	m <sup>2</sup> /m		
<b>HEA 200</b>	190	200	6,5	10,0	18	53,8	42,3	1,14		
<b>I</b>										
σειρά διατομής επιλογή: I (IPE, HEA, HEB, HEM) ή O (SHS, RHS)	Κατηγορία διατομής κατά ΕΚ3	Κατηγορία πέλματος	1		Κατηγορία διατομής	1				1
		Κατηγορία κορμού	1							

Σχήμα 6.14. Χαρακτηριστικά διατομής κεφαλοδοκού πλαισίου με συνδέσμους (Μέρος1)

<b>Wel.y</b>	<b>iy</b>	<b>Iz</b>	<b>Wel.z</b>	<b>iz</b>	<b>It</b>	<b>Iw</b>	<b>Wpl.y</b>	<b>Wpl.z</b>	<b>Av</b>	<b>hw</b>
cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	mm
389	8,28	1340	134	4,98	20,434	105580	429	204	18,05	134

Έλεγχος κατηγορίας διατομής με βάση την Κατηγορία Πλαστικότητας	Αποδεκτή κατηγορία διατομής
---	-----------------------------

ΠΡΟΣΟΧΗ: Τα παρόντα λογιστικά φύλλα χρησιμοποιούνται για διατομές κατηγορίας 1 και 2.

Σχήμα 6.14. Χαρακτηριστικά διατομής κεφαλοδοκού πλαισίου με συνδέσμους (Μέρος 2)

		<b>Χιαστί Σύνδεσμος Δυσκαμψίας</b>								
	<b>h</b>	<b>b</b>	<b>tw ή t</b>	<b>tf ή ra</b>	<b>r</b>	<b>A</b>	<b>G</b>	<b>U</b>	<b>Iy</b>	
	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	kg/m	m <sup>2</sup> /m	cm <sup>4</sup>	
<b>120 x 120 x 5</b>	120	120	5,0	7,5	5	22,73	17,84	0,4671	497,7	
<b>0</b>										
σειρά διατομής επιλογή: O (SHS, RHS)	Κατηγορία διατομής κατά ΕΚ3	Κατηγορία πέλματος	1	Κατηγορία διατομής						1
		Κατηγορία κορμού	1							

Σχήμα 6.15. Χαρακτηριστικά διατομής συνδέσμου δυσκαμψίας (Μέρος1)

<b>W<sub>el.y</sub></b>	<b>i<sub>y</sub></b>	<b>I<sub>z</sub></b>	<b>W<sub>el.z</sub></b>	<b>i<sub>z</sub></b>	<b>I<sub>t</sub></b>	<b>I<sub>w</sub></b>	<b>W<sub>pl.y</sub></b>	<b>W<sub>pl.z</sub></b>	<b>A<sub>v</sub></b>	<b>h<sub>w</sub></b>	<b>Τύπος Διατομής</b>
cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>2</sup>	mm	
82,95	4,68	497,7	82,95	4,68	776,5	122	97,6	97,6	12	120,00	2

Έλεγχος κατηγορίας διατομής με βάση την Κατηγορία Πλαστιμότητας

Αποδεκτή κατηγορία διατομής

ΠΡΟΣΟΧΗ: Τα παρόντα λογιστικά φύλλα χρησιμοποιούνται για διατομές κατηγορίας 1 και 2.

Σχήμα 6.15. Χαρακτηριστικά διατομής συνδέσμου δυσκαμψίας (Μέρος 2)

<b>Συντελεστής Συμπεριφοράς</b>	
Επιλέξτε Κατηγορία Πλαστιμότητας	ΚΠΜ (Μέτρια)
Επιλέξτε συντελεστή συμπεριφοράς $q$	4,0
Αποδεκτό $q$	

Σχήμα 6.16. Επιλογή και έλεγχος συντελεστή συμπεριφοράς

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

EC8 Πίνακας 6.3: Απαιτήσεις της κατηγορίας διατομής των πλαστιμων στοιχείων ανάλογα με την Κατηγορία Πλαστιμότητας και το συντελεστή συμπεριφοράς.

Σχήμα 6.16. Πίνακας 6.3 του EC8



### 6.2.2 Στατική Επίλυση

Στη καρτέλα αυτή εμφανίζονται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των μελών που προέκυψαν από την ανάλυση του κτιρίου με το πρόγραμμα ETABS και πρόκειται να χρησιμοποιηθούν στους ελέγχους σύμφωνα με EC3 και EC8 που ακολουθούν στις καρτέλες "Υποστύλωμα", "Δοκός" και "Σύνδεσμος".

Στους πίνακες που φαίνονται στα Σχήματα 6.17 έως 6.20, παρουσιάζονται οι εντάσεις κάθε μέλους ξεχωριστά και για τους συνδυασμούς για τους οποίους θα διαστασιολογηθεί. Έτσι για το υποστύλωμα εμφανίζονται οι δυσμενέστερες εντάσεις για τους συνδυασμούς G+0.3Q και το δυσμενέστερο σεισμικό, που στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι ο G+0.3Q+Ex+0.3Ey αφού σύμφωνα με τις παραγράφους 6.6.3 και 6.7.4 του EC8 που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 4, οι δρώσες ικανοτικές εντάσεις των υποστυλωμάτων είναι

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{max} * N_{Ed,E} \quad (6.1)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_1 * V_{Ed,E} \quad (6.2)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_1 * M_{Ed,E} \quad (6.3)$$

Όπου

$N_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$  : οι εντάσεις για το συνδυασμό G+0.3Q,

$N_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$  : οι εντάσεις για το συνδυασμό G+0.3Q+Ex+0.3Ey

$\Omega_1$  : ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής για το πλαίσιο ροπής

$\Omega_{max}$  : ο μεγαλύτερος μεταξύ των δυο πολλαπλασιαστικών συντελεστών, εκείνου του πλαισίου ροπής και εκείνου του πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας.

<b>ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ</b>			
<b>Εντατικά Μεγέθη για το συνδυασμό G+0.3 Q</b>		<b>Εντατικά Μεγέθη για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό</b>	
$N_{Ed,G}$ (kN)	-460	$N_{Ed,E}$ (kN)	-719,31
$V_{Ed,G}$ (kN)	-8,18	$V_{Ed,E}$ (kN)	-29,20
$M_{Ed,G,y}$ (kNm)	-5,76	$M_{Ed,E,y}$ (kNm)	-72,36
$M_{Ed,G,z}$ (kNm)	-0,47	$M_{Ed,E,z}$ (kNm)	-2,12
(αφορούν τις τιμές των μέγιστων κατα απόλυτη τιμή εντάσεων, με το πρόσημό τους)			

Σχήμα 6.17. Εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων

Στους πίνακες του ζυγώματος πλαισίου ροπής, εμφανίζονται οι δυσμενέστερες εντάσεις για τους συνδυασμούς που φαίνονται στο Σχήμα 6.18.

Σύμφωνα με τη παράγραφο 6.6.2 του EC8, για τις δοκούς που συμμετέχουν σε πλαίσιο παραλαβής ροπής η δρώσα τέμνουσα  $V_{Ed}$  που υπεισέρχεται στους ελέγχους της διατομής προκύπτει:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (6.4)$$

όπου

$V_{Ed,G}$  : η δρώσα τέμνουσα για το συνδυασμό  $G+0.3Q$

$V_{Ed,M}$  :  $M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}$

Οι δρώσες εντάσεις  $N_{Ed}$  και  $M_{Ed}$ , σύμφωνα με την ίδια παράγραφο, λαμβάνονται για το δυσμενέστερο συνδυασμό, ο οποίος στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι ο  $1.35G+1.5Q$ .

Σημειώνεται ότι η δρώσα αξονική  $N_{Ed}$  και η ροπή  $M_{Ed,z}$  είναι μηδέν λόγω της ύπαρξης διαφράγματος.

Τέλος, η μέγιστη δρώσα ροπή χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του ικανοτικού πολλαπλασιαστικού συντελεστή για πλαίσιο ροπής, στη καρτέλα "Ίκανοτικός Συντελεστής".

<b>ΖΥΓΩΜΑ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΡΟΠΗΣ</b>			
<b>Τέμνουσα Σχεδιασμού για πλαίσια ροπής, <math>V_{Ed}=V_{Ed,G} + V_{Ed,M}</math> (kNm)</b>		<b>Εντατικά Μεγέθη για το δυσμενέστερο συνδυασμό</b>	
$V_{Ed}$ (kNm)	108,13	$N_{Ed}$ (kN)	0
<b>Δρώσα Τέμνουσα για το συνδυασμό <math>G+0.3 Q</math></b>		$M_{Ed,y}$ (kNm)	-123,96
$V_{Ed,G}$ (kN)	63,64	$M_{Ed,z}$ (kNm)	0
<b>Τέμνουσα σχεδιασμού, από τις αντοχές <math>M_{pl,Rd,A}</math> και <math>M_{pl,Rd,B}</math></b>		<b>Μέγιστη Δρώσα Ροπή για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό</b>	
$V_{Ed,M}$ (kN)	44,49	$M_{Ed,E}$ (kNm)	89,66

Σχήμα 6.18. Εντατικά μεγέθη ζυγώματος πλαισίου ροπής

Ως προς τα δυσμενέστερα μεγέθη της κεφαλοδοκού, σύμφωνα με τη παράγραφο 6.7.4 του EC8 που αφορά στον ικανοτικό σχεδιασμό ενισχυμένων πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας, υπεισέρχονται στους ελέγχους τα  $M_{Ed}$  και  $V_{Ed}$  του δυσμενέστερου συνδυασμού, που σε αυτή τη περίπτωση είναι ο  $1.35G+1.5Q$ . Η τιμή της αξονικής έντασης σχεδιασμού που

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7\_Αποτελέσματα ανάλυσης- Διαστασιολόγηση

χρησιμοποιείται στους ελέγχους, σύμφωνα με την ίδια παράγραφο είναι

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_2 * N_{Ed,E} \quad (6.5)$$

όπου

$N_{Ed,G}$  : η δρώσα αξονική για το συνδυασμό  $G+0.3Q$ ,

$N_{Ed,E}$  : η δρώσα αξονική για το συνδυασμό  $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$

$\Omega_2$  : ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής για το ενισχυμένο πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας.

<b>ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ</b>			
<b>Εντατικά Μεγέθη για το δυσμενέστερο συνδυασμό</b>		<b>Δρώσα Αξονική για το συνδυασμό <math>G+0.3 Q</math></b>	
$N_{Ed}$ (kN)	0	$N_{Ed,G}$ (kN)	
$M_{Ed,y}$ (kNm)	56,62	<b>Δρώσα Αξονική για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό</b>	
$M_{Ed,z}$ (kNm)	0	$N_{Ed,E}$ (kN)	
$V_{Ed}$ (kN)	0,60		

Σχήμα 6.19. Εντατικά μεγέθη κεφαλοδοκού πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας

Στο πίνακα με τα εντατικά μεγέθη του συνδέσμου δυσκαμψίας, εμφανίζεται η δρώσα εφελκυστική δύναμη για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό,  $G+0.3Q+Ex+0.3Ey$ , ο οποίος είναι ταυτόχρονα ο δυσμενέστερος συνδυασμός. Για αυτό το λόγο χρησιμοποιείται τόσο στους ελέγχους διαστασιολόγησης όσο και για τον υπολογισμό του πολλαπλασιαστικού ικανοτικού συντελεστή  $\Omega_2$ .

<b>ΣΥΝΔΕΣΜΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ</b>	
<b>Δρώσα Δύναμη σε Εφελκυσμό για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό</b>	
$N_{Ed}$ (kN)	322,26

Σχήμα 6.20. Εντατικά μεγέθη συνδέσμου δυσκαμψίας

### 6.2.3 Ικανοτικός Συντελεστής

Στη καρτέλα "Ικανοτικός Συντελεστής" υπολογίζονται οι δυο ικανοτικοί συντελεστές των δυο πλαισίων,  $1,1 * \gamma_{ov} * \Omega$ , που παρουσιάστηκαν στις Παραγράφους 4.1.3 και 4.1.4.

Για τα πλαίσια παραλαβής ροπής, σύμφωνα με τη παράγραφο 6.6.3 του EC8, το  $\Omega$  λαμβάνει τη τιμή

$$\Omega_1 = \min \left[ \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}} \right], \text{ όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.17,}$$

όπου

$M_{pl,Rd,i}$  : η καμπτική αντοχή της δοκού του πλαισίου ροπής

$M_{Ed,i}$  : η μέγιστη δρώσα σεισμική ροπή της δοκού του πλαισίου.

<b>ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΡΟΠΗΣ</b>		
<b>Συντελεστής υπεραντοχής <math>\gamma_{ov}</math></b>	1,25	Η τιμή που αποδίδεται στον συντελεστή υπεραντοχής μπορεί να ευρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή του EC8 είναι 1,25.
<b>Πολλαπλασιαστικός Συντελεστής <math>\Omega_1</math></b>	1,49	
<b>Ικανοτικός Συντελεστής</b>	2,05	

Σχήμα 6.17. Ικανοτικός συντελεστής πλαισίου ροπής

Για τα ενισχυμένα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας, σύμφωνα με τη παράγραφο 6.7.4 του EC8, το  $\Omega$  λαμβάνει τη τιμή  $\Omega_2 = \min \left[ \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right]$ , όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.18,

όπου

$N_{pl,Rd,i}$  : η αντοχή σε αξονική δύναμη του διαγώνιου συνδέσμου του πλαισίου

$N_{Ed,i}$  : η μέγιστη δρώσα σεισμική αξονική δύναμη του διαγώνιου συνδέσμου.

Σύμφωνα με τις παραδοχές της παραγράφου 5.2.2.1, η τιμή της  $N_{pl,Rd,i}$ , αφορά στην αντοχή του συνδέσμου σε εφελκυσμό, εφόσον λαμβάνονται υπόψη οι εφελκυσόμενοι διαγώνιοι, και η τιμή  $N_{Ed,i}$  ισούται με τη διπλάσια μέγιστη σεισμική δύναμη σε εφελκυσμό της διατομής.

<b>ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ</b>		
<b>Συντελεστής Υπεραντοχής γον</b>	1,25	Η τιμή που αποδίδεται στον συντελεστή υπεραντοχής μπορεί να ευρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή του EC8 είναι 1,25.
<b>Πολλαπλασιαστικός Συντελεστής Ω2</b>	1,66	
<b>Ικανοτικός Συντελεστής</b>	2,28	

Σχήμα 6.18. Ικανοτικός συντελεστής ενισχυμένου πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας

#### 6.2.4 Καμπτικός και Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός

Στη καρτέλα “Καμπτικός και Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός”, υπολογίζονται οι μειωτικοί συντελεστές που θα χρησιμοποιηθούν για τη πραγματοποίηση του ελέγχους επίδρασης διαξονικής κάμψης και αξονικής θλίψης κατά τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και των δοκών στις αντίστοιχες καρτέλες.

Αρχικά, για την εύρεση των καμπύλων λυγισμού, εισάγεται η διατομή που έχει επιλεγεί και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά  $h$  (ύψος διατομής),  $b$  (πλάτος πελμάτων),  $t_f$  (πάχος πελμάτων) και υπολογίζεται ο λόγος  $h/b$ . Συναρτήσεως της μορφής της διατομής, του λόγου  $h/b$  και του  $t_f$ , προκύπτει η καμπύλη λυγισμού του ισχυρού άξονα από το Πίνακα 4.3.

Ο συντελεστής ατελειών προκύπτει από το Πίνακα 4.4 (Πίνακας 6.1 του EC3), όπως φαίνεται στα σχήματα 6.19 και 6.20.

ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ							
ΖΥΓΩΜΑ	HEA 220	<b>h (mm)</b>	<b>b (mm)</b>	<b>h/b</b>	<b>tf (mm)</b>	καμπύλη λυγισμού ισχυρού άξονα <b>y</b>	καμπύλη λυγισμού ασθενούς άξονα <b>z</b>
		210	220	0,95	11,00	b	c
συντελεστής ατελειών $\alpha$						0,34	0,49
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB 360	<b>h (mm)</b>	<b>b (mm)</b>	<b>h/b</b>	<b>tf (mm)</b>	καμπύλη λυγισμού ισχυρού άξονα <b>y</b>	καμπύλη λυγισμού ασθενούς άξονα <b>z</b>
		360	300	1,20	22,50	b	c
συντελεστής ατελειών $\alpha$						0,34	0,49

Σχήμα 6.19. Πεδίο εύρεσης καμπύλων λυγισμού ζυγώματος και υποστυλώματος και υπολογισμού συντελεστή ατελειών

ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ	ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ					
HEA 200	<b>h (mm)</b>	<b>b (mm)</b>	<b>h/b</b>	<b>tf (mm)</b>	καμπύλη λυγισμού ισχυρού άξονα <b>y</b>	καμπύλη λυγισμού ασθενούς άξονα <b>z</b>
	190	200	0,95	10,00	b	c
συντελεστής ατελειών $\alpha$					0,34	0,49

Σχήμα 6.20. Πεδίο εύρεσης καμπύλων λυγισμού κεφαλοδοκού και υπολογισμού συντελεστή ατελειών

Αρχικά, στα πεδία "Ζύγωμα" και "Κεφαλοδοκός" υπολογίζονται οι μειωτικοί συντελεστές του ζυγώματος και της κεφαλοδοκού (Σχήματα 6.21- 6.24).

Οι μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού  $\chi_y$  και  $\chi_z$  υπολογίζονται βάσει της Σχέσης 4.13 (Σχέση 6.49 του EC3).

Παρά το γεγονός της ύπαρξης σύνδεσης ροπής δοκού και υποστυλωμάτων στο αντίστοιχο επίπεδο (διεύθυνση  $y$ ), γίνεται θεώρηση αρθρώσεων στα άκρα της δοκού, υπέρ της ασφαλείας, οπότε το ισοδύναμο μήκος λυγισμού της δοκού κατά τον ισχυρό άξονα λαμβάνεται όπως στη περίπτωση της κεφαλοδοκού (διεύθυνση  $x$ ), ίσο με το άνοιγμά της,  $L_{cr} = L$ . Τόσο στις δοκούς όσο και στο υποστυλωμα γίνεται παραδοχή ότι σε κάθε άνοιγμα οι ροπές είναι ομοιόμορφες, οπότε σύμφωνα με το Πίνακα 6.6. του EC3, λαμβάνεται  $\psi=1$ .

Κατά τον ασθενή άξονα το ισοδύναμο μήκος λυγισμού εξαρτάται από τις πλευρικές εξασφαλίσεις της διατομής. Τόσο για το ζύγωμα όσο και για τη κεφαλοδοκό, θεωρείται ότι οι δοκοί είναι πλευρικά εξασφαλισμένες στα  $1/12$  του μήκους τους και έτσι το ισοδύναμο μήκος λυγισμού τους είναι  $L_{cr} = L/12$ , αρκετά μικρό, που δηλώνει τη παρουσία διαφράγματος. Ακολουθεί ο υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή  $\chi_{LT}$ , ο οποίος προκύπτει ίσος με τη μονάδα. Εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά (παράγραφος 6.3.2.3 του EC3), για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του  $\chi_{LT}$  για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda_{LT}$ , καθορίζεται από τη σχέση 4.14. Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται, στη σχέση 4.14, δίνονται στον Πίνακα 4.6.

Τέλος γίνεται υπολογισμός των συντελεστών αλληλεπίδρασης  $k_{yy}$  και  $k_{zy}$  σύμφωνα με το Πίνακα 4.7, θεωρώντας ότι οι δοκοί δεν είναι στρεπτικά ευαίσθητες στην εκτός επιπέδου διεύθυνση, λόγω παρουσίας διαφράγματος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7\_Αποτελέσματα ανάλυσης- Διαστασιολόγηση

ΖΥΓΩΜΑ							
Μειωτικός συντελεστής λόγω καμπτικού λυγισμού							
λυγισμός ως προς γ ----- λυγισμός <b>εντός</b> επιπέδου							
<b>ΔΙΑΤΟΜΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ:</b>	<b>HEA 220</b>	<b><math>i_y</math> (cm)</b>	<b><math>\lambda_1</math></b>	<b><math>L_{cr}</math>(cm)</b>	<b><math>\bar{\lambda}_y</math></b>	<b><math>\Phi</math></b>	<b><math>\chi_y</math></b>
		9,17	93,30	600,00	0,7013	0,8311	<b>0,78</b>
λυγισμός ως προς z ----- λυγισμός <b>εκτός</b> επιπέδου							
<b>ΔΙΑΤΟΜΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ:</b>	<b>HEA 220</b>	<b><math>i_z</math> (cm)</b>	<b><math>\lambda_1</math></b>	<b><math>L_{cr}</math>(cm)</b>	<b><math>\bar{\lambda}_z</math></b>	<b><math>\Phi</math></b>	<b><math>\chi_z</math></b>
		5,51	93,30	50,00	0,0973	0,4796	<b>1,00</b>
Μειωτικοί συντελεστές λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού							
<b>ΔΙΑΤΟΜΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ:</b>	<b>HEA 220</b>	<b><math>I_r</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b><math>I_w</math> (cm<sup>6</sup>)</b>	<b><math>I_z</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	<b><math>L</math> (cm)</b>		
		28,15	189610,00	1950,00	50,00		
		<b>k</b>	<b>kw</b>	<b><math>\psi</math></b>	<b>C1</b>	<b>C2</b>	<b>C3</b>
		1,00	1,00	1,00	1,000	0,000	1,000
		<b>z<sub>a</sub> (cm)</b>	<b>z<sub>s</sub> (cm)</b>	<b>z<sub>g</sub> (cm)</b>	<b>z<sub>j</sub> (cm)</b>	διατομή διπλής συμμετρίας	
		0,00	K.B. = K.Δ 0,00	z <sub>g</sub> =z <sub>a</sub> -z <sub>s</sub> 0,00	0,00		
		<b>G (kN/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (kN/cm<sup>2</sup>)</b>				
		8077,00	21000,00				
		<b>M<sub>cr</sub> (kNcm)</b>	<b>1605628,04</b>				
	ανηγμένη λυγνρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	<b><math>\bar{\lambda}_{LT}</math> :</b>	0,0912				
		<b><math>\Phi_{LT}</math>:</b>	0,4927				
	μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	<b><math>\chi_{LT}</math> :</b>	<b>1,00</b>				

Σχήμα 6.21. Πεδίο υπολογισμού συντελεστών καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ζυγώματος

συντελεστές αλληλεπίδρασης (για ανοικτές διατομές)			
	<b>C<sub>my</sub></b>	1,0000	
	<b>k<sub>yy</sub></b>	<b>1,0000</b>	
	<b>C<sub>mLT</sub></b>	1,0000	
	<b>k<sub>zy</sub></b>	<b>0,6973</b>	

Σχήμα 6.22. Πεδίο υπολογισμού συντελεστών αλληλεπίδρασης για ανοικτές διατομές



ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ							
Μειωτικός συντελεστής λόγω καμπτικού λυγισμού							
λυγισμός ως προς $y$ ----- λυγισμός εντός επιπέδου							
ΔΙΑΤΟΜΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ:	HEA 200	$i_y$ (cm)	$\lambda_1$	Lcr(cm)	$\bar{\lambda}_y$	$\Phi$	$X_y$
		8,28	93,30	600,00	0,7767	0,8996	0,74
λυγισμός ως προς $z$ ----- λυγισμός εκτός επιπέδου							
ΔΙΑΤΟΜΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ:	HEA 200	$i_z$ (cm)	$\lambda_1$	Lcr(cm)	$\bar{\lambda}_z$	$\Phi$	$X_z$
		4,98	93,30	50,00	0,1076	0,4832	1,00
Μειωτικοί συντελεστές λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού							
ΔΙΑΤΟΜΗ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ:	HEA 200	$I_T$ (cm <sup>4</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	L (cm)		
		20,43	105580,00	1340,00	50,00		
		k	kw	$\psi$	C1	C2	C3
		1,00	1,00	1,00	1,000	0,000	1,000
		za (cm)	zs (cm)	zg (cm)	zj (cm)		
			K.B. = K.Δ	zg=za-zs	διατομή διπλής		
		0,00	0,00	0,00	0,00		
		G (kN/cm <sup>2</sup> )	E (kN/cm <sup>2</sup> )				
		8077,00	21000,00				
		Mcr (kNcm)	995356,37				
		ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού $\bar{\lambda}_{LT}$	0,1006				
		$\Phi_{LT}$ :	0,4946				
		μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	1,0000				

Σχήμα 6.23. Πεδίο υπολογισμού συντελεστών καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κεφαλοδοκού

συντελεστές αλληλεπίδρασης (για ανοικτές διατομές)		
$C_{my}$	1,0000	
$k_{yy}$	1,0000	
$C_{mLT}$	1,0000	
$k_{zy}$	0,7076	

Σχήμα 6.24. Πεδίο υπολογισμού συντελεστών αλληλεπίδρασης για ανοικτές διατομές

Στη συνέχεια, στο πεδίο "Υποστύλωμα" (Σχήμα 6.25), υπολογίζονται οι μειωτικοί συντελεστές καμπτικού και στρεπτοκαμπτικού λυγισμού του υποστυλώματος.

Οι μειωτικοί συντελεστές καμπτικού λυγισμού  $\chi_y$ , εντός επιπέδου και  $\chi_z$ , εκτός επιπέδου, υπολογίζονται βάσει της Σχέσης 4.13, όπως και στις δοκούς παραπάνω.

Ο υπολογισμός του  $L_{cr}$  των υποστυλωμάτων του πολυώροφου κτιρίου, θεωρώντας για τα μέλη αυτά μεταθετά τα άκρα τους, βασίζεται στη Σχέση 4.15. (Σχέση E.7 του Παραρτήματος E του EC3).

Δίνεται η δυνατότητα επιλογής ανάλογα με το αν ο στύλος ανήκει στο ισόγειο ή σε κάποιον από τους άλλους ορόφους, στο αντίστοιχο πεδίο μωβ χρώματος.

Όταν οι δυσμενέστερες εντάσεις εμφανίζονται σε υποστύλωμα ισογείου όπως στη περίπτωση του κτιρίου της μελέτης αυτής, ο συντελεστής  $\eta_2$  ισούται με 0, δεδομένου ότι οι εδράσεις των στύλων σε αυτή τη διεύθυνση έχουν ληφθεί σαν πακτώσεις.

Για τα υποστυλώματα, θεωρούμε ότι δεν υπάρχουν εξασφαλίσεις κατά μήκος της διατομής ως προς τον ασθενή άξονα γι'αυτό, το ισοδύναμο μήκος λυγισμού εκτός επιπέδου  $L_{cr}$  ισούται με το μήκος τους. Επίσης όπως και στις δοκούς, γίνεται παραδοχή ότι σε όλο το μήκος των διατομών οι ροπές είναι ομοιόμορφες υπέρ της ασφάλειας, δηλαδή  $\psi=1$ .

Στη συνέχεια γίνεται υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού  $\chi_{LT}$ , βάσει της Σχέσης 4.14.

Τέλος γίνεται υπολογισμός των συντελεστών αλληλεπίδρασης  $k_{yy}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  σύμφωνα με το Πίνακα 4.7, θεωρώντας ότι τα υποστυλώματα είναι στρεπτικά ευαίσθητα. Ο υπολογισμός των τεσσάρων συντελεστών γίνεται γιατί στα υποστυλώματα εμφανίζονται ροπές στις δυο διευθύνσεις, οι οποίες υπεισέρχονται στον έλεγχο της αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης, στη καρτέλα "Υποστύλωμα".

Υποσύλωμα							
Μειωτικός συντελεστής λόγω καμπτικού λυγισμού							
<b>Στύλος Ισογείου</b>							
λυγισμός ως προς y ----- λυγισμός <b>εντός</b> επιπέδου							
<b>ΔΙΑΤΟΜΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ:</b>	<b>HEB 360</b>	$i_y$ (cm)	$\lambda_1$	$L_{cr}$ (cm)	$\bar{\lambda}_y$	$\Phi$	$\chi_y$
		15,50	75,91	543,70	0,4621	0,6513	<b>0,901</b>
		$K_c$ (cm <sup>3</sup> )	$K_{11}$ (cm <sup>3</sup> )	$K_{12}$ (cm <sup>3</sup> )	$K_{21}$ (cm <sup>3</sup> )	$K_{22}$ (cm <sup>3</sup> )	
		143,97	9,02	9,02	0,00	0,00	
		κόλωνες					
		$K_1$ (cm <sup>3</sup> )	$K_2$ (cm <sup>3</sup> )				
		143,97	0,00				
		$\eta_1$	$\eta_2$				
		0,94	0,00				
λυγισμός ως προς z ----- λυγισμός <b>εκτός</b> επιπέδου							
<b>ΔΙΑΤΟΜΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ:</b>	<b>HEB 360</b>	$i_z$ (cm)	$\lambda_1$	$L_{cr}$ (cm)	$\bar{\lambda}_z$	$\Phi$	$\chi_z$
		7,49	75,91	300,00	0,5276	0,7195	<b>0,827</b>
Μειωτικοί συντελεστές λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού							
<b>ΔΙΑΤΟΜΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ:</b>	<b>HEB 360</b>	$I_r$ (cm <sup>4</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$L$ (cm)		
		297,93	2829300,00	10140,00	300,00		
		$k$	$kw$	$\psi$	$C1$	$C2$	$C3$
		1,00	1,00	1,00	1,000	0,000	1,000
		$z_a$ (cm)	$z_s$ (cm)	$z_g$ (cm)	$z_j$ (cm)	διατομή διπλής συμμετρίας	
			K.B. = K.Δ	$z_g = z_a - z_s$			
		0,00	0,00	0,00	0,00		
		$G$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$E$ (kN/cm <sup>2</sup> )				
		8077,00	21000,00				
		$M_{cr}$ (kNcm)	<b>456444,83</b>				
ανηγγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού $\bar{\lambda}_{LT}$ :		0,4568					
		$\Phi_{LT}$ : 0,6313					
μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού $\chi_{LT}$ :		<b>0,937</b>					
συντελεστές αλληλεπίδρασης (για ανοικτές διατομές)							
	$C_{my}$	1,00					
	$k_{yy}$	<b>1,0951</b>					
	$C_{mz}$	1,00					
	$k_{zz}$	<b>1,1798</b>					
	$C_{mLT}$	1,00					
	$k_{zy}$	<b>0,9722</b>					
	$k_{yz}$	<b>0,71</b>					

Σχήμα 6.25. Πεδίο υπολογισμού συντελεστών υποστυλωμάτων

### 6.2.5 Δοκός

Στη καρτέλα "Δοκός" γίνονται οι έλεγχοι του EC3 για το ζύγωμα του πλαισίου παραλαβής ροπής και για τη κεφαλοδοκό του ενισχυμένου πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας, σύμφωνα με τον αντισεισμικό σχεδιασμό του EC8. Η σειρά των ελέγχων που πραγματοποιούνται στις δοκούς αυτές, σε μια γενική περίπτωση (Σχήμα 5.37 και Σχήμα 5.40), αναφέρονται αναλυτικά στη παράγραφο 4.2.1. Επιγραμματικά είναι οι εξής:

#### 1.Επίδραση τέμνουσας στη πλαστική ροπή αντοχής

Η δοκός καταπονείται από καμπτική ροπή, αξονική δύναμη και τέμνουσα δύναμη. Αρχικά γίνεται έλεγχος για το αν η τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την αντοχή της διατομής, σύμφωνα με τη παράγραφο 6.2.6 του EC3, δηλαδή αν ισχύει η σχέση 4.1:

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

Εάν ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, τότε διαπιστώνεται αστοχία της διατομής και απαιτείται επιλογή μεγαλύτερης διατομής. Αν ο έλεγχος ικανοποιείται, πραγματοποιείται ο επόμενος, ο έλεγχος της επιρροής της τέμνουσας και της αξονικής στη πλαστική ροπή αντοχής σύμφωνα με τη σχέση 4.2:

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl, Rd}$$

Αν η απαίτηση αυτή ικανοποιείται, η επίδραση της τέμνουσας δύναμης στη πλαστική ροπή αντοχής αμελείται και στο πεδίο του συντελεστή  $\rho$  εισάγεται η τιμή 0. Στην αντίθετη περίπτωση υπολογίζεται ο συντελεστής  $\rho$  από τη σχέση 4.3 και η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, σύμφωνα με το τύπο

$$M_{pl,Rd} = [S_{κορμού} \times (1-\rho) + S_{πελμάτων}] \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

#### 2. Επίδραση αξονικής στη πλαστική ροπή αντοχής

Ελέγχεται η επιρροή της αξονικής στη ροπή αντοχής. Αρχικά εισάγονται η τιμή της δρώσας αξονικής και η πλαστική ροπή αντοχής. Πρώτα γίνεται έλεγχος της διατομής σε συνδυασμό αξονικής και τέμνουσας. Στη συνέχεια εξετάζεται αν ικανοποιείται η σχέση :

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 και 2}$$

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

$$N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Όταν ικανοποιούνται ταυτόχρονα οι δυο τελευταίες σχέσεις, χρησιμοποιείται η  $M_{pl,Rd}$ , όπως προέκυψε από τη παράγραφο 1 και δεν εισάγονται τιμές στα πεδία των συντελεστών  $\alpha$  και  $n$ . Διαφορετικά υπολογίζονται οι συντελεστές  $\alpha$  και  $n$  σύμφωνα με τις σχέσεις 4.7 και 4.8 και υπολογίζεται η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής  $M_{N,Rd}$  για τις ελατές αυτές διατομές I ή H, όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, από τις σχέσεις 4.9.

### Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης

Τα μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και αξονική θλίψη πρέπει να ικανοποιούν τις σχέσεις 4.10 και 4.11:

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

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

όπου οι συντελεστές  $\chi_y$ ,  $\chi_z$ ,  $\chi_{LT}$ ,  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$ , υπολογίστηκαν στη καρτέλα "Καμπτικός και Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός".

Εάν ικανοποιούνται οι δυο τελευταίες σχέσεις, τότε η διατομή που έχει επιλεγεί, επαρκεί.

Στο πίνακα του φύλλου EXCEL "Έλεγχος ζυγώματος" (Σχήμα 6.26), ακολουθείται για τη διατομή του ζυγώματος γενικής περίπτωσης, η σειρά των ελέγχων που περιγράφηκαν, με χρήση των εντατικών μεγεθών από τους πίνακες της καρτέλας "Στατική Επίλυση"  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,y}$ ,  $M_{Ed,z}$  για το δυσμενέστερο συνδυασμό και του  $V_{Ed}$ , που προέκυψε από τη Σχέση (6.4).

<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ</b>		
Διατομή που επιλέγεται	HEA 220	
Εντατικά μεγέθη αντοχής της διατομής		Οι παρακάτω έλεγχοι γίνονται για διατομές κατηγορίας 1 και 2
<b>N<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	1511,05	
<b>V<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	279,90	
<b>M<sub>pl,Rd</sub> (kNm)</b>	133,48	
<b>S<sub>κορμού</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	40,43	
<b>S<sub>πελάτων</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	481,58	
<b>A) Επίδραση τέμνουσας στην πλαστική ροπή αντοχής</b>		
V <sub>Ed</sub> (kN)	108,13	[V <sub>Ed</sub> =V <sub>Ed,G</sub> + V <sub>Ed,M</sub> ]
V <sub>Ed</sub> /V <sub>pl,Rd</sub>	0,39	
έλεγχος V <sub>Ed</sub> ≤V <sub>pl,Rd</sub>	Η τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την αντοχή της διατομής...προχωράμε στον υπολογισμό της απομειωμένης ροπής αντοχής της διατομής	
ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ?	ΟΧΙ	
έλεγχος V <sub>Ed</sub> ≤0,5*V <sub>pl,Rd</sub>	Η επίδραση της τέμνουσας δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής αμελείται	
ρ	0,00	
<b>M<sub>pl,Rd</sub> (kNm)</b>	133,48	
<b>B) Επίδραση αξονικής στην πλαστική ροπή αντοχής</b>		
N <sub>Ed</sub> (kN)	0,00	
N <sub>pl,Rd</sub> (kN)	1511,05	
N <sub>Ed</sub> /N <sub>pl,Rd</sub>	0,00	
έλεγχος N <sub>Ed</sub> ≤N <sub>pl,Rd</sub>	Η αξονική σχεδιασμού σε συνδυασμό με την τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την αντοχή της διατομής... προχωράμε στον υπολογισμό της απομειωμένης ροπής αντοχής της διατομής	
ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ?	ΟΧΙ	
έλεγχος N <sub>Ed</sub> ≤0,15*N <sub>pl,Rd</sub>	Ικανοποίηση Ελέγχου	
έλεγχος N <sub>Ed</sub> ≤0,5*(h <sub>w</sub> *t <sub>w</sub> *f <sub>y</sub> )/γ <sub>M0</sub>	Ικανοποίηση Ελέγχου	
<b>Τελικός Έλεγχος</b>	Η επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής αμελείται καθώς ικανοποιούνται ταυτόχρονα οι παραπάνω έλεγχοι	

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7\_Αποτελέσματα ανάλυσης- Διαστασιολόγηση

<b>n</b>		
<b>a</b>		
έλεγχος $a \leq 0,5$		
<b>M<sub>N,Rd</sub> (kNm)</b>	133,48	
<b>M<sub>Ed</sub> (kNm)</b>	123,96	
<b>έλεγχος <math>M_{Ed}/M_{N,Rd} \leq 1</math></b>	0,93	<b>Ικανοποίηση Ελέγχου</b>
<b>Γ) Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης</b>		
<b>M<sub>Rk,y</sub> (kNm)</b>	133,48	
<b>N<sub>Rk</sub> (kN)</b>	1511,05	
<b>M<sub>Ed,y</sub> (kNm)</b>	123,96	
<b>N<sub>Ed</sub> (kN)</b>	0,00	
$\frac{N_{Ed}}{X_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$	0,93	<b>Ικανοποίηση ελέγχου</b>
$\frac{N_{Ed}}{X_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$	0,65	<b>Ικανοποίηση ελέγχου</b>
<b>Τελικός Έλεγχος</b>	<b>Ικανοποίηση Ελέγχου έναντι Αλληλεπίδρασης Κάμψης και Αξονικής Θλίψης</b>	

Σχήμα 6.26. Πίνακας πεδίων γενικής περίπτωσης διαστασιολόγησης ζυγώματος

Ειδικότερα, στη περίπτωση παρουσίας οριζόντιου διαφράγματος, όπου  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,z} = 0$ , οι έλεγχοι της διατομής του ζυγώματος περιορίζονται στο συνδυασμένο έλεγχο σε τέμνουσα και κάμψη που παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.27.

<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ</b>	
Διατομή που επιλέγεται	<b>HEA 220</b>
Οι παρακάτω έλεγχοι γίνονται για διατομές κατηγορίας 1 και 2	
Εντατικά μεγέθη αντοχής της διατομής	
<b>N<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	1511,05
<b>V<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	279,90
<b>M<sub>pl,Rd</sub> (kNm)</b>	133,48
<b>S<sub>κορμού</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	40,43
<b>S<sub>πελμάτων</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	481,58
<b>A) Επίδραση τέμνουσας στην πλαστική ροπή αντοχής</b>	
V <sub>Ed</sub> (kN)	108,13
V <sub>Ed</sub> /V <sub>pl,Rd</sub>	0,39
[V <sub>Ed</sub> =V <sub>Ed,G</sub> + V <sub>Ed,M</sub> ]	
έλεγχος V <sub>Ed</sub> ≤ V <sub>pl,Rd</sub>	Η τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την αντοχή της διατομής...προχωράμε στον υπολογισμό της απομειωμένης ροπής αντοχής της διατομής
ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ?	ΟΧΙ
έλεγχος V <sub>Ed</sub> ≤ 0,5 * V <sub>pl,Rd</sub>	Η επίδραση της τέμνουσας δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής αμελείται
ρ	0,00
<b>M<sub>pl,Rd</sub> (kNm)</b>	<b>133,48</b>
<b>B) Έλεγχος σε συνδυασμό τέμνουσας και κάμψης</b>	
M <sub>Ed</sub> (kN)	123,96
M <sub>Ed</sub> /M <sub>pl,Rd</sub>	0,93
<b>Έλεγχος M<sub>Ed</sub> /M<sub>pl,Rd</sub> ≤ 1</b>	<b>Ικανοποίηση Ελέγχου</b>

Σχήμα 6.27. Πίνακας πεδίων διαστασιολόγησης ζυγώματος, κτιρίου που διαθέτει διάφραγμα (N, M<sub>z</sub> = 0)

Στο πίνακα του φύλλου EXCEL "Έλεγχος κεφαλοδοκού" (Σχήμα 6.28), ακολουθείται για τη διατομή του κεφαλοδοκού γενικής περίπτωσης, η σειρά των ελέγχων δοκού που περιγράφηκαν, με χρήση των εντατικών μεγεθών από τους πίνακες της καρτέλας "Στατική Επίλυση" V<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed,y</sub>, M<sub>Ed,z</sub> για το δυσμενέστερο συνδυασμό. Η δρώσα αξονική N<sub>Ed</sub>, που εισάγεται στους



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7\_Αποτελέσματα ανάλυσης- Διαστασιολόγηση

ελέγχους της κεφαλοδοκού του ενισχυμένου με συνδέσμους πλαισίου, είναι η ικανοτικά επαυξημένη αξονική ένταση που προέκυψε από τη Σχέση 6.4.

<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΥ</b>			
Διατομή που επιλέγεται	<b>HEA 200</b>		
Εντατικά μεγέθη ανοχής της διατομής		Οι παρακάτω έλεγχοι γίνονται για διατομές κατηγορίας 1 και 2	
<b>N<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	1511,05		
<b>V<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	279,90		
<b>M<sub>pl,Rd</sub> (kNm)</b>	133,48		
<b>S<sub>κορμού</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	40,43		
<b>S<sub>πελάτων</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	481,58		
<b>A) Επίδραση τέμνουσας στην πλαστική ροπή ανοχής</b>			
V <sub>Ed</sub> (kN)	0,60		
V <sub>Ed</sub> /V <sub>pl,Rd</sub>	0,00		
έλεγχος V <sub>Ed</sub> ≤V <sub>pl,Rd</sub>	Η τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την ανοχή της διατομής...προχωράμε στον υπολογισμό της απομειωμένης ροπής ανοχής της διατομής		
ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ?	ΟΧΙ		
έλεγχος V <sub>Ed</sub> ≤0,5*V <sub>pl,Rd</sub>	Η επίδραση της τέμνουσας δύναμης στην πλαστική ροπή ανοχής αμελείται		
ρ	0,00		
<b>M<sub>pl,Rd</sub> (kNm)</b>	133,48		
<b>B) Επίδραση αξονικής στην πλαστική ροπή ανοχής</b>			
N <sub>Ed</sub> =N <sub>Ed,G</sub> +1,1*γ <sub>ov</sub> *Ω <sub>2</sub> *N <sub>Ed,E</sub>		<b>Ικανοτικός Συντελεστής</b>	2,28
N <sub>Ed</sub> (kN)	0,00		
N <sub>pl,Rd</sub> (kN)	1511,05		
N <sub>Ed</sub> /N <sub>pl,Rd</sub>	0,00		
έλεγχος N <sub>Ed</sub> ≤N <sub>pl,Rd</sub>	Η αξονική σχεδιασμού σε συνδυασμό με την τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την ανοχή της διατομής...προχωράμε στον υπολογισμό της απομειωμένης ροπής ανοχής της διατομής		
ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ?	ΟΧΙ		
έλεγχος N <sub>Ed</sub> ≤0,15*N <sub>pl,Rd</sub>	Ικανοποίηση Ελέγχου		
έλεγχος	Ικανοποίηση Ελέγχου		

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7\_Αποτελέσματα ανάλυσης- Διαστασιολόγηση

$N_{Ed} \leq 0,5 \cdot (h_w \cdot t_w \cdot f_y) / \gamma_{M0}$		
<b>Τελικός Έλεγχος</b>	Η επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή ανοχής αμελείται καθώς ικανοποιούνται ταυτόχρονα οι παραπάνω έλεγχοι	
n		
a		
έλεγχος $a \leq 0,5$		
<b><math>M_{N,Rd}</math> (kNm)</b>	133,48	
<b><math>M_{Ed}</math> (kNm)</b>	0,00	
<b>έλεγχος <math>M_{Ed}/M_{N,Rd} \leq 1</math></b>	0,00	Ικανοποίηση Ελέγχου
<b>Γ) Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης</b>		
<b><math>M_{Rk,y}</math> (kNm)</b>	133,48	
<b><math>N_{Rk}</math> (kN)</b>	1511,05	
<b><math>M_{Ed,y}</math> (kNm)</b>	0,00	
<b><math>N_{Ed}</math> (kN)</b>	0,00	
$\frac{N_{Ed}}{X_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}$	0,00	Ικανοποίηση ελέγχου
$\frac{N_{Ed}}{X_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}$	0,00	Ικανοποίηση ελέγχου
<b>Τελικός Έλεγχος</b>	Ικανοποίηση Ελέγχου έναντι Αλληλεπίδρασης Κάμψης και Αξονικής Θλίψης	

Σχήμα 6.28. Πίνακας πεδίων γενικής περίπτωσης διαστασιολόγησης κεφαλοδοκού

Ειδικότερα, στη περίπτωση παρουσίας οριζόντιου διαφράγματος, όπου  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed,z} = 0$ , οι έλεγχοι της διατομής της κεφαλοδοκού περιορίζονται στο συνδυασμένο έλεγχο σε τέμνουσα και κάμψη, όπως και στη περίπτωση του ζυγώματος (Σχήμα 6.29).

<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΥ</b>	
Διατομή που επιλέγεται	<b>HEA 200</b>
<p>Εντατικά μεγέθη αντοχής της διατομής</p> <p>Οι παρακάτω έλεγχοι γίνονται για διατομές κατηγορίας 1 και 2</p>	
<b>N<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	1511,05
<b>V<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	279,90
<b>M<sub>pl,Rd</sub> (kNm)</b>	133,48
<b>S<sub>κορμού</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	40,43
<b>S<sub>πελμάτων</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	481,58
<b>A) Επίδραση τέμνουσας στην πλαστική ροπή αντοχής</b>	
V <sub>Ed</sub> (kN)	0,60
V <sub>Ed</sub> /V <sub>pl,Rd</sub>	0,00
έλεγχος V <sub>Ed</sub> ≤ V <sub>pl,Rd</sub>	Η τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την αντοχή της διατομής...προχωράμε στον υπολογισμό της απομειωμένης ροπής αντοχής της διατομής
ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ?	ΟΧΙ
έλεγχος V <sub>Ed</sub> ≤ 0,5*V <sub>pl,Rd</sub>	Η επίδραση της τέμνουσας δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής αμελείται
ρ	0,00
<b>M<sub>pl,Rd</sub> (kNm)</b>	133,48
<b>B) Έλεγχος σε συνδυασμό τέμνουσας και κάμψης</b>	
M <sub>Ed</sub> (kN)	56,62
M <sub>Ed</sub> /M <sub>pl,Rd</sub>	0,42
<b>Έλεγχος M<sub>Ed</sub> /M<sub>pl,Rd</sub> ≤ 1</b>	<b>Ικανοποίηση Ελέγχου</b>

Σχήμα 6.29. Πίνακας πεδίων διαστασιολόγησης κεφαλοδοκού, κτιρίου που διαθέτει διάφραγμα (N, M<sub>z</sub> = 0)

### 6.2.6 Υποσύλωμα

Στη καρτέλα "Υποσύλωμα" που παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.30, πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι του υποστυλώματος για τη διατομή που επιλέγεται, οι οποίοι ακολουθούν τη σειρά ελέγχων της δοκού γενικής περίπτωσης που περιγράφηκαν στη προηγούμενη ενότητα.

Αρχικά εμφανίζεται ο ικανοτικός συντελεστής πλαισίου ροπής, που υπολογίστηκε στη καρτέλα "Ικανοτικός Συντελεστής" για τη διαστασιολόγηση των μη πλάστιμων μελών. Τα δρώντα εντατικά μεγέθη  $V_{Ed}$  και  $M_{Ed,y}$  που εισάγονται από τη καρτέλα "Στατική Επίλυση", πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή αυτό και προκύπτουν βάσει των Σχέσεων, τα μεγέθη με τα οποία γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι.

Ο μεγαλύτερος συντελεστής μεταξύ του ικανοτικού συντελεστή για πλαίσιο παραλαβής ροπής και πλαίσιο ενισχυμένο με συνδέσμους δυσκαμψίας (στο πεδίο "max ικανοτικός συντελεστής"), επιλέγεται από τη καρτέλα "Ικανοτικός Συντελεστής" για την επαύξηση της δρώσας ροπής  $N_{Ed}$ , βάσει της Σχέσης 6.1.

<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ</b>					
<b>Διατομή που επιλέγεται</b>	<b>HEB 360</b>				
<b>Ικανοτικός Συντελεστής πλαισίου ροπής</b>	2,05				
<b>Max Ικανοτικός Συντελεστής</b>	2,28				
$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{max} * N_{Ed,E}$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_1 * V_{Ed,E}$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_1 * M_{Ed,E}$					
<b><math>N_{Ed}</math> (kN)</b>	2099,38				
<b><math>V_{Ed}</math> (kN)</b>	67,95				
<b><math>M_{Ed,y}</math> (kNm)</b>	153,88				
<b><math>M_{Ed,z}</math> (kNm)</b>	4,81				
<b>Μεγέθη αντοχής της διατομής</b>					
<b><math>N_{pl,Rd}</math> (kN)</b>	6425,50				
<b><math>V_{pl,Rd}</math> (kN)</b>	1249,48				
<b><math>M_{pl,Rd}</math> (kNm)</b>	952,47				
<b>[Οι παρακάτω έλεγχοι γίνονται για διατομές κατηγορίας 1 και 2]</b>					
<table border="1"> <tr> <td><b><math>S_{κορμού}</math> (cm<sup>3</sup>)</b></td> <td style="text-align: center;">405,00</td> </tr> <tr> <td><b><math>S_{πελμάτων}</math> (cm<sup>3</sup>)</b></td> <td style="text-align: center;">2278,13</td> </tr> </table>		<b><math>S_{κορμού}</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	405,00	<b><math>S_{πελμάτων}</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	2278,13
<b><math>S_{κορμού}</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	405,00				
<b><math>S_{πελμάτων}</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	2278,13				

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7\_Αποτελέσματα ανάλυσης- Διαστασιολόγηση

<b>A) Επίδραση τέμνουσας στην πλαστική ροπή αντοχής</b>			
$V_{Ed}$ (kN)	67,95		
$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	0,05		
έλεγχος $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$	Η τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την αντοχή της διατομής...προχωράμε στον υπολογισμό της απομειωμένης ροπής αντοχής της διατομής		
ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ?	ΌΧΙ		
έλεγχος $V_{Ed} \leq 0,5 * V_{pl,Rd}$	Η επίδραση της τέμνουσας δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής αμελείται		
$\rho$	0		
$M_{pl,Rd}$ (kNm)	952,47		
<b>B) Επίδραση αξονικής στην πλαστική ροπή αντοχής</b>			
$N_{Ed}$ (kN)	2099,38		
$N_{pl,Rd}$ (kN)	6425,50		
$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$	0,33		
έλεγχος $N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	Η αξονική σχεδιασμού σε συνδυασμό με την τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την αντοχή της διατομής...προχωράμε στον υπολογισμό της απομειωμένης ροπής αντοχής της διατομής		
ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ?	ΌΧΙ		
έλεγχος $N_{Ed} \leq 0,25 * N_{pl,Rd}$	Ο έλεγχος δεν Ικανοποιείται		
έλεγχος $N_{Ed} \leq 0,5 * (h_w * t_w * f_y) / \gamma_{M0}$	Ο έλεγχος δεν Ικανοποιείται		
<b>Τελικός Έλεγχος</b>	Η επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής πρέπει να ληφθεί υπόψη		
$n$	0,33		
$a$	0,25		
έλεγχος $a \leq 0,5$	Ικανοποίηση Ελέγχου		
$M_{N,Rd}$ (kNm)	734,62		
$M_{Ed,y}$ (kNm)	153,88		
έλεγχος $M_{Ed} / M_{N,Rd} \leq 1$	0,21	Ικανοποίηση Ελέγχου	
<b>Γ) Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης</b>			
$M_{Rk,y}$ (kNm)	952,47	$M_{Rk,z}$ (kNm)	366,36
$N_{Rk}$ (kN)	6425,50		
$M_{Ed,y}$ (kNm)	153,88	$M_{Ed,z}$ (kNm)	4,81
$N_{Ed}$ (kN)	2099,38		

$\frac{N_{Ed}}{X_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$	0,56	$\leq 1$	Ικανοποίηση ελέγχου
$\frac{N_{Ed}}{X_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$	0,58	$\leq 1$	Ικανοποίηση ελέγχου
<b>Τελικός Έλεγχος</b>	Ικανοποίηση Ελέγχου έναντι Αλληλεπίδρασης Κάμψης και Αξονικής Θλίψης		

Σχήμα 6.30. Πίνακας πεδίων διαστασιολόγησης υποστυλώματος

### 6.2.7 Σύνδεσμος Δυσκαμψίας

Στη καρτέλα "Σύνδεσμος" γίνονται οι έλεγχοι της διατομής συνδέσμου δυσκαμψίας που έχει επιλεγεί λαμβάνοντας υπόψη τις παραδοχές που θεωρήθηκαν στη 6.1 παράγραφο.

Αρχικά γίνεται ο έλεγχος σε εφελκυσμό σύμφωνα με τη σχέση της παραγράφου 6.2.3 του EC3,

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} \quad (6.6)$$

Στη συνέχεια, σύμφωνα και πάλι με τις παραδοχές, γίνεται έλεγχος ανηγμένης λυγηρότητας εντός και εκτός επιπέδου κατά τη σχέση  $1.3 \leq \lambda \leq 2.0$ .

<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ</b>						
Διατομή που επιλέγεται	<b>120 x 120 x 5</b>	Όροφοι κτιρίου	4,00			
Αντοχή της διατομής σε εφελκυσμό						
<b>N<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	534,16					
Εφελκυστική Δύναμη Σχεδιασμού						
<b>N<sub>Ed</sub>(kN)</b>	322,26					
<b>1 )Έλεγχος σε Εφελκυσμό</b>						
N <sub>Ed</sub> /N <sub>pl,Rd</sub>	0,60					
έλεγχος N <sub>Ed</sub> ≤N <sub>pl,Rd</sub>	<b>Ικανοποίηση Ελέγχου</b>					
<b>2) Έλεγχος Ανηγμένης Λυγηρότητας</b>						
Συντελεστές Ισοδύναμου Μήκους						
Εντός επιπέδου	1					
Εκτός επιπέδου	1					
Λυγισμός ως προς z_ εντός πλαισίου	<b>120 x 120 x 5</b>	<b>i<sub>z</sub> (cm)</b>	<b>λ<sub>1</sub></b>	<b>L<sub>cr</sub></b>	$\bar{\lambda}_z$	Έλεγχος
<b>ΔΙΑΤΟΜΗ ΧΙΑΣΤΙ:</b>		4,68	75,91	670,82	1,89	<b>ΔΕΚΤΗ ΤΙΜΗ λ</b>
		<b>i<sub>y</sub> (cm)</b>	<b>λ<sub>2</sub></b>	<b>L<sub>cr</sub></b>	$\bar{\lambda}_y$	Έλεγχος
Λυγισμός ως προς y_ εκτός πλαισίου		4,68	75,91	670,82	1,89	<b>ΔΕΚΤΗ ΤΙΜΗ λ</b>
Σημειώσεις:						
1) Σύμφωνα με τον EC8 (§6.7.3 (4)) εάν η κατασκευή διαθέτει έως και δύο ορόφους δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στην ανηγμένη λυγηρότητα.						
2) Ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού αναφέρεται σε ολόκληρη την διαγώνιο.						
3) Οι διατομές των διαγωνίων είναι κατάλληλα προσανατολισμένες ώστε οι ασθενείς άξονες να ενεργοποιούνται για φορτία εντός του επιπέδου του πλαισίου του συνδέσμου.						

Σχήμα 6.31. Πίνακας πεδίων διαστασιολόγησης συνδέσμου δυσκαμψίας

## 7.1 Αποτελέσματα ανάλυσης

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης για κάποια χαρακτηριστικά μεγέθη του κτιρίου, του συντελεστή ευαισθησίας, της γωνιακής παραμόρφωσης και των ιδιομορφών, για τα οποία ο EC8 επιβάλλει ελέγχους και περιορισμούς που επηρεάζουν τη διαστασιολόγηση του φορέα που πραγματοποιείται στη συνέχεια. Τα επιμέρους στοιχεία από τα οποία προκύπτουν ο συντελεστής ευαισθησίας και η γωνιακή παραμόρφωση που σχετίζονται με τις εντάσεις του κτιρίου όπως επίσης και εκείνα των ιδιομορφών (δρώσες μάζες), υπολογίζονται με το πρόγραμμα ETABS.

Οι έλεγχοι αυτοί γίνονται για διατομές που προέκυψαν από μια αρχική διαστασιολόγηση του κτιρίου και οι οποίες φαίνονται στο Πίνακα 7.1 που ακολουθεί. Σημειώνεται ότι έχει επιλεγθεί τυποποίηση των διατομών σε κάθε ομάδα μελών για λόγους ταχύτητας της κατασκευής και οικονομίας.

<b>Πίνακας διατομών (αρχική διαστασιολόγηση)</b>	
<b>Υποστυλώματα</b>	<b>HEB 360</b>
<b>Δοκοί ζυγώματος</b>	<b>HEA 220</b>
<b>Κεφαλοδοκοί</b>	<b>HEA 200</b>
<b>Τεγίδες</b>	<b>HEA 200</b>
<b>Σύνδεσμοι δυσκαμψίας</b>	<b>SHS 12x12x5</b>

Πίνακας 7.1. Διατομές αρχικής διαστασιολόγησης

### 7.1.1 Έλεγχος επιρροών 2ας τάξεως

Σύμφωνα με τη παράγραφο 4.4.2.2(2) του EC8, δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα 2ας τάξεως (ή φαινόμενα P-Δ), εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους :



$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0.10$$

όπου

$\theta$  : ο συντελεστής ευαισθησίας για σχετική μετακίνηση των ορόφων

$P_{\text{tot}}$  : η συνολική κατακόρυφη δύναμη από τα φορτία βαρύτητας στο συγκεκριμένο όροφο, από τους άνωθεν ορόφους, στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$V_{\text{tot}}$  : η συνολική τέμνουσα του ορόφου υπό το σεισμό σχεδιασμού

$h$  : το ύψος μεταξύ των ορόφων

$d_r$  : η σχετική μετακίνηση των ορόφων σχεδιασμού, υπολογιζόμενη ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  στη κορυφή και τη βάση του συγκεκριμένου ορόφου. Οι μετακινήσεις  $d_s$  υπολογίζονται σύμφωνα με τη παράγραφο 4.3.4 του EC8 :  $d_s = q \cdot d_e$

όπου

$q$  : ο συντελεστής συμπεριφοράς

$d_e$  : οι μετατοπίσεις που προκύπτουν από την ελαστική-γραμμική σεισμική ανάλυση (οι τιμές diaphragm drifts του προγράμματος ETABS)

Αν  $0.1 < \theta \leq 0.2$ , τα φαινόμενα 2ας τάξεως μπορούν να λαμβάνονται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας όλα τα εντατικά μεγέθη με το συντελεστή  $1/(1-\theta)$ .

Η ανώτατη επιτρεπόμενη τιμή του συντελεστή  $\theta$  είναι 0.3.

Τα αποτελέσματα των τιμών  $\theta_x$  και  $\theta_y$  του κτιρίου παρουσιάζονται στο Πίνακα 7.2 και προκύπτουν από την ανάλυση με το πρόγραμμα ETABS για τους σεισμικούς συνδυασμούς  $F_1$  ( $G+0.3Q+E_x+0.3E_y$ ) και  $F_2$  ( $G+0.3Q+E_y+0.3E_x$ ) αντίστοιχα, που είναι οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τη κάθε διεύθυνση.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς για το συγκεκριμένο κτίριο,  $q = 4$ , πολλαπλασιάζεται με 0.8 λόγω της μη κανονικής διάταξής του, σύμφωνα με τη παράγραφο 3.1.6.

Από τα αποτελέσματα που φαίνονται στο Πίνακα 7.2, προκύπτει ότι οι μέγιστες τιμές του  $\theta$  για τις δυο διευθύνσεις είναι μικρότερες από τη τιμή 0.1, οπότε η επίδραση των φαινομένων 2ας τάξεως μπορεί να παραληφθεί.

Στην αντίθετη περίπτωση, θα πρέπει να ενεργοποιηθεί η λειτουργία "Include P-Delta" του προγράμματος ETABS κατά το καθορισμό των παραμέτρων της ανάλυσης (εντολή "Set Analysis Options"), ώστε να ληφθούν υπόψη τα φαινόμενα 2ας τάξεως.

Σεισμική δράση x_Σεισμικός συνδυασμός F1						
		STORY 1	STORY 2	STORY 3	STORY 4	
<b>θx</b>	$\frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	0,019	0,015	0,009	0,006	θ<0,1
Σεισμική δράση γ_Σεισμικός συνδυασμός F2						
		STORY 1	STORY 2	STORY 3	STORY 4	
<b>θy</b>	$\frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	0,055	0,086	0,071	0,038	θ<0,1

Πίνακας 7.2. Τιμές συντελεστή ευαισθησίας του φορέα αρχικής διαστασιολόγησης

### 7.1.2 Έλεγχος γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων

Ο έλεγχος που δίνει το όριο της γωνιακής παραμόρφωσης, για κτίρια που έχουν ευαίσθητα μη φέροντα στοιχεία, σύμφωνα με τη Παράγραφο 4.4.3.2. του EC8,  $d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$ , μετατρέπεται σε  $q \cdot d_e \cdot v \leq 0.05 \cdot h$  ή  $(q \cdot d_e \cdot v) / h \leq 0.005$ .

Το κτίριο είναι κατηγορίας σπουδαιότητας II κατά EC8, οπότε σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ο συντελεστής μείωσης για μετακινήσεις στην οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών,  $v$ , είναι ίσος με 0.5.

Οι τιμές γωνιακής παραμόρφωσης που προκύπτουν από το πολλαπλασιασμό του μειωμένου συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  και των μετακινήσεων (diaphragm drifts), διαιρεμένες με το ύψος του κάθε ορόφου  $h$ , φαίνονται στο Πίνακα 7.3. Από τις τιμές αυτές προκύπτει ότι η γωνιακή παραμόρφωση για τις δυο διευθύνσεις, για τους αντίστοιχους σεισμικούς συνδυασμούς σχεδιασμού, είναι μικρότερες από τη τιμή 0.005, οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

Σεισμική δράση x_Σεισμικός συνδυασμός F1						
		STORY 1	STORY 2	STORY 3	STORY 4	
<b>γx</b>	$v \cdot q \cdot \frac{de}{h}$	0,0011	0,0011	0,0007	0,0005	<0,005
Σεισμική δράση y_Σεισμικός συνδυασμός F2						
		STORY 1	STORY 2	STORY 3	STORY 4	
<b>γy</b>	$v \cdot q \cdot \frac{de}{h}$	0,002	0,004	0,004	0,003	<0,005

Πίνακας 7.3. Τιμές γωνιακής παραμόρφωσης κατασκευής για το φορέα αρχικής διαστασιολόγησης

### 7.1.3 Ιδιομορφές

Σύμφωνα με τη παράγραφο 4.3.3.3 του EC 8, λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών που συμβάλουν στη συνολική απόκριση του κτιρίου. Τα κριτήρια επιλογής των ιδιομορφών που θέτει ο κανονισμός, είναι

α) ότι το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη πρέπει να αποτελεί τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής και

β) η επιμέρους μάζα κάθε ιδιομορφής που λαμβάνεται υπόψη πρέπει να αποτελεί το 5% της συνολικής μάζας.

Επιπλέον για τις περιπτώσεις όπου δεν εκπληρώνονται οι παραπάνω απαιτήσεις, ο ελάχιστος αριθμός k, ιδιομορφών που λαμβάνεται υπόψη πρέπει να ικανοποιεί τις παρακάτω προϋποθέσεις:

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

και

$$T_k \geq 0.20\text{sec}$$

όπου

k, ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

n, ο αριθμός των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή πάνω από άκαμπτο υπόγειο

T<sub>k</sub>, η ιδιοπερίοδος της ιδιομορφής k.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης του κτιρίου ως προς την ιδιοπερίοδο και τις δρώσεις μάζες των ιδιομορφών του, φαίνονται στο Πίνακα 7.4.

ΙΔΙΟΜΟΡΦΗ	ΠΕΡΙΟΔΟΣ	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,86	0,00	75,32	0,00	75,32
2	0,47	17,16	0,00	17,16	75,32
3	0,37	71,00	0,00	88,16	75,32
4	0,24	0,00	14,63	88,16	89,95
5	0,14	3,85	0,00	92,01	89,95
6	0,12	6,07	0,00	98,08	89,95
7	0,12	0,00	7,00	98,08	96,95
8	0,09	0,23	0,00	98,31	96,95
9	0,08	1,45	0,00	99,75	96,95
10	0,07	0,00	3,05	99,75	100,00
11	0,07	0,08	0,00	99,84	100,00
12	0,06	0,16	0,00	100,00	100,00

Πίνακας 7.4. Τιμές ιδιοπεριόδων και δρώσων μαζών ιδιομορφών

Από τα στοιχεία του πίνακα, αξίζει να σημειωθούν τα εξής:

Το 90% του ποσοστού της συνολικής μάζας συμπληρώνεται αρκετά σύντομα, από τις πρώτες 7 ιδιομορφές : μετά τη 5<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά x, (επιτυγχάνεται ποσοστό 92% της συνολικής μάζας), ενώ μετά την 7<sup>η</sup> ιδιομορφή κατά y, (συμπληρώνεται το 96% των δρώσων ιδιομορφικών μαζών).

Από αυτές, 6 ιδιομορφές εμφανίζουν δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής, 3 κατά x και 3 κατά y.

Επιπλέον προκύπτει ότι το κριτήριο που αφορά τις ιδιοπεριόδους των ιδιομορφών,  $T_k \geq 0.20\text{sec}$ , ικανοποιείται μόνο για τις 4 πρώτες ιδιομορφές.

## 7.2 Αποτελέσματα διαστασιολόγησης με χρήση προγράμματος Excel

Μετά τον έλεγχο των αντιπροσωπευτικών μεγεθών για την απόκριση του κτιρίου, ακολουθεί η παρουσίαση των αποτελεσμάτων της διαστασιολόγησης των μελών του φορέα βάσει των διατάξεων των EC3 και EC8 με τη βοήθεια του φύλλου Excel που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 6.

### 7.2.1 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Η αποτίμηση των αποτελεσμάτων της διαστασιολόγησης ξεκινά από τη διατομή των υποστυλωμάτων, γιατί τα δομικά αυτά στοιχεία είναι και τα πιο καθοριστικά για τη συνολική συμπεριφορά του κτιρίου. Για διατομή υποστυλώματος ΗΕΒ 360 της αρχικής διαστασιολόγησης, η απόκριση του κτιρίου παρουσιάζει αποδεκτά αποτελέσματα ως προς τις τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης και του συντελεστή ευαισθησίας, σύμφωνα με τους πίνακες 7.2 και 7.3.

Για τη διαστασιολόγηση της διατομής, υπεισέρχονται τα επαυξημένα εντατικά μεγέθη τα οποία πολλαπλασιάζονται με τον ικανοτικό συντελεστή που προκύπτει από το πλαίσιο με συνδέσμους δυσκαμψίας εφόσον είναι ο μεγαλύτερος από τους δυο ικανοτικούς συντελεστές (Σχήμα 7.1)

<b>ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΡΟΠΗΣ</b>	
<b>Συντελεστής υπεραντοχής γον</b>	1,25
<b>Πολλαπλασιαστικός συντελεστής Ω<sub>1</sub></b>	1,49
<b>Ικανοτικός Συντελεστής</b>	2,05

<b>ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ</b>	
<b>Συντελεστής υπεραντοχής γον</b>	1,25
<b>Πολλαπλασιαστικός συντελεστής Ω<sub>2</sub></b>	1,66
<b>Ικανοτικός Συντελεστής</b>	<b>2,28</b>

Σχήμα 7.1. Επιλογή του max ικανοτικού συντελεστή για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων (από τη διεύθυνση των πλαισίων με συνδέσμους δυσκαμψίας)

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7\_Αποτελέσματα ανάλυσης- Διαστασιολόγηση

Ο λόγος του καθοριστικού ελέγχου συνδυασμού διαξονικής κάμψης και αξονικής θλίψης που προκύπτει από το φύλλο EXCEL (Σχήμα 7.2), που ισούται με 0.58, είναι αρκετά μικρότερος από τη μονάδα, γεγονός που οδηγεί στον έλεγχο μικρότερης διατομής υποστυλωμάτων.

Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης					
<b>M<sub>Rk,y</sub> (kNm)</b>	952,47	<b>M<sub>Rk,z</sub> (kNm)</b>	366,36		
<b>N<sub>Rk</sub> (kN)</b>	6425,50				
<b>M<sub>Ed,y</sub> (kNm)</b>	153,88	<b>M<sub>Ed,z</sub> (kNm)</b>	4,81		
<b>N<sub>Ed</sub> (kN)</b>	2099,38				
$\frac{N_{Ed}}{X_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$		0,56	≤1	Ικανοποίηση ελέγχου	
$\frac{N_{Ed}}{X_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$		<b>0,58</b>	≤1	Ικανοποίηση ελέγχου	
<b>Τελικός Έλεγχος</b>	Ικανοποίηση Ελέγχου έναντι Αλληλεπίδρασης Κάμψης και Αξονικής Θλίψης				

Σχήμα 7.2. Αποτελέσματα συνδυασμού ελέγχου διαξονικής κάμψης και αξονικής θλίψης για διατομή υποστυλωμάτων HEB360

Με κριτήριο την εξασφάλιση σε ικανοποιητικό βαθμό των ελέγχων γωνιακής παραμόρφωσης και συντελεστή ευαισθησίας, επιλέγεται η διατομή HEB 340, η οποία έχει όμως σαν αποτέλεσμα την αστοχία των δοκών του ζυγώματος, διατομής HEA 220, γεγονός που οδηγεί στην επιλογή διατομής δοκών HEA 240.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η αύξηση της διατομής της δοκού έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση του βαθμού εκμετάλλευσής της, δηλαδή αύξηση του ικανοτικού πολλαπλασιαστή  $\Omega_1$  που προκύπτει από το πλαίσιο ροπής, σε τέτοιο βαθμό

ώστε να η τιμή του να ξεπερνάει τον αντίστοιχο ικανοτικό πολλαπλασιαστή του πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας,  $\Omega_2$  και είναι αυτός πλέον που καθορίζει τον ικανοτικό συντελεστή διαστασιολόγησης των υποστυλωμάτων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.3.

<b>ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΡΟΠΗΣ</b>	
<b>Συντελεστής υπεραντοχής γον</b>	1,25
<b>Πολλαπλασιαστικός συντελεστής <math>\Omega_1</math></b>	1,71
<b>Ικανοτικός Συντελεστής</b>	<b>2,35</b>

<b>ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ</b>	
<b>Συντελεστής υπεραντοχής γον</b>	1,25
<b>Πολλαπλασιαστικός συντελεστής <math>\Omega_2</math></b>	1,65
<b>Ικανοτικός Συντελεστής</b>	<b>2,28</b>

Σχήμα 7.3. Επιλογή του max ικανοτικού συντελεστή για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων (από τη διεύθυνση των πλαισίων ροπής)

Η αύξηση του ικανοτικού συντελεστή (σε συνδυασμό βέβαια με τη μείωση των διατομών του υποστυλωμάτων), έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση του βαθμού εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων, με λόγο ελέγχου αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης ίσο με 0.65, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.4.

<b>Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης</b>			
<b><math>M_{Rk,y}</math> (kNm)</b>	762,90	<b><math>M_{Rk,z}</math> (kNm)</b>	333,345
<b><math>N_{Rk}</math> (kN)</b>	5715,50		
<b><math>M_{Ed,y}</math> (kNm)</b>	184,87	<b><math>M_{Ed,z}</math> (kNm)</b>	0,20
<b><math>N_{Ed}</math> (kN)</b>	1840,10		

$\frac{N_{Ed}}{X_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$	<b>0,65</b>	$\leq 1$	Ικανοποίηση ελέγχου
$\frac{N_{Ed}}{X_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$	0,64	$\leq 1$	Ικανοποίηση ελέγχου
<b>Τελικός Έλεγχος</b>	Ικανοποίηση Ελέγχου έναντι Αλληλεπίδρασης Κάμψης και Αξονικής Θλίψης		

Σχήμα 7.4. Αποτελέσματα συνδυασμού ελέγχου διαξονικής κάμψης και αξονικής θλίψης για διατομή υποστυλωμάτων HEB340

Τα αποτελέσματα των τιμών γωνιακής παραμόρφωσης και συντελεστή ευαισθησίας για το κτίριο που προκύπτει, ικανοποιούν τους αντίστοιχους ελέγχους.

### 7.2.2 Διαστασιολόγηση δοκών

Ως προς τη διαστασιολόγηση των δοκών, τόσο οι δοκοί ζυγώματος του πλαισίου ροπής όσο και οι κεφαλοδοκοί του πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας ικανοποιούν τους ελέγχους που πραγματοποιούνται με το φύλλο EXCEL (Σχήματα 7.5 και 7.6)

<b>ΕΛΕΓΧΟΣ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ</b>	
Διατομή που επιλέγεται	<b>HEA 240</b>
Εντατικά μεγέθη αντοχής της διατομής	
<b>N<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	1804,8
<b>V<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>	341,09
<b>M<sub>pl,Rd</sub> (kNm)</b>	175,08
<b>S<sub>κορμού</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	50,43
<b>S<sub>πελάτων</sub>(cm<sup>3</sup>)</b>	627,84

Οι παρακάτω έλεγχοι γίνονται για διατομές κατηγορίας 1 και 2



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7\_Αποτελέσματα ανάλυσης- Διαστασιολόγηση

A) Επίδραση τέμνουσας στην πλαστική ροπή αντοχής		
$V_{Ed}$ (kN)	78,79	[ $V_{Ed}=V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ ]
$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	0,23	
έλεγχος $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$	Η τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την αντοχή της διατομής...προχωράμε στον υπολογισμό της απομειωμένης ροπής αντοχής της διατομής	
ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ?	ΟΧΙ	
έλεγχος $V_{Ed} \leq 0,5 * V_{pl,Rd}$	Η επίδραση της τέμνουσας δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής αμελείται	
$\rho$	0,00	
$M_{pl,Rd}$ (kNm)	175,08	
B) Έλεγχος σε συνδυασμό τέμνουσας και κάμψης		
$M_{Ed}$ (kN)	145,00	
$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	0,83	
Έλεγχος $M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1$	Ικανοποίηση Ελέγχου	

Σχήμα 7.5. Αποτελέσματα διαστασιολόγησης δοκού ζυγώματος, διατομής HEA240

ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΥ		
Διατομή που επιλέγεται	HEA 200	Οι παρακάτω έλεγχοι γίνονται για διατομές κατηγορίας 1 και 2
Εντατικά μεγέθη αντοχής της διατομής		
$N_{pl,Rd}$ (kN)	1804,8	
$V_{pl,Rd}$ (kN)	341,09	
$M_{pl,Rd}$ (kNm)	175,08	
$S_{κορμού}(cm^3)$	50,43	
$S_{πελάτων}(cm^3)$	627,84	
A) Επίδραση τέμνουσας στην πλαστική ροπή αντοχής		
$V_{Ed}$ (kN)	0,60	
$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	0,00	
έλεγχος $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$	Η τέμνουσα σχεδιασμού δεν εξαντλεί την αντοχή της διατομής...προχωράμε στον υπολογισμό της απομειωμένης ροπής αντοχής της διατομής	

ΑΣΤΟΧΙΑ ΔΙΑΤΟΜΗΣ?	ΟΧΙ
έλεγχος $V_{Ed} \leq 0,5 * V_{pl,Rd}$	Η επίδραση της τέμνουσας δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής αμελείται
$\rho$	0,00
<b><math>M_{pl,Rd}</math> (kNm)</b>	<b>175,08</b>
<b>B) Έλεγχος σε συνδυασμό τέμνουσας και κάμψης</b>	
$M_{Ed}$ (kN)	56,62
$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	0,32
<b>Έλεγχος <math>M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1</math></b>	<b>Ικανοποίηση Ελέγχου</b>

Σχήμα 7.6. Αποτελέσματα διαστασιολόγησης κεφαλοδοκού, διατομής HEA200

### 7.2.3 Επιλογή διατομών δοκού και βαθμός εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων

Έχει ενδιαφέρον να μελετηθεί περαιτέρω, με τη βοήθεια του φύλλου διαστασιολόγησης EXCEL, το πως η αλλαγή διατομών των δοκών του ζυγώματος, επηρεάζει το βαθμό αξιοποίησης των υποστυλωμάτων μέσω του ικανοτικού συντελεστή  $\Omega$ . Για κάθε αλλαγή διατομής, πραγματοποιείται ανάλυση με το ETABS και τα νέα εντατικά μεγέθη εισάγονται στο φύλλο EXCEL με το οποίο γίνεται διαστασιολόγηση. Κάθε φορά, πριν τη διαστασιολόγηση πραγματοποιούνται οι έλεγχοι γωνιακής παραμόρφωσης και συντελεστή ευαισθησίας.

Για τη διατομή της δοκού του ζυγώματος HEA 240, που προέκυψε από τη τελική διαστασιολόγηση, ο λόγος του ελέγχου συνδυασμού κάμψης και τέμνουσας ισούται με 0.83 σύμφωνα με το Σχήμα 7.5. Αν ο σχεδιασμός γίνει ώστε η δοκός να καταπονείται λιγότερο και επιλεγεί μεγαλύτερη διατομή, δηλαδή HEA 260, ο λόγος γίνεται 0.67, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.7 ενώ ο ικανοτικός συντελεστής πλαισίου ροπής αυξάνεται από 2.35 σε 2.84 και ο λόγος εκμετάλλευσης των υποστυλωμάτων σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής θλίψης αυξάνεται 0.65 σε 0.76 (Σχήμα 7.8).

Προκύπτει λοιπόν από τα παραπάνω, ότι πιθανή υπερδιαστασιολόγηση των δοκών του ζυγώματος μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση διατομών των υποστυλωμάτων, λόγω της αύξησης του ικανοτικού συντελεστή με τον οποίο πολλαπλασιάζονται τα εντατικά τους μεγέθη.

Έλεγχος σε συνδυασμό τέμνουσας και κάμψης	
$M_{Ed}$ (kN)	145,00
$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	<b>0,67</b>
<b>Έλεγχος <math>M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1</math></b>	<b>Ικανοποίηση Ελέγχου</b>

Σχήμα 7.7. Έλεγχος συνδυασμού τέμνουσας και κάμψης ζυγώματος, διατομής HEA260

Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης			
<b><math>M_{Rk,Y}</math> (kNm)</b>	762,90	<b><math>M_{Rk,Z}</math> (kNm)</b>	333,345
<b><math>N_{Rk}</math> (kN)</b>	5715,50		
<b><math>M_{Ed,y}</math> (kNm)</b>	225,40	<b><math>M_{Ed,z}</math> (kNm)</b>	0,00
<b><math>N_{Ed}</math> (kN)</b>	2102,82		
$\frac{N_{Ed}}{X_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$	<b>0,76</b>	$\leq 1$	Ικανοποίηση ελέγχου
$\frac{N_{Ed}}{X_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{X_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}$	0,75	$\leq 1$	Ικανοποίηση ελέγχου
<b>Τελικός Έλεγχος</b>	<b>Ικανοποίηση Ελέγχου έναντι Αλληλεπίδρασης Κάμψης και Αξονικής Θλίψης</b>		

Σχήμα 7.8. Αποτελέσματα συνδυασμού ελέγχου διαξονικής κάμψης και αξονικής θλίψης για διατομή υποστυλωμάτων HEB340 και δοκών HEA260

### 7.2.4 Διαστασιολόγηση συνδέσμων δυσκαμψίας

Ως προς τη διαστασιολόγηση του συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής SHS 120x120x6.3, τα αποτελέσματα του φύλλου EXCEL της τελικής διαστασιολόγησης με διατομές δομικών στοιχείων που φαίνονται στο Σχήμα 7.9, δείχνουν ότι η διατομή ικανοποιεί τους ελέγχους σε εφελκυσμό όσο και ανηγμένη λυγηρότητα. (Σχήμα 7.10)

Πίνακας διατομών (τελική διαστασιολόγηση)	
Υποστυλώματα	HEB 340
Δοκοί ζυγώματος	HEA 240
Κεφαλοδοκοί	HEA 200
Τεγίδες	HEA 200
Σύνδεσμοι δυσκαμψίας	SHS 12x12x5

Σχήμα 7.9. Διατομές δομικών στοιχείων τελικής διαστασιολόγησης

ΕΛΕΓΧΟΣ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ			
Διατομή που επιλέγεται	<b>120 x 120 x 6.3</b>	Όροφοι κτιρίου	4,00
Αντοχή της διατομής σε εφελκυσμό			
<b>N<sub>pl,Rd</sub> (kN)</b>		663,41	
Εφελκυστική Δύναμη Σχεδιασμού			
<b>N<sub>Ed</sub>(kN)</b>		322,8	
<b>1 ) Έλεγχος σε Εφελκυσμό</b>			
N <sub>Ed</sub> /N <sub>pl,Rd</sub>		0,49	
έλεγχος N <sub>Ed</sub> ≤N <sub>pl,Rd</sub>		<b>Ικανοποίηση Ελέγχου</b>	

2) Έλεγχος Ανηγγμένης Λυγρότητας						
Συντελεστές Ισοδύναμου Μήκους						
Εντός επιπέδου	1					
Εκτός επιπέδου	1					
Λυγισμός ως προς z_ εντός πλαισίου	120 x 120 x 6.3	$i_z$ (cm)	$\lambda_1$	Lcr	$\bar{\lambda}_z$	Έλεγχος
<b>ΔΙΑΤΟΜΗ ΧΙΑΣΤΙ:</b>		4,62	75,91	670,82	1,91	ΔΕΚΤΗ ΤΙΜΗ $\lambda$
		$i_y$ (cm)	$\lambda_2$	Lcr	$\bar{\lambda}_y$	Έλεγχος
Λυγισμός ως προς y_ εκτός πλαισίου		4,62	75,91	670,82	1,91	ΔΕΚΤΗ ΤΙΜΗ $\lambda$

Σχήμα 7.10. Αποτελέσματα διαστασιολόγησης συνδέσμου δυσκαμψίας, διατομής SHS 120x120x6.3

Όπως αναφέρθηκε στη παράγραφο 4.1.4, ο βαθμός αξιοποίησης της διατομής του διαγώνιου συνδέσμου, καθορίζει τη τιμή του ικανοτικού πολλαπλασιαστή του ενισχυμένου πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας,  $\Omega_2$ , με το οποίο πολλαπλασιάζονται η δρώσα αξονική θλίψη των υποστυλωμάτων και των δοκών στο επίπεδο των πλαισίων αυτών. Για τη διατομή SHS 120x120x6.3 το  $\Omega_2$  παίρνει τη τιμή 2.06 που φαίνεται στο σχήμα 7.11. Στο φορέα αυτό, όπως αναφέρθηκε στη προηγούμενη παράγραφο, η τιμή αυτή είναι μικρότερη από την αντίστοιχη τιμή του πλαισίου ροπής,  $\Omega_1$  και δεν επηρεάζει τα εντατικά μεγέθη διαστασιολόγησης των υποστυλωμάτων. Επιπλέον δεν επηρεάζει τη διαστασιολόγηση της κεφαλοδοκού (της διεύθυνσης του πλαισίου με συνδέσμους δυσκαμψίας), γιατί η δρώσα αξονική ένταση η οποία πολλαπλασιάζεται με το  $\Omega_2$ , είναι ίση με 0, λόγω παρουσίας διαφράγματος.

ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	
Συντελεστής υπεραντοχής γον	1,25
Πολλαπλασιαστικός συντελεστής $\Omega_2$	2,06
Ικανοτικός Συντελεστής	2,83

Σχήμα 7.11. Αποτελέσματα ικανοτικού συντελεστή για διατομή συνδέσμου SHS 120x120x6.3

### **7.2.5 Επιλογή διατομών συνδέσμων δυσκαμψίας και βαθμός εκμετάλλευσης υποστυλωμάτων**

Όπως έγινε στη παράγραφο 7.2.3, έχει ενδιαφέρον να μελετηθεί η επίδραση διαφοροποίησης της διατομής του συνδέσμου δυσκαμψίας. Αν για παράδειγμα επιλεγεί σχεδιασμός με πιο ενισχυμένη διατομή συνδέσμων, όπως η SHS 140x140x6.3, ο ικανοτικός συντελεστής του πλαισίου της διεύθυνσης αυτής αυξάνεται από 2.83 σε 3.33, και υπερβαίνει πλέον τη τιμή του ικανοτικού συντελεστή του πλαισίου ροπής, με αποτέλεσμα να υπεισέρχεται στον υπολογισμό της δρώσας αξονικής έντασης σχεδιασμού του υποστυλώματος και να αυξάνει το λόγο συνδυασμού αλληλεπίδρασης κάμψης και αξονικής θλίψης από 0.65 σε 0.78.

Κρίνεται λοιπόν απαραίτητη η όσο το δυνατόν καλύτερη εκμετάλλευση των διατομών των δομικών στοιχείων, εφόσον μέσω της ικανοτικής μεγέθυνσης των εντατικών μεγεθών, πιθανή υπερδιαστασιολόγηση ενός δομικού στοιχείου, μπορεί να οδηγήσει σε υπερδιαστασιολόγηση όλου του φορέα, σε βάρος της οικονομίας του έργου.

### 8.1 Γενικά

Στόχος της εργασίας αυτής είναι ο αντισεισμικός σχεδιασμός και ειδικότερα η διερεύνηση των ικανοτικών διατάξεων του EC8 ενός κτιρίου με διαφορετικούς τύπους συστήματος προς τις δυο διευθύνσεις.

Για την επίτευξη του σκοπού αυτού, δημιουργήθηκε ένα φύλλο διαστασιολόγησης EXCEL μέσω του οποίου μελετήθηκε η επίδραση των ικανοτικών ελέγχων και των συντελεστών που ορίζονται στις διατάξεις αυτές. Από τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων του φορέα για πλήθος διαφορετικών διατομών, προέκυψε ότι η εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού σύμφωνα με τον EC8, μεγενθύνει το βαθμό με τον οποίο επιδρά η επιλογή διατομών των δοκών και των συνδέσμων δυσκαμψίας στο λόγο εκμετάλλευσης των υπόλοιπων στοιχείων και κυρίως των υποστυλωμάτων.

### 8.2 Συμπεράσματα

Από τη πραγματοποίηση των ελέγχων των δομικών στοιχείων του μεταλλικού φορέα που αποτελείται από πλαίσιο ροπής στη μια διεύθυνση και πλαίσιο ενισχυμένο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα στην άλλη, προέκυψε ότι οι ικανοτικοί συντελεστές του κάθε πλαισίου επηρεάζουν σημαντικά μέσω των ικανοτικών εξισώσεων, μέλη που λειτουργούν σε κάθε πλαίσιο, αλλά και μέλη όπως τα υποστυλώματα, που συμμετέχουν και στα δυο πλαίσια. Αυτό οφείλεται στο ότι η επαύξηση των εντάσεων μέσω των ικανοτικών συντελεστών, μεγενθύνει την αλληλεπίδραση των δομικών στοιχείων.

Επιπλέον το γεγονός κατά το οποίο ο EC8 δεν επιβάλλει κάποιο ανώτατο όριο για τον ικανοτικό συντελεστή, δίνει στο μελετητή τη δυνατότητα επιλογής των τελικών μεταξύ ενός πλήθους διατομών, σύμφωνα βέβαια με τον επιθυμητό βαθμό πλαστιμότητας, επιλέγοντας τη συμπεριφορά του κτιρίου όπως αυτή προκύπτει από την αλληλεπίδραση των μελών.

Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί ότι η εφαρμογή ικανοτικού σχεδιασμού επιβάλλει την επίτευξη υψηλού βαθμού εκμετάλλευσης των διατομών προκειμένου να γίνει μια ορθή από άποψης οικονομίας κατασκευή. Η επιλογή

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8\_Συμπεράσματα

διατομών δοκών και συνδέσμων δυσκαμψίας με ικανοτικό συντελεστή  $\Omega$  όσο το δυνατόν κοντά στη μονάδα, αποτρέπει το ενδεχόμενο υπερδιαστασιολόγησης τόσο των παραπάνω μελών όσο και των υποστυλωμάτων.



## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

[1] EUROCODE 8, Design of Structure for Earthquake Resistance (ENV 2004)

[2] EUROCODE 3, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα (ENV 2005)

[3] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων, Κλειδάριθμος (2005)

[4] Ι. Βάγιας, Σιδηρές Κατασκευές Ανάλυση και Διαστασιολόγηση, Κλειδάριθμος (2003)

[5] Anil K. Chopra, Δυναμική των κατασκευών, Μ. Γκιούρδας (2007)