

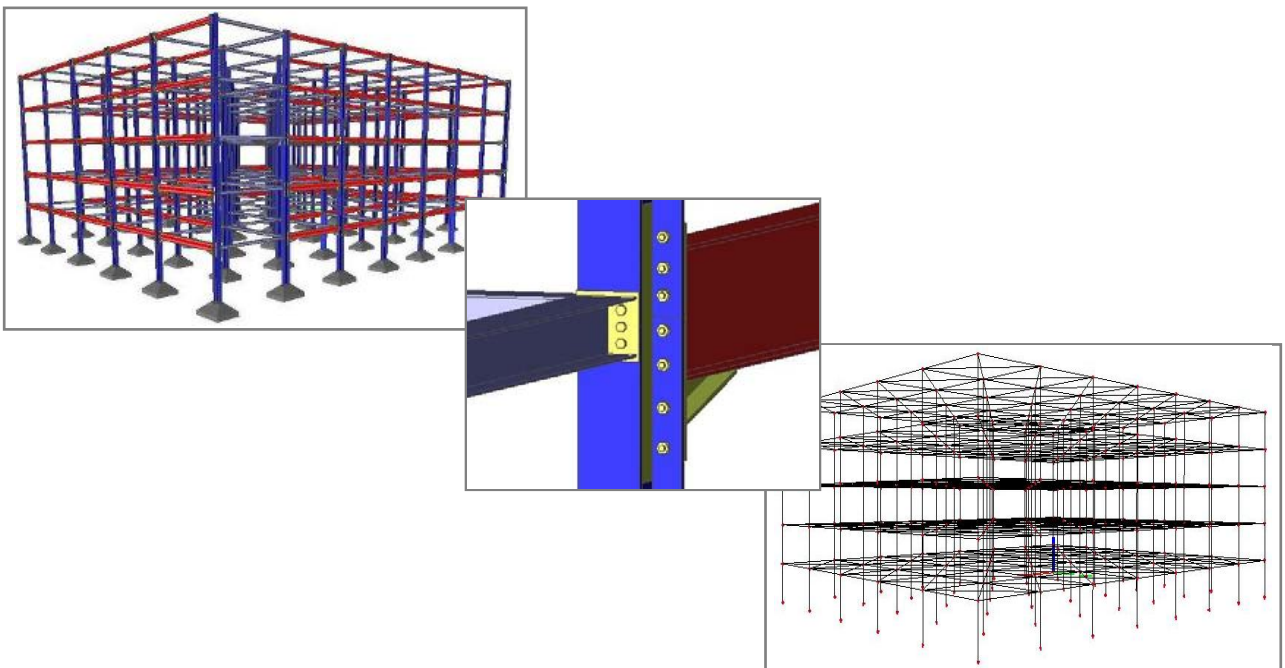


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Διερεύνηση συμπεριφοράς πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ευάγγελος Ι. Κουτελιδάκης

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Μάρτιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/42

Κουτελιδάκης Ε. Ι. (2013).  
Διερεύνηση συμπεριφοράς πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/42  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Koutelidakis E. I. (2013).  
Study of the behavior of a multi-storey steel building  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/42  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
2 Περιγραφή του κτιρίου .....	7
2.1 Γεωμετρία του φορέα .....	7
2.2 Σύστημα παραλαβής οριζόντιων δράσεων .....	9
2.3 Υλικά .....	10
2.3.1 Δομικός Χάλυβας .....	10
2.3.2 Σκυρόδεμα .....	11
2.3.3 Χάλυβες Σκυροδέματος .....	11
2.3.4 Κοχλίες .....	11
2.3.5 Διατμητικοί ήλοι .....	11
2.4 Δομικά στοιχεία της κατασκευής .....	12
2.4.1 Υποστυλώματα .....	12
2.4.2 Δοκοί πλαισίων .....	12
2.4.3 Σύμμικτες Δοκοί .....	13
2.4.4 Διαδοκίδες .....	13
2.4.5 Σύμμικτες πλάκες .....	13
3 Δράσεις επί της κατασκευής .....	15
3.1 Γενικά .....	15
3.2 Μόνιμες Δράσεις .....	15
3.3 Μεταβλητές δράσεις .....	16
3.4 Δράσεις ανέμου .....	18
3.5 Φορτίο χιονιού .....	18
3.6 Σεισμικές δράσεις .....	18
3.7 Οριακές καταστάσεις .....	23
3.8 Συνδυασμοί δράσεων .....	23
3.8.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας .....	24
3.8.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας .....	24
4 Ανάλυση κατασκευής .....	26
4.1 Πρόγραμμα ανάλυσης .....	26
4.2 Ελαστική ανάλυση .....	27
4.3 Προσομοίωση κατασκευής .....	28
4.4 Στατική ανάλυση .....	30
4.4.1 Φορτία .....	30
4.4.2 Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης και έλεγχος για τον βασικό συνδυασμό .....	31
4.5 Δυναμική ανάλυση .....	39
4.5.1 Έλεγχος της προσομοίωσης του κτιρίου .....	39
4.5.2 Τυχηματική εκκεντρότητα .....	47
4.5.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών .....	49
4.5.4 Έλεγχος επιρροών 2 <sup>ης</sup> τάξης .....	51
4.6 Έλεγχος για το σεισμικό συνδυασμό .....	52
4.6.1 Γενικά .....	52
4.6.2 Δοκοί .....	52
4.6.3 Υποστυλώματα .....	59

5	Σχεδιασμός σύμμικτων δοκών.....	63
5.1	Γενικά.....	63
5.2	Συνεργαζόμενο πλάτος.....	64
5.3	Κατάταξη διατομής.....	65
5.4	Δρώντα εντατικά μεγέθη.....	65
5.5	Φάση κατασκευής.....	66
5.5.1	Έλεγχος αντοχής.....	66
5.5.2	Έλεγχος ευστάθειας.....	67
5.6	Φάση λειτουργίας.....	67
5.6.1	Έλεγχος αντοχής.....	67
5.6.2	Διατμητική σύνδεση.....	68
5.6.3	Έλεγχος παραμορφώσεων.....	72
5.6.4	Έλεγχος ευστάθειας.....	73
5.7	Σχεδιασμός κύριων δοκών κατά Υ.....	74
5.8	Σχεδιασμός διαδοκίδων.....	74
6	Συνδέσεις.....	75
6.1	Γενικά.....	75
6.2	Ταξινόμηση κόμβων με βάση τη δυσκαμψία.....	76
6.3	Ελαστική ανάλυση.....	77
6.4	Συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων.....	78
6.4.1	Απλές συνδέσεις τέμνουσας.....	78
6.4.2	Συνδέσεις ροπής.....	78
6.5	Συνδέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων.....	79
6.6	Έλεγχοι κοχλιωτής σύνδεσης με μετωπική πλάκα δοκού-υποστυλώματος.....	79
6.6.1	Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....	80
6.6.2	Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη.....	80
6.6.3	Πέσμα και κορμός δοκού σε θλίψη.....	80
6.6.4	Πέσμα υποστυλώματος σε κάμψη.....	81
6.6.5	Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....	82
6.6.6	Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....	83
6.6.7	Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....	84
6.6.8	Ροπή αντοχής.....	84
6.7	Σχεδιασμός Συνδέσεων.....	84
6.7.1	Σύνδεση ροπής.....	84
6.7.2	Σύνδεση τέμνουσας.....	88
6.7.3	Σύνδεση βάσης υποστυλώματος.....	89
7	Επιρροή των συνδέσεων στην συμπεριφορά της κατασκευής.....	91
7.1	Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι.....	91
7.2	Μετατοπίσεις και εντατικά μεγέθη.....	92
7.3	Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	93
7.4	Έλεγχος επιρροών 2 <sup>ης</sup> τάξης.....	94
8	Συμπεράσματα.....	95
9	Βιβλιογραφία.....	96

## **Διερεύνηση συμπεριφοράς πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου**

Κουτελιδάκης Ε. Ι. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

### **Περίληψη**

Με την παρούσα διπλωματική εργασία γίνεται η προσπάθεια διερεύνησης της συμπεριφοράς ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου. Για τον παραπάνω σκοπό πραγματοποιήθηκαν συγκριτικές επιλύσεις στατικών προσομοιωμάτων με δύο προγράμματα ανάλυσης και πλήθος παραμετρικών διερευνήσεων. Τα συμπεράσματα από την παραπάνω διερεύνηση λήφθηκαν υπόψη στον σχεδιασμό του φορέα που χρησιμοποιήθηκε στην συνέχεια της εργασίας.

Ο φορέας αποτελεί τον φέροντα οργανισμό πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου με ορθογωνική κάτοψη. Η πλευρική ευστάθεια της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω πλαισίων ροπής. Η διάταξή τους στην κάτοψη του κτιρίου έχει γίνει έτσι ώστε κάθε πλαίσιο να λειτουργεί μόνο στη μία κύρια διεύθυνση (X ή Y). Σημαντική παράμετρο στη συμπεριφορά τέτοιων πλαισίων αποτελεί η μόρφωση των κόμβων δοκού-υποστυλώματος ως κόμβων ροπής.

Αρχικά έγινε επίλυση του φορέα, όπου οι κόμβοι στα πλαίσια ροπής θεωρήθηκαν άκαμπτοι πλήρους αντοχής ενώ οι λοιποί κόμβοι θεωρήθηκαν απλές αρθρώσεις.

Βάση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την παραπάνω ανάλυση σχεδιάστηκαν οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων (ροπής και τέμνουσας) καθώς και οι συνδέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων.

Στην συνέχεια έγινε εκ νέου ανάλυση του κτιρίου λαμβάνοντας υπόψη τις δυσκαμψίες των κόμβων δοκού-υποστυλώματος μέσω κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Από το σύνολο της παραπάνω εργασίας εξάγονται συμπεράσματα που αφορούν τόσο το χωρικό προσομοίωμα όσο και την μόρφωση του φέροντα οργανισμού τέτοιας μορφής κτιρίων.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2013/42

## **Study of the behavior of a multi-storey steel building**

Koutelidakis E. I. (supervised by Vayas I.)

### **Abstract**

This thesis studies the behavior of a multi-storey steel building. For this purpose it have been realized comparative static models with two analytical programs and many parametric inquiries. The results from the above inquiries have been taken into consideration at the design of the building's model which have been used during this project.

The structure is a five-storey steel building with rectangular floor plan. The stability of the construction against to the horizontal forces is ensured by moment resisting frames. Each moment resisting frame functions in one direction (X or Y), independently from the others. In these frames we have to pay attention to the configuration of beam-to-column connections.

Initially we made analysis of the structure where the joints of moment resistance frames are considered rigid (full strength) and the other connections pinned.

Based on the results from the analysis have been designed the beam-to-column connections as the column base connections.

Then we re-analyzed the model of the building taking into account the stiffness of the beam-to-column connections we have designed.

From the maxim of this thesis we reach conclusions about the model of the structure and the designing of similar buildings.

## Ευχαριστίες

Με την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας ολοκληρώνεται η φοίτησή μου στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο και θεωρώ πρόπον να αναφερθώ στους ανθρώπους που κατέστησαν δυνατή αυτή την προσπάθεια.

Αρχικά ευχαριστώ όλους τους Καθηγητές της σχολής οι οποίοι με περισσό ζήλο μας μεταλαμπάδευσαν τις γνώσεις της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού.

Θερμές ευχαριστίες οφείλω στον Καθηγητή κ. Ιωάννη Βάγια που δέχθηκε να επιβλέψει την παρούσα διπλωματική εργασία.

Επίσης θα πρέπει να ευχαριστήσω τον Υποψήφιο Διδάκτορα κ. Αντρέα Σπηλιόπουλο ο οποίος συνέδραμε καθοριστικά σε θέματα που προέκυψαν καθ' όλη τη διάρκεια της προσπάθειας μου.

Τέλος θέλω να ευχαριστήσω τους γονείς μου Ιωάννη και Μαρία καθώς και τα αδέρφια μου Κωνσταντίνο και Χρήστο, για τη στήριξη και τη συμπαράστασή τους στην απόφαση που πήρα, μετά την αποφοίτησή μου από το τμήμα Ναυπηγικής του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Αθηνών να συνεχίσω τις σπουδές μου στη σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

# 1 Εισαγωγή

Η παρούσα εργασία έχει ως σκοπό καταρχήν την εμβάθυνση και την διεύρυνση των γνώσεων πάνω στο αντικείμενο των μεταλλικών κατασκευών. Επίσης αποβλέπει στην εφαρμογή των κανονιστικών διατάξεων και την αξιολόγηση αυτών όσον αφορά την διαστασιολόγηση και τον σχεδιασμό μίας κατασκευής.

Για τους παραπάνω σκοπούς γίνονται παραμετρικές επιλύσεις τρισδιάστατων προσομοιωμάτων. Τα συμπεράσματα των οποίων χρησιμοποιήθηκαν στην μελέτη ενός πολύωροφου μεταλλικού κτιρίου.

Η δομή της εργασίας έχει ως εξής:

Στο δεύτερο Κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση του κτιρίου όσον αφορά τη γεωμετρία και το σύστημα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας. Επίσης αναφέρονται τα δομικά μέλη και υλικά που χρησιμοποιήθηκαν.

Στο τρίτο Κεφάλαιο περιγράφονται οι μόνιμες, οι μεταβλητές και οι σεισμικές δράσεις που λήφθηκαν υπόψη στον σχεδιασμό.

Στο τέταρτο Κεφάλαιο αρχικά παρουσιάζεται το πρόγραμμα ανάλυσης Scia Engineering και επιλέγεται το τελικό προσομοίωμα της κατασκευής όσον αφορά την διαφραγματική λειτουργία των πλακών μετά από συγκριτική ανάλυση τριών προσομοιωμάτων ενός απλού φορέα. Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε στατική και δυναμική ανάλυση. Για τον έλεγχο τόσο του προγράμματος αλλά και της προσομοίωσης του κτιρίου γίνεται αντιπαράθεση των αποτελεσμάτων με αυτά που προέκυψαν από το πρόγραμμα αναφοράς SAP2000 για τα ίδια δεδομένα. Τέλος έγιναν οι έλεγχοι περιορισμού βλαβών, επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης και ο έλεγχος των δοκών και των υποστυλωμάτων για το σεισμικό συνδυασμό.

Στο πέμπτο Κεφάλαιο λαμβάνει χώρα ο σχεδιασμός των κύριων σύμμικτων δοκών κατά την διεύθυνση X σύμφωνα με τους ελέγχους του Ευρωκώδικα 4.

Στο έκτο Κεφάλαιο σχεδιάζονται οι συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα (ροπής και τέμνουσας) καθώς και οι συνδέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων σύμφωνα με τα εντατικά μεγέθη που δρουν επ' αυτών.

Στο έβδομο Κεφάλαιο πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση του φορέα λαμβάνοντας υπόψη την στροφική δυσκαμψία των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων που σχεδιάστηκαν. Επίσης γίνονται οι έλεγχοι περιορισμού βλαβών και επιρροών δευτέρας τάξεως.

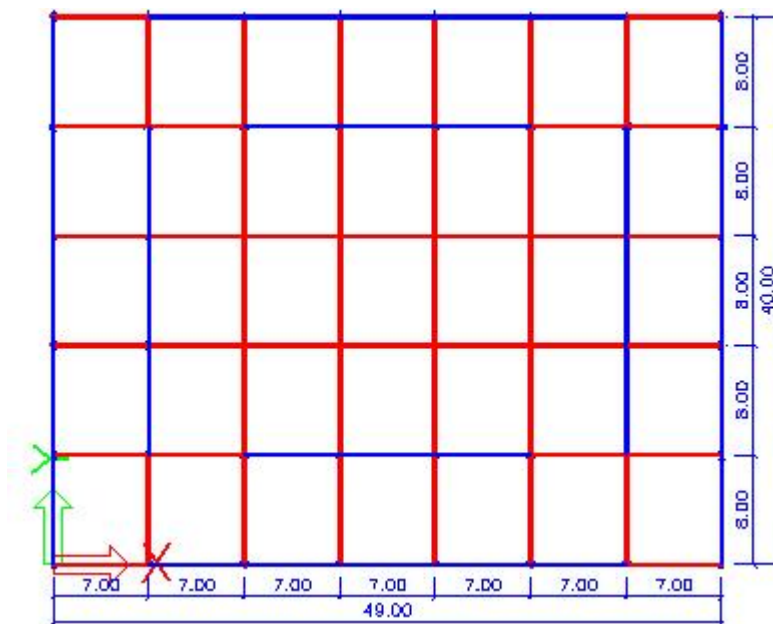
Στο όγδοο και τελευταίο Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από την πορεία της εργασίας.



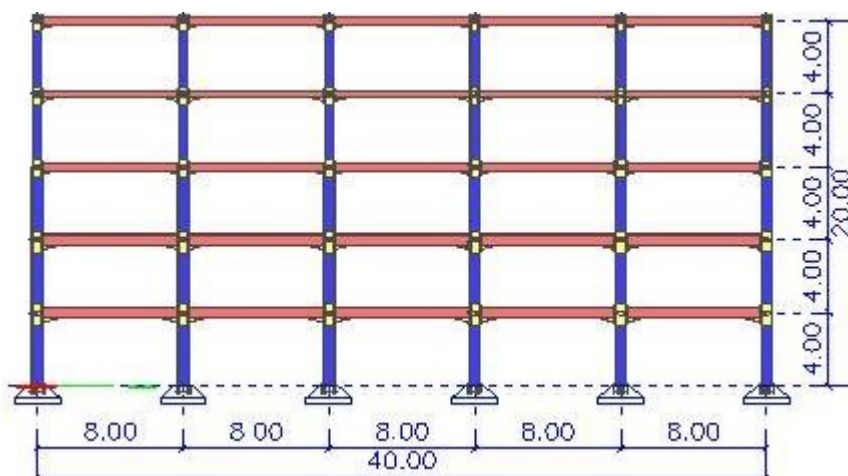
## 2 Περιγραφή του κτιρίου

### 2.1 Γεωμετρία του φορέα

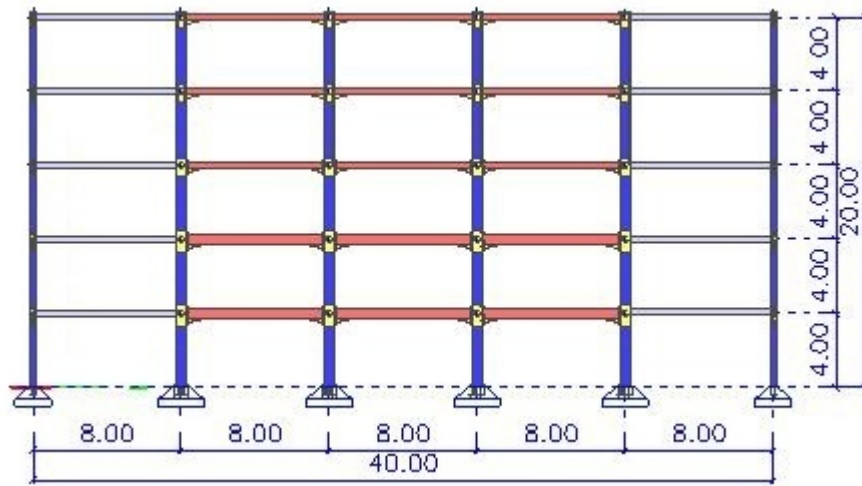
Το κτίριο που μελετάται είναι μία πενταόροφη μεταλλική κατασκευή που προορίζεται για την στέγαση γραφείων. Κάθε όροφος έχει κάτοψη  $49,0\text{m} \times 40,0\text{m}$  και ύψος  $4,0\text{m}$ . Η αρχιτεκτονική σχεδίαση του κτιρίου είναι βασισμένη σε κάναβο με 7 φατνώματα των  $7,0\text{m}$  κατά την διεύθυνση X και 5 φατνώματα των  $8,0\text{m}$  κατά την διεύθυνση Y. Το ύψος των ορόφων επιλέχθηκε έτσι ώστε να είναι λειτουργική η χρήση του κτιρίου αλλά και επαρκές για την τοποθέτηση ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού.



Σχήμα 2.1: Κάτοψη κτιρίου

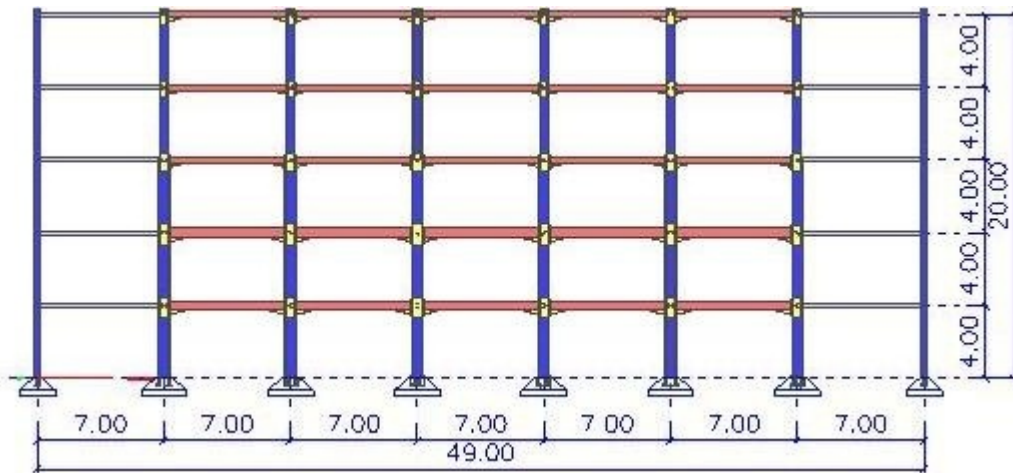


(α)

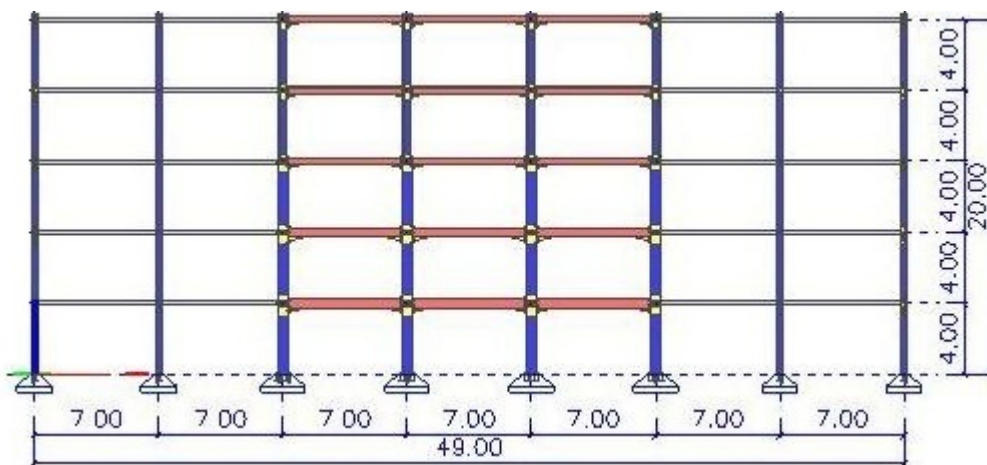


(β)

Σχήμα 2.2: (α) Τυπικό περιμετρικό πλαίσιο άξονα Y και (β) Τυπικό εσωτερικό πλαίσιο άξονα Y



(α)

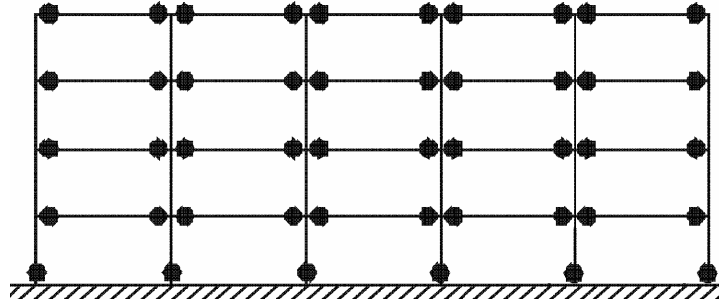


(β)

Σχήμα 2.3: (α) Τυπικό περιμετρικό πλαίσιο άξονα X και (β) Τυπικό εσωτερικό πλαίσιο άξονα X.

## 2.2 Σύστημα παραλαβής οριζόντιων δράσεων

Το κτίριο κατατάσσεται στο στατικό σύστημα "πλαίσια παραλαβής ροπών" στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις (λόγω σεισμού, άνεμου και κατασκευαστικών ατελειών) παραλαμβάνονται από τις δοκούς και τα υποστυλώματα που δρουν κατά καμπτικό τρόπο.



Σχήμα 2.4: Πλαίσιο παραλαβής ροπών (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε δοκούς και στην βάση των υποστυλωμάτων).

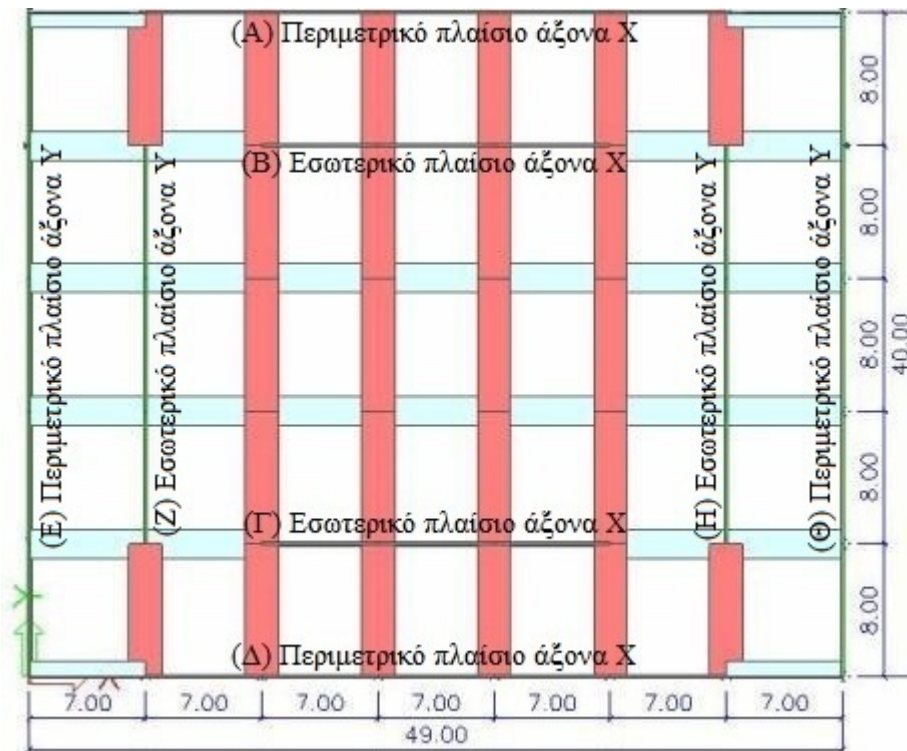
«Τα συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας (πλαίσια παραλαβής ροπών, κατακόρυφοι σύνδεσμοι και τοιχώματα) πρέπει να διατάσσονται βάση των παρακάτω αρχών:

1. Η διάταξη τους σε κάτοψη πρέπει να είναι τέτοια ώστε να παραλαμβάνονται οι οριζόντιες δράσεις και στις δύο κυρίες διευθύνσεις (X, Y).
2. Σε κάθε διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν ζεύγη πλαισίων ροπής στα οποία θα κατανέμεται η οριζόντια δύναμη.
3. Η δυσκαμψία των μελών του ζεύγους των πλαισίων πρέπει να είναι παρόμοια για να μην δημιουργούνται προβλήματα στρέψης.
4. Η ευνοϊκότερη θέση είναι στην περίμετρο του κτιρίου έτσι ώστε να αυξάνεται η δυστρεψία της κατασκευής.
5. Πρέπει να μην διακόπτεται η συνέχεια των πλαισίων καθ' ύψος του κτιρίου.
6. Πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Η καταλληλότητα της μόρφωσης του φορέα μπορεί να ελεγχθεί μέσω των ιδιομορφών ταλάντωσης του φορέα. Ένα, από άποψη εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας κατάλληλα μορφωμένο κτίριο, έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

1. Συγκέντρωση μεγάλου ποσοστού της ιδιομορφικής μάζας στις πρώτες ιδιομορφές
2. Κατώτερες ιδιομορφές μεταφορικές» [1]

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω έγινε ο σχεδιασμός του κτιρίου όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5. Ένα ιδιαίτερο χαρακτηριστικό της μόρφωσης της κατασκευής είναι ότι το κάθε πλαίσιο ροπής λειτουργεί μόνο κατά μία διεύθυνση. Έτσι έχουμε δύο ζεύγη πλαισίων κατά X (Α, Δ και Β, Γ) και δύο κατά Y (Ε, Θ και Ζ, Η). Το πλεονέκτημα αυτής της σχεδίασης είναι ότι οι συνδέσεις ροπής διαμορφώνονται μόνο στον ένα κύριο άξονα, αποφεύγοντας έτσι τις κατασκευαστικές δυσκολίες των κόμβων ροπής και στους δύο κύριους άξονες όπου απαιτούνται κοίλες ή σταυροειδής διατομές. Οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων εκτός πλαισίων ροπής διαμορφώνονται σε απλές συνδέσεις τέμνουσας.



Σχήμα 2.5: Πλαίσια ροπών.

## 2.3 Υλικά

### 2.3.1 Δομικός Χάλυβας

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025. Σε όλα τα μέλη της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S275, οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής (όριο θραύσης)  $f_u$  του δομικού χάλυβα δίνονται στον Πίνακα 2.1

Μέτρο Ελαστικότητας	$E=210\,000\text{MPa}$
Μέτρο διάτμησης	$G=80\,769\text{MPa}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_a=78,5\text{kN/m}^3$
Σταθερά Poisson	$\nu_a=0,3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_M, \gamma_M=1,0$

Πίνακας 2.1: Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S275.

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Πάχος στοιχείου $t$ $t \leq 40\text{mm}$		Πάχος στοιχείου $t$ $40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$	
	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
S275	275	430	255	410

### 2.3.2 Σκυρόδεμα

Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στην χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμίων 28 ημερών. Η ποιότητα που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των φορτίων της σύμμεικτης πλάκας είναι C25/30, που αντιστοιχεί σε αντοχή κυλίνδρου 25MPa.

Μέση τιμή επιβατικού μέτρου Ελαστικότητας	$E_{cm}=30\ 500\text{MPa}$
Ειδικό βάρος για οπλισμένο σκυρόδεμα	$\gamma_c=25\text{kN/m}^3$
Λόγος Poison:	
1.για ελαστικές παραμορφώσεις	$\nu=0,2$
2.για ρηγματωμένο σκυρόδεμα	$\nu=0$
Τάση σχεδιασμού	$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c, \gamma_c=1,5$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών λαμβάνουμε υπόψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων της φόρτισης. Έτσι η οριακή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι  $0,85f_{cd}$ .

Πίνακας 2.2: Τιμές αντοχών σε MPa, σκυροδέματος C25/30.

Ποιότητα σκυροδέματος	$f_{ck}$	$f_{cm}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk,0,05}$	$f_{ctk,0,95}$
C25/30	25	33	2,36	1,8	3,3

### 2.3.3 Χάλυβες Σκυροδέματος

Οι χάλυβες που χρησιμοποιήθηκαν κατά τον σχεδιασμό των σύμμεικτων δοκών είναι ποιότητας B500C με όριο διαρροής  $f_{ys}=500\text{MPa}$ . Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

$$\text{Τάση σχεδιασμού} \quad f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s, \quad \gamma_s = 1,15$$

### 2.3.4 Κοχλίες

Οι κοχλίες που χρησιμοποιήθηκαν στις συνδέσεις του κτιρίου (ροπής και τέμνουσας) είναι ποιότητας 10.9 και με διαμέτρους που ποικίλουν από M20 ( $d=20\text{mm}$ ) έως και M30 ( $d=30\text{mm}$ ).

Πίνακας 2.3: Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής για κοχλίες.

Ποιότητα Κοχλία	10.9
$f_{yb}$ (MPa)	900
$f_{ub}$ (MPa)	1000

### 2.3.5 Διατμητικοί ήλοι

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος στις σύμμικτες δοκούς της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλης διάταξης διατμητικών συνδέσμων. Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής που αποτελούν και τον συνηθέστερο τύπο, με διάμετρο  $d=22\text{mm}$ , ποιότητας S355 και εφελκυστική αντοχή  $f_u=500\text{MPa}$ .

## 2.4 Δομικά στοιχεία της κατασκευής

- |                                  |                               |
|----------------------------------|-------------------------------|
| 1. Υποστυλώματα από την σειρά    | HEB                           |
| 2. Δοκοί πλαισίων από την σειρά  | IPE                           |
| 3. Σύμμικτες δοκοί από την σειρά | HEA                           |
| 4. Διαδοκίδες από σειρά          | IPE                           |
| 5. Σύμμικτες πλάκες              | χαλυβδόφυλλο τύπου SYMDECK 73 |

### 2.4.1 Υποστυλώματα

Όπως έχει προαναφερθεί στην παράγραφο 2.2 ο σχεδιασμός του κτιρίου έχει γίνει έτσι ώστε τα πλαίσια ροπών να λειτουργούν μόνο κατά μία κύρια διεύθυνση. Κατά συνέπεια τα υποστυλώματα των πλαισίων είναι διατομής διπλού ταυ από την κατηγορία πρότυπων ελατών διατομών HEB και διατάσσονται με τον κορμό παράλληλο στην περίμετρο. Προτιμώνται οι πλατύπελμες διατομές γιατί έχουν πιο εξισορροπημένη αντοχή σε λυγισμό στις δύο κύριες διευθύνσεις.

Οι βάσεις των υποστυλωμάτων όσον αφορά τα πλαίσια παραλαβής ροπών, έχουν διαμορφωθεί, σε πακτώσεις στον ισχυρό άξονα και αρθρώσεις στον ασθενή άξονα. Τα εσωτερικά υποστυλώματα (που δεν ανήκουν στα πλαίσια ροπής) στην βάση τους έχουν σχεδιασθεί αρθρωτά και στους δύο κύριους άξονες του υποστυλώματος.

Πίνακας 2.4: Διατομές των υποστυλωμάτων.

Όροφος	1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>	3 <sup>ος</sup>	4 <sup>ος</sup>	5 <sup>ος</sup>
Στύλοι πλαισίων ροπής κατά X	HEB600	HEB600	HEB600	HEB450	HEB450
Στύλοι πλαισίων ροπής κατά Y	HEB600	HEB600	HEB600	HEB500	HEB500
Στύλοι εκτός πλαισίων ροπής	HEB360	HEB360	HEB360	HEB300	HEB300

### 2.4.2 Δοκοί πλαισίων

Οι δοκοί των πλαισίων σχεδιάζονται ως σιδηροδοκοί και όχι ως σύμμικτες επειδή κατά την σεισμική φόρτιση το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος μειώνεται σημαντικά λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Για το λόγο αυτό λαμβάνεται υπ' όψη στην ανάλυση του κτιρίου μόνο η χαλύβδινη διατομή.

Οι συνδέσεις ροπής δοκών-υποστυλωμάτων είναι κοχλιωτές με μετωπική πλάκα.

Πίνακας 2.5: Διατομές των δοκών στα πλαίσια ροπής.

Όροφος	1 <sup>ος</sup>	2 <sup>ος</sup>	3 <sup>ος</sup>	4 <sup>ος</sup>	5 <sup>ος</sup>
Δοκοί πλαισίων ροπής κατά X	IPE550	IPE550	IPE360	IPE360	IPE360
Δοκοί πλαισίων ροπής κατά Y	IPE600	IPE600	IPE400	IPE400	IPE400

### 2.4.3 Σύμμικτες Δοκοί

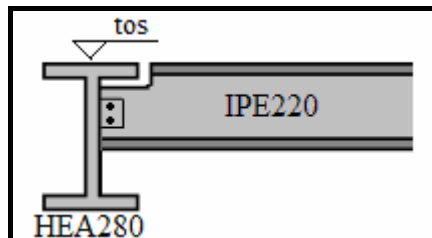
Οι δοκοί εκτός των πλαισίων ροπών έχουν σχεδιασθεί ως σύμμικτες αμφιαρθρωτές δοκοί. Οι συνδέσεις τους με τα υποστυλώματα γίνονται με απλές συνδέσεις τέμνουσας. Η σύμμικτη λειτουργία της χαλύβδινης διατομής και της πλάκας σκυροδέματος διασφαλίζεται μέσω διατμητικών ήλων. Στην κατασκευή χρησιμοποιούνται δύο τύποι σύμμικτων δοκών. Οι κύριες δοκοί κατά Y (HEA280) όπου οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι παράλληλες στον άξονα των σιδηροδοκών, και οι κύριες δοκοί κατά X (HEA220) όπου οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στον άξονα των σιδηροδοκών.



Σχήμα 2.6: Αυλακώσεις χαλυβδόφυλλου (α) παράλληλες και (β) κάθετες στον άξονα της δοκού.

### 2.4.4 Διαδοκίδες

Οι κάρναβοι των μεταλλικών κτιρίων σχεδιάζονται με μεγάλα ανοίγματα με αποτέλεσμα το απαιτούμενο στατικό ύψος των πλακών να είναι μεγάλο αν προβλεπόταν η έδρασή τους απευθείας στις κύριες δοκούς. Έτσι για την μείωση του πάχους των πλακών γίνεται χρήση διαδοκίδων. Οι διαδοκίδες που επιλέχθηκαν είναι IPE220 και τοποθετήθηκαν κατά την διεύθυνση X ανά 2,00m. Η τοποθέτηση των διαδοκίδων είναι έκκεντρη ως προς τις κύριες δοκούς με σκοπό την δημιουργία ενιαίου επιπέδου επάνω στο οποίο θα εδράζεται το χαλυβδόφυλλο των σύμμικτων πλακών. Για το λόγο αυτό η σύνδεση τέμνουσας των διαδοκίδων γίνεται όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.7.



Σχήμα 2.7: Διαμόρφωση σύνδεσης διαδοκίδα με κύρια δοκό.

### 2.4.5 Σύμμικτες πλάκες

Οι πλάκες στα κτίρια προορίζονται για την μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων (μόνιμα, κινητά) ως στοιχεία πλάκας και των οριζόντιων δράσεων (σεισμικά, θερμοκρασιακές μεταβολές) ως δίσκος μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας τους.

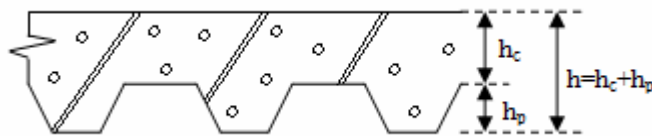
Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούν το συνηθέστερο τύπο πλακών στα μεταλλικά κτίρια. Τα στοιχεία που συνθέτουν μία σύμμικτη πλάκα είναι τα χαλυβδόφυλλα και το έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα κατά την φάση της σκυροδέτησης λειτουργούν ως μεταλλότυπος, ενώ κατά την φάση λειτουργίας λειτουργούν ως οπλισμός της πλάκας σκυροδέματος. Για την συνεργασία των δύο υλικών προβλέπονται αυλακώσεις και εγκοπές στο χαλυβδοέλασμα ή διατμητικοί σύνδεσμοι.



Η συνήθης διατομή των χαλυβδοφύλλων είναι τραπεζοειδής με ενισχυτικές αυλακώσεις. Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται επί των δοκών είτε ως αμφιέριστα είτε ως συνεχή. Όταν τοποθετούνται ως συνεχή, προσφέρουν πλευρική στήριξη στην χαλύβδινη διατομή έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κατά την φάση σκυροδέτησης. Αυτό προϋποθέτει την συγκόλληση διατμητικών συνδέσμων διαμέσου του χαλυβδοφύλλου στη δοκό. Για να επιτευχθεί αυτό πρέπει πάχος των φύλλων να μην υπερβαίνει το 1,25mm. Άλλη λύση είναι η πρόβλεψη οπών στα χαλυβδόφυλλα στις θέσεις των συνδέσμων.

Στην παρούσα εργασία δεν έγινε έλεγχος των σύμμικτων πλακών στις φάσεις σκυροδέτησης και λειτουργίας καθώς δεν αποτελεί αντικείμενο αυτής. Παρ' όλα αυτά επιλέχθηκαν σύμμικτες πλάκες και χαλυβδόφυλλα σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Ευρωκώδικα 4 προκειμένου να λάβουμε υπ' όψη τα φορτία τους κατά την ανάλυση της κατασκευής.

Οι σύμμικτες πλάκες που επιλέχθηκαν έχουν συνολικό πάχος  $h=150\text{mm}$  και πάχος σκυροδέματος  $h_c=77\text{mm}$ . Τα ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών βάση των κανονισμών είναι  $h=90\text{mm}$  και πάχος σκυροδέματος  $h_c=50\text{mm}$ .



Σχήμα 2.8: Ελάχιστα πάχη σύμμικτων πλακών.

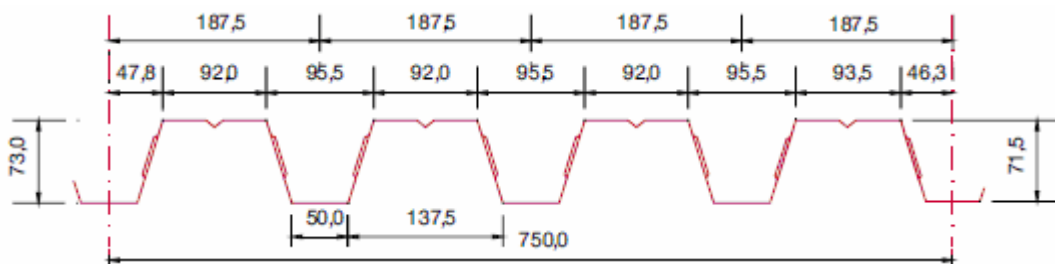
Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε είναι κατηγορίας C25/30 που είναι μεταξύ των C20/25 και C60/75 που προτείνουν οι κανονισμοί.

Για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός στις περιοχές των αρνητικών ροπών που μειώνεται στο μισό στις περιοχές των ανοιγμάτων. Επιλέχθηκε ενιαίο πλέγμα οπλισμού  $\Phi 8/15$ , ποιότητας B500C με επικάλυψη  $c_{nom}=c_{min}+\Delta c_{dev}=35\text{mm}$ . Επιπλέον τοποθετούνται ράβδοι οπλισμού στις αυλακώσεις με επαρκή επικάλυψη, για εξασφάλιση αντοχής σε πυρκαγιά.

Τα χαλυβδόφυλλα που επιλεχθήκαν είναι τραπεζοειδής διατομής, ποιότητας S320 και έχουν πάχος  $t=0,75\text{mm}$ . Η γεωμετρία τους φαίνεται στο Σχήμα 2.9. Η διάταξη των φύλλων είναι έτσι ώστε οι νευρώσεις να είναι παράλληλες με τις κύριες σύμμικτες δοκούς κατά Y, (HEA280) και κάθετες στις διαδοκίδες (IPE220), Σχήμα 5.1, παράγραφος 5.1.

Τέλος τα ελάχιστα πλάτη έδρασης σε χάλυβα είναι:

1. Για το χαλυβδοέλασμα 50mm και
2. Για το σκυρόδεμα της σύμμικτης πλάκας 75mm.



Σχήμα 2.9: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδοελάσματος.



## 3 Δράσεις επί της κατασκευής

### 3.1 Γενικά

Μία κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ένας κατάλληλος βαθμός αξιοπιστίας σε συνάρτηση της οικονομικότητας. Θα πρέπει να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις αλλά και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, που μπορεί να εμφανιστούν κατά την κατασκευή και τη διάρκεια ζωής της και να παραμένει κατάλληλη για χρήση.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις (φορτία) βάση των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα, με σκοπό τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων-μελών.

Οι δράσεις καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για τον άνεμο, το χιόνι κλπ) βάση των επιμέρους συνθηκών.

Γίνεται διαχωρισμός των δράσεων βάση τις διακυμάνσεις τους στον χρόνο στις εξής κατηγορίες:

1. Μόνιμες δράσεις (G), ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
2. Μεταβλητές δράσεις(Q), επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού και φορτία από γερανογέφυρες.
3. Τυχηματικές δράσεις (A), εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

Επιπρόσθετα οι δράσεις μπορούν να κατηγοριοποιηθούν βάση:

1. Την προέλευση τους (άμεσες και έμμεσες)
2. Την χωρική τους μεταβολή (σταθερές ή ελεύθερες)
3. Την φύση του και/ή την απόκριση της κατασκευής (στατικές ή δυναμικές)

### 3.2 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια μίας δεδομένης περιόδου αναφοράς (διάρκεια ζωής του έργου, π.χ. κτίρια 50 χρόνια) και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Αυτά είναι τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, υδραυλικά και ηλεκτρικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στην μελέτη.

Τα μόνιμα φορτία που λήφθηκαν στην παρούσα διπλωματική είναι:

- |   |                      |
|---|----------------------|
| 1. Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων (υπολογίζονται από το πρόγραμμα) |                      |
| 2. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών                                    | 2,7kN/m <sup>2</sup> |
| 3. Επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων                               | 1,2kN/m <sup>2</sup> |
| 4. Εσωτερικά ελαφρά χωρίσματα                                     | 0,5kN/m <sup>2</sup> |
| 5. Κλιματιστικά συστήματα, ηλεκτρικά δίκτυα και ψευδοροφές        | 0,5kN/m <sup>2</sup> |
| 6. Εξωτερικά υαλοστάσια και υαλοπίνακες                           | 2,0kN/m ύψους        |

### 3.3 Μεταβλητές δράσεις

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Επειδή όμως η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με μεταβλητές δράσεις είναι μικρή, προβλέπονται κάποιοι συντελεστές απομείωσης.

Ανάλογα με την χρήση των κτιρίων γίνεται μία κατηγοριοποίηση βάση του Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1: Κατηγορίες χρήσης.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι για οικιακές δραστηριότητες	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σε σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι συνάθροισης ανθρώπων (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, D)	C1: Χώροι με τραπέζια π.χ. καφεενεία, εστιατόρια, σχολικοί χώροι.
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα, αίθουσες συνεδριάσεων, χώροι αναμονής.
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ., και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία.
		C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.
		C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες.
D	Χώροι σε εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης.
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα.

Τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στον Πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα κτιρίων σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991.

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
Κατηγορία Α και Β		
Δάπεδα	2,0	2,0
Σκάλες	3,5	2,0
Εξώστες	5,0	3,0
Κατηγορία C		
C1	3,0	3,0
C2	5,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	4,0
C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
D1	5,0	4,0
D2	5,0	4,0

Το συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_k$  πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι δρα μόνο του σε οποιοδήποτε σημείο του χώρου (δάπεδο, εξώστη, κλιμακοστάσιο κλπ.)

Όσον αφορά τις στέγες των κτιρίων γίνεται κατηγοριοποίηση βάσει της χρήσης τους. Στην περίπτωση μας η στέγη είναι κατηγορίας Η, μη προσβάσιμη παρά μόνο για επισκευή και συντήρηση.

Πίνακας 3.3: Κατηγορίες χρήσης στέγης.

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
Η	Στέγες μη προσβάσιμες παρά μόνο για επισκευή και συντήρηση.
Ι	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D.
Κ	Στέγες προσβάσιμες για ειδική χρήση, ελικοδρόμιο.

### 3.4 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου παίζουν σημαντικό ρόλο κυρίως στις ελαφριές μεταλλικές κατασκευές και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα την τοποθεσία της κατασκευής, το ύψος της, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για τις δύσκαμπτες κατασκευές η δυναμική επίδραση αυτή είναι μικρή ειδικά σε σύγκριση με τα σεισμικά φορτία.

Σύμφωνα με τα παραπάνω θεωρήθηκε αμελητέα η όποια επίδραση του ανέμου.

### 3.5 Φορτίο χιονιού

Ο προσδιορισμός των φορτίων λόγω χιονιού επιτυγχάνεται με την χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με την χρήση συντελεστών μορφής.

Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του στις στέγες. Η ποσότητα χιονιού που εναποτίθεται εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ). Σημαντικό ρόλο παίζει η πυκνότητα του χιονιού βάση της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο.

Για την κατασκευή θεωρήθηκε ότι το κινητό φορτίο της στέγης που είναι προσβάσιμη μόνο για επισκευή και συντήρηση υπερκαλύπτει το φορτίο χιονιού.

### 3.6 Σεισμικές δράσεις

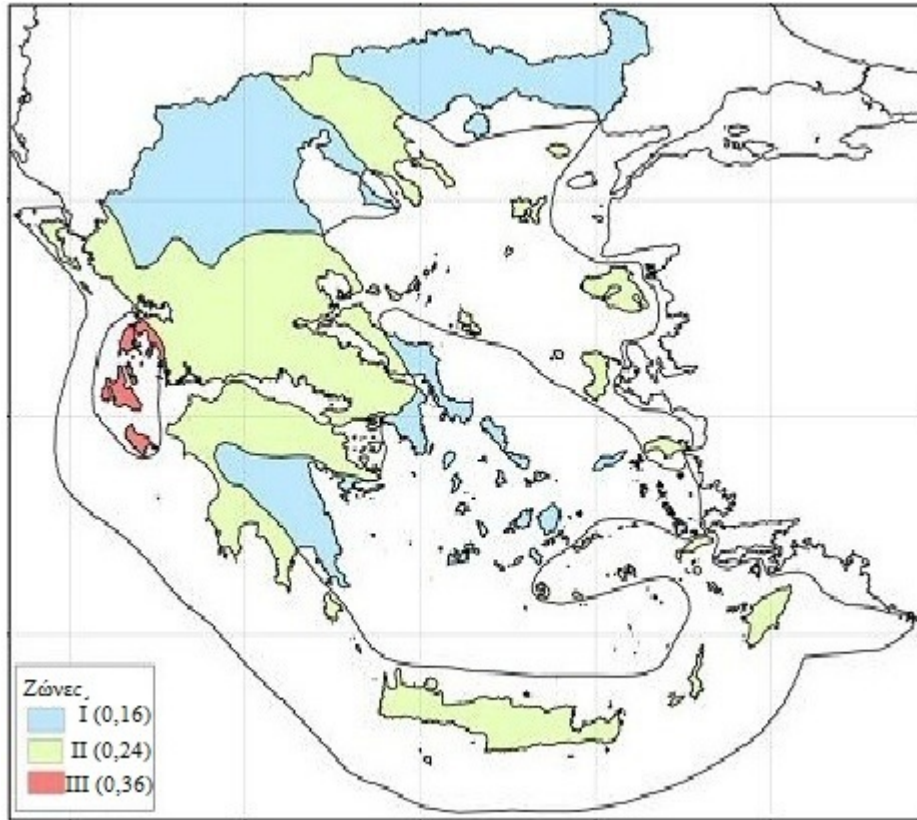
«Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού  $a_{gR}$  ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη του Σχήματος 3.1. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς, εδάφους A (βραχώδες έδαφος) η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής μίας κατασκευής).»[1]

Πίνακας 3.4: Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης σχεδιασμού εδάφους A.

Ζώνη	$a_{gR}$ / g
I	0,16
II	0,24
III	0,36



Σχήμα 3.1: Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας στην Ελλάδα.

Η εδαφική επιτάχυνση σε κατηγορία Α, βραχώδες έδαφος, για περίοδο επαναφοράς διαφορετική από αυτή που αντιστοιχεί στην επιτάχυνση αναφοράς δίνεται από την σχέση  $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$ . Όπου  $\gamma_I$  ο συντελεστής σπουδαιότητας.

Για την κατασκευή μας θεωρήσαμε ότι βρίσκεται σε σεισμική ζώνη II (0,24g) και ανήκει στην κατηγορία συνήθους σπουδαιότητας II, έτσι έχουμε εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,24 \text{ g} \cdot 1,00 = 0,24\text{g}$ .

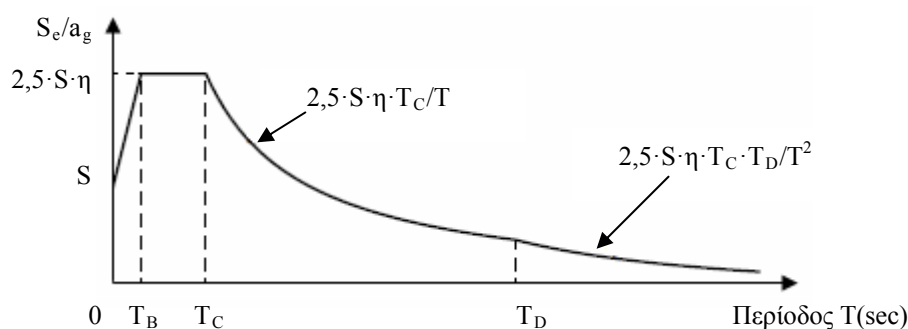
Πίνακας 3.5: Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$ .

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I$	0,8	1,0	1,2	1,4

Οι σεισμικές διεγέρσεις την επιφάνεια του εδάφους ορίζονται από δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα στατικά ανεξάρτητες μεταξύ τους και καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης. Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που μας δίνει την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών, ανάλογα την ιδιοπερίοδό τους, με συγκεκριμένη απόσβεση ( $\zeta=5\%$ ) και για μία δεδομένη σεισμική διέγερση.

Τα φάσματα απόκρισης που έχουν καταγραφεί παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές που οφείλονται στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά και στους διάφορους τύπους εδαφών. Έτσι κατά τον σχεδιασμό μίας νέας κατασκευής η σεισμική διέγερση στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που καλύπτει τις μορφές των φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορεί να εκδηλωθούν στην υπό εξέταση περιοχή. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της κάθε χώρας, έτσι για την περίπτωση της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1, Σχήμα 3.2.

Οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους  $S$  εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους, Πίνακας 3.6.



Σχήμα 3.2: Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης, τύπου 1.

Πίνακας 3.6: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστάμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης, τύπου 1.

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

«Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.» [10]

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

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (3.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (3.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}, \quad (3.3)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}, \quad (3.4)$$

όπου:

$S_d(T)$  είναι το φάσμα σχεδιασμού

$T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

$a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας Α ( $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ )

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

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

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

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

$\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2.

$\eta$  είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για  $\zeta=5\%$ ,  $\eta=1$  και μπορεί να ληφθεί από την έκφραση :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\zeta)}} \geq 0,55, \quad (3.5)$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$ , λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Για κανονικά συστήματα φορέων, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς που δίδονται στον Πίνακα 3.7.

Πίνακας 3.7: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη.

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις  Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο  Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	2	2
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8	
	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

Για το κτίριο επιλέχθηκε Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας και ο συντελεστής συμπεριφοράς για φορέα με πλαίσια παραλαβής ροπών είναι  $q=4$ . Συνοπτικά τα στοιχεία που επιλέχθηκαν όσον αφορά το φάσμα σχεδιασμού είναι :

Παράμετρος	Τιμή
συντ επιτάχ. $a_g$	0,240
$q$ - συντελεστής συμπεριφοράς	4,000
$\beta$	0,200
Τύπος υπεδάφους	H B
Τύπος φάσματος	τύπος 1
Διεύθυνση	Οριζόντιο
S - συντελεστής εδάφους	1,200
$T_b$	0,150
$T_c$	0,500
$T_d$	2,500



Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή των δύο μεθόδων:

1. Δυναμική φασματική μέθοδος. Βήματα:
  - a. Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων ( $\omega_i$ ) - ιδιομορφών ( $\varphi_i$ ).
  - b. Υπολογισμός γενικευμένης μάζας ( $m_i$ ), συντελεστή συμμετοχή ( $\Gamma_i$ ) και δρώσας μάζας ( $M_i$ ) της  $i$  ιδιομορφής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το άθροισμα των δρώσων μαζών, για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας, ενώ λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας.
  - c. Βάση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζονται οι μέγιστες αποκρίσεις για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης.
  - d. Επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων με την μέθοδο CQC Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας.
  - e. Χωρικός συνδυασμός  $A_{Ed} = \pm E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$  και  $A_{Ed} = \pm E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$ .
2. Απλοποιημένη φασματική μέθοδος ή ισοδύναμη στατική μέθοδος κατά την οποία δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης.

### 3.7 Οριακές καταστάσεις

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

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού.
2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων του. Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων.» [1]

### 3.8 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση μίας κατασκευής προσδιορίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που δρουν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ , συνδυάζονται μεταξύ τους, με τους κατάλληλους συντελεστές συνδυασμού  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ , για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών για διάφορες ανεξάρτητες μεταβλητές δράσεις είναι μικρή. Έτσι κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ , οι οποίοι εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Πίνακας 3.8: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi_i$  για κτίρια

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} \leq \text{Βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτίο χιονιού, σε υψόμετρο $H > 1000 \text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Φορτίο χιονιού, σε υψόμετρο $H \leq 1000 \text{ m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασίες (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

### 3.8.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

#### 1. Βασικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.6)$$

#### 2. Τυχηματικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.7)$$

#### 3. Σεισμικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.8)$$

### 3.8.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

#### 1. Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.9)$$

## 2. Συγχοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} , \quad (3.10)$$

## 3. Οιονεί μόνιμοι συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} , \quad (3.11)$$

όπου:

+ "Επαλληλία με"

$G_{k,j}$  χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων

$Q_{k,i}$  χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$  χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων  $i$

$A_{Ed}$  τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

$A_d$  τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης

$P$  χαρακτηριστική τιμή προέντασης

$\gamma_{G,j}$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση

$\gamma_{Q,i}$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση

$\gamma_P$  επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

Οι τιμές του  $\gamma$  που προτείνονται είναι:

### 1. Οριακή κατάσταση αστοχίας

$\gamma_{G,j}$  1,35 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,1}$  1,50 όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i}$  1,50 όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

### 2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$\gamma_{G,j}$  1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,1}$  1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i}$  1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

Κατά την εξέταση μίας οριακής κατάστασης θα πρέπει να ικανοποιείται για όλα τα φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων και των συνδέσεων η ακόλουθη σχέση:

$$E_d \leq R_d , \quad (3.12)$$

$E_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος ( $M, N, V$ ).

$R_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής.

## 4 Ανάλυση κατασκευής

### 4.1 Πρόγραμμα ανάλυσης

«Η στατική και δυναμική ανάλυση, ο σχεδιασμός των σύμμικτων δοκών και ο σχεδιασμός των συνδέσεων ροπής και τέμνουσας της κατασκευής έγιναν βάση του προγράμματος Scia Engineering, προϊόν της βελγικής εταιρίας Nemetschek Scia.

Το Scia είναι ένα στατικό πρόγραμμα τελευταίας γενιάς, απόλυτα προσαρμοσμένο στις σύγχρονες ανάγκες που απαιτούν ταχύτητα, φιλικότητα και προσαρμοστικότητα. Προσφέρει δυνατότητες ανάλυσης χάλυβα, οπλισμένου και προεντεταμένου σκυροδέματος, ξύλου, αλουμινίου, που σε συνδυασμό με τους ενσωματωμένους ελέγχους που ορίζουν οι Ευρωκώδικες, δίνουν στον χρήστη απεριόριστες δυνατότητες πρακτικών εφαρμογών, αλλά και *το πλεονέκτημα της χρήσης μίας και μόνο εφαρμογής για όλα.*

Το Scia Engineer μέσα από ένα κοινό περιβάλλον χρήσης, ασύγκριτο σε ευκολία χρήσης και παραγωγικότητα, ο χρήστης έχει την δυνατότητα να εισάγει και να επεξεργαστεί ένα φορέα με την ευκολία ενός αρχιτεκτονικού προγράμματος, και με απόλυτη ελευθερία στην σχεδίαση (οποιαδήποτε μορφή φορέα με γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία). Η εισαγωγή των φορτίων/συνδυασμών αλλά και όλων των πρόσθετων δεδομένων της κατασκευής (στηρίξεις, αρθρώσεις, συνδέσεις, κλπ) γίνονται απευθείας πάνω στον φορέα και μπορούν να επεξεργαστούν ανά πάσα στιγμή από το παράθυρο ιδιοτήτων.

Ειδικότερα για τον κλάδο των μεταλλικών κατασκευών, το Scia Engineer θεωρείται σήμερα ως το κορυφαίο πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης στην ευρωπαϊκή αγορά, με χρήστες πολλά από τα μεγαλύτερα μελετητικά γραφεία και εργοστάσια μεταλλικών κατασκευών. Χαρακτηριστικό είναι ότι το Scia Engineer είναι το πρώτο στατικό πρόγραμμα στην Ευρώπη που αξιολογήθηκε και πιστοποιήθηκε από το CTICM για την εφαρμογή του Ευρωκώδικα 3, μέρος 1-1. Κάποιες από σημαντικότερες του δυνατότητες είναι:

1. Όσον αφορά το περιβάλλον χρήσης, διαθέτει εύχρηστο μενού διαλόγου.
2. Παραμετρική μοντελοποίηση γεωμετρίας και φορτίων
3. Πρότυπες κατασκευές και παραμετρικά μοντέλα τυπικών κατασκευών για γρήγορη εισαγωγή
4. Μεγάλη βιβλιοθήκη από διατομές. Περιλαμβάνει τις τυπικές διατομές (HEA, IPE, κ.α.) σταυροειδείς, συγκολλητές, δίδυμες, ελαφρού τύπου (λεπτότοιχες) μεικτές, κ.α.
5. Σχεδίαση διατομής από τον χρήστη (ελεύθερη διατομή)
6. Οι δοκοί μπορεί να είναι ευθείς, καμπυλωτοί, με ενισχύσεις, ή και μεταβλητής διατομής
7. Επίπεδες ή καμπυλωτές πλάκες από σκυρόδεμα με ομοιόμορφο ή μεταβλητό πάχος
8. Γεννήτριες φορτίων: αυτόματη παραγωγή φορτίων ανέμου, χιονιού και νερού
9. Αυτόματη κατανομή επιφανειακού φορτίου (πλάκας) στους δοκούς που το υποστηρίζουν
10. Εφαρμογή διεθνών κανονισμών πέραν του Ευρωκώδικα
11. Μεγάλη γκάμα υπολογισμών (γραμμική, μη-γραμμική, δυναμική )
12. Βελτιστοποίηση διατομών
13. Διαφορετικές φάσεις της κατασκευής (construction stages)
14. Πεπερασμένα στοιχεία

15. Αυτόματος υπολογισμός μηκών λυγισμού αλλά και καθορισμός από τον χρήστη.
16. Ανάλυση και διαστασιολόγηση συνδέσεων για όλους τους βασικούς τύπους σύμφωνα με EC, DIN και BS
17. Μεγάλη γκάμα από αποτελέσματα για όλη την κατασκευή ή για μεμονωμένα στοιχεία: παραμορφώσεις, ροπές, αντιδράσεις, δυνάμεις συνδέσεων, εντάσεις, κ.α.
18. Εξαγωγή σε HTML, ASCII, RTF, και PDF»[11]

## 4.2 Ελαστική ανάλυση

Μετά τον προσδιορισμό των δράσεων ακολουθεί ο έλεγχος έναντι όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων. Στόχος είναι να διαπιστωθεί ότι για αυτούς τους συνδυασμούς, για κάθε μέλος και σε κάθε διατομή τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη ικανοποιούν την  $E_d \leq R_d$ . Μορφώνεται το κατάλληλο υπολογιστικό προσομοίωμα του φορέα και ακολουθεί η ανάλυσή του, έτσι ώστε να προσδιορισθούν τα πλέον δυσμενή εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

Ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών μπορεί να γίνει μέσω ελαστικής ή πλαστικής ανάλυσης. Το πλεονέκτημα της ελαστικής ανάλυσης είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες τις περιπτώσεις. Η πλαστική ανάλυση όμως μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν οι διατομές των μελών και ο χρησιμοποιούμενος χάλυβας ικανοποιούν ειδικές απαιτήσεις.

«Επιπλέον, ανάλογα με το εάν η επίδραση των παραμορφώσεων στο φορέα μπορεί ή όχι, να θεωρηθεί αμελητέα, τα εντατικά μεγέθη είναι δυνατόν να προκύψουν με διαφορετικές προσεγγίσεις. Έτσι, κατά τη θεωρία 1<sup>ης</sup> τάξης, οι υπολογισμοί γίνονται πάντοτε αναφορικά με την αρχική γεωμετρία, στην απαραμόρφωτη κατάσταση. Στην περίπτωση αυτή οι προκύπτουσες μετακινήσεις δεν μεταβάλλουν σημαντικά τη γεωμετρία του φορέα και επομένως δεν διαφοροποιείται η εντατική κατάσταση των μελών. Η θεωρία 2<sup>ης</sup> τάξης λαμβάνει υπόψη την επίδραση των παραμορφώσεων της κατασκευής και επομένως πρέπει να γίνεται χρήση της παραμορφωμένης γεωμετρίας της φορτισμένης κατασκευής. Η θεωρία 1<sup>ης</sup> τάξης μπορεί, για παράδειγμα, να εφαρμοστεί σε περιπτώσεις όπου ο φορέας έχει ικανοποιητική δυσκαμψία, ώστε να θεωρείται αμετάθετος, ή όταν οι σχέσεις ελέγχου λαμβάνουν ήδη υπόψη επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης. Η θεωρία 2<sup>ης</sup> τάξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες τις περιπτώσεις χωρίς κανένα περιορισμό.

Όταν χρησιμοποιείται η θεωρία 1<sup>ης</sup> τάξης, η συμπεριφορά της κατασκευής, που αποτελείται από ελαστικό υλικό, είναι επίσης γραμμική, δηλαδή οι μετακινήσεις (μετάθεση ή στροφή κάποιας διατομής) μεταβάλλονται γραμμικά σε σχέση με τα επιβαλλόμενα φορτία. Αυτό σημαίνει ότι κάθε αύξηση της μετακίνησης είναι ανάλογη της έντασης που την προκάλεσε. Υπό αυτές τις συνθήκες, οι τάσεις, οι παραμορφώσεις, τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις που οφείλονται σε διάφορες δράσεις, μπορούν να προστεθούν χρησιμοποιώντας την αρχή της επαλληλίας. Η αρχή αυτή ορίζει ότι τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που οφείλονται σε ένα πλήθος ταυτόχρονων δράσεων επί του φορέα, είναι ίσα με το άθροισμα των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που προκύπτουν από κάθε δράση χωριστά. Η αρχή της επαλληλίας δεν ισχύει, όταν η σχέση τάσης-παραμόρφωσης του υλικού είναι μη γραμμική, ή εφόσον η κατασκευή (ακόμα και εάν το υλικό είναι ελαστικό) συμπεριφέρεται μη γραμμικά εξαιτίας μεταβολών της γεωμετρίας της που προκύπτουν από τα δρώντα φορτία.» [1]

Ο υπολογισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με ελαστική ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης όπου λήφθηκαν υπόψη προσεγγιστικά οι επιρροές 2<sup>ης</sup> τάξης με επαύξηση των αντίστοιχων σεισμικών εντατικών μεγεθών. Επιπλέον τυχόν γεωμετρικές και δομικές ατέλειες δεν λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση του κτιρίου.

### 4.3 Προσομοίωση κατασκευής

«Το προσομοίωμα το οποίο θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση, πρέπει να περιγράφει και να απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του (διατομές, μέλη, κόμβοι και εδράσεις) για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση. Θα πρέπει να περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής (κύρια πλαίσια στο χώρο, σύνδεσμοι, συνδέσεις, θεμελιώσεις), μέσω των οποίων θα μεταφερθούν με ασφάλεια στο έδαφος όλες οι δράσεις (κατακόρυφες και οριζόντιες) που ασκούνται επί αυτής. Θα πρέπει επίσης να περιλαμβάνει και όλα τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία (δευτερεύουσες δοκοί, τεγίδες κλπ) τα οποία μεταβιβάζουν τις δράσεις στα κύρια φέροντα στοιχεία. *Ενδεχομένως, για λόγους απλοποίησης του προσομοιώματος, μπορεί μερικά από τα δευτερεύοντα στοιχεία να παραλειφθούν, εάν αυτό έχει μικρή μόνον επιρροή στην κατανομή των εντατικών μεγεθών επί του φορέα, θα πρέπει όμως να περιληφθούν τα φορτία τα οποία φέρονται από τα στοιχεία αυτά.*

Τα μέλη και οι κόμβοι των πλαισίων πρέπει να προσομοιώνονται κατά τρόπο, ο οποίος να αντικατοπτρίζει ικανοποιητικά την αναμενόμενη συμπεριφορά τους κάτω από την αντίστοιχη φόρτιση. Η βασική γεωμετρία των πλαισίων πρέπει να απεικονίζεται μέσω των κεντροβαρικών αξόνων των μελών και είναι συνήθως αποδεκτό να αμελείται η αλληλεπικάλυψη του πραγματικού πλάτους των μελών.

Κατά τον έλεγχο ενός μεμονωμένου μέλους πλαισίου, απομονώνεται αυτό από το υπόλοιπο πλαίσιο, με όλες τις εξωτερικές δράσεις και τα εντατικά μεγέθη. Εν προκειμένω θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η χωρική συμπεριφορά του μέλους αυτού. Επίσης πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι σχετικές δεσμεύσεις που προκαλούνται από τα κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία.

Σε σχέση με την επιρροή της συμπεριφοράς των κόμβων στην κατανομή των εντατικών μεγεθών και των συνολικών παραμορφώσεων του φορέα, οι κόμβοι γενικώς μπορεί να θεωρούνται άκαμπτοι ή απλές αρθρώσεις με κατάλληλη μόρφωσή τους. Σε περίπτωση όμως που οι κόμβοι μπορεί να λειτουργήσουν ως ημιάκαμπτοι, οπότε και εμφανίζεται σχετική στροφή μεταξύ των συνδεδεμένων μελών, θα πρέπει να ακολουθούνται τα προβλεπόμενα στο Πρότυπο EN 1993-1-8 (Σχεδιασμός Κόμβων).

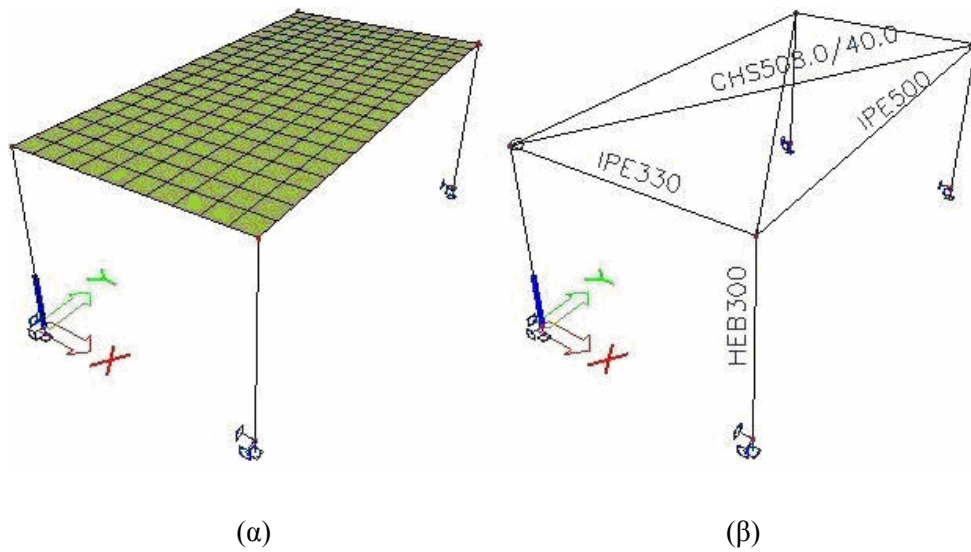
Ένας άλλος σημαντικός παράγοντας, ο οποίος πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην προσομοίωση, είναι η αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις όπου τα χαρακτηριστικά της παραμόρφωσης των εδράσεων αναμένεται να είναι σημαντικά και να επηρεάσουν την κατανομή των εντάσεων και των παραμορφώσεων στο φορέα. » [1]

Το προσομοίωμα της κατασκευής περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία, ενώ έχουν παραλειφθεί για λόγους απλοποίησης τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία όπως οι διαδοκίδες και οι σύμμικτες πλάκες, λαμβάνοντας όμως υπόψη τα φορτία που φέρονται από τα στοιχεία αυτά. Οι κόμβοι θεωρήθηκαν σε πρώτη φάση, άκαμπτοι (rigid) και απλές αρθρώσεις (pinned) και το έδαφος απαραμόρφωτο.

Η συμπεριφορά των πλακών για φορτία εντός του επιπέδου τους λαμβάνεται υπόψη μέσω διαφραγματικής λειτουργίας: με επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων μεταξύ των κόμβων του διαφράγματος, μέσω επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων και με κατάλληλους οριζόντιους χιαστί συνδέσμους.

Λαμβανομένου υπόψη ότι με το μέσο ανάλυσης Scia Engineering δεν μπορεί να γίνει προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών με επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων και προκειμένου να επιλέξουμε τον κατάλληλο τρόπο προσομοίωσης θα πραγματοποιηθούν τρεις συγκριτικές δυναμικές αναλύσεις σε ένα απλό φορέα, δύο με το Scia (με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία και με οριζόντιους χιαστί συνδέσμους) και μια με το SAP2000 (με επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων στους κόμβους του διαφράγματος) που θα χρησιμοποιηθεί ως πρόγραμμα αναφοράς.

Ο τρόπος υπολογισμού της διατομής των οριζόντιων χιαστί συνδέσμων περιγράφεται αναλυτικά στην παράγραφο 4.5.1.



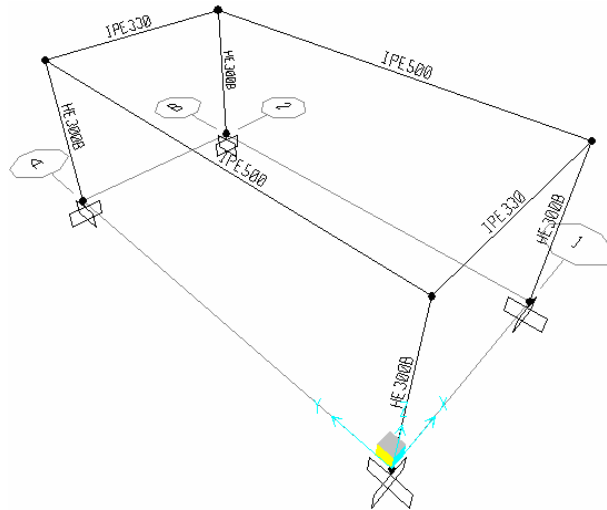
Σχήμα 4.1: (α) Προσομοίωση με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία και (β) Προσομοίωση με κατάλληλους οριζόντιους χιαστί συνδέσμους (Scia Engineering).

Πίνακας 4.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για προσομοίωση με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας		
		X	Y	Z
1η	0,434	1	0	0
2η	0,284	0	0	0
3η	0,280	0	1	0

Πίνακας 4.2: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για προσομοίωση με κατάλληλους χιαστί συνδέσμους.

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας		
		X	Y	Z
1η	0,436	1	0	0
2η	0,357	0	0	0
3η	0,277	0	1	0



Σχήμα 4.2: Προσομοίωση με επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων μεταξύ των κόμβων του διαφράγματος (SAP2000).

Πίνακας 4.3: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης για προσομοίωση με επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων μεταξύ των κόμβων.

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας		
		X	Y	Z
1η	0,436	1	0	0
2η	0,383	0	0	0
3η	0,277	0	1	0

Βάση των παραπάνω αποτελεσμάτων η προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών του φορέα, θα γίνει με κατάλληλους χιαστί συνδέσμους στο μέσο ανάλυσης Scia Engineering αφού σε σύγκριση με το πρόγραμμα αναφοράς SAP2000 έδωσε πιο ικανοποιητικά αποτελέσματα.

## 4.4 Στατική ανάλυση

### 4.4.1 Φορτία

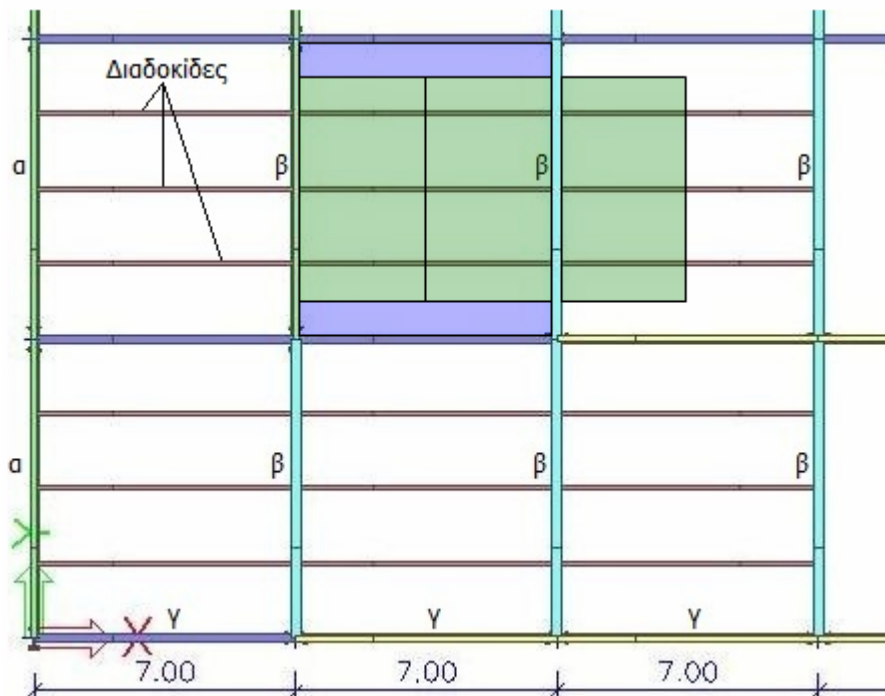
Μόνιμα φορτία :

1. Ίδιο βάρος χαλύβδινης διατομής (υπολογίζεται βάση το ειδικό βάρος του χάλυβα  $78,5 \text{ kN/m}^3$ ).
2. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών  $2,7 \text{ kN/m}^2$
3. Επιστρώσεις - Δάπεδα  $1,2 \text{ kN/m}^2$
4. Εσωτερικά ελαφρά χωρίσματα  $0,5 \text{ kN/m}^2$
5. Κλιματιστικά συστήματα, ηλεκτρικά δίκτυα και ψευδοροφές  $0,5 \text{ kN/m}^2$
6. Εξωτερικά υαλοστάσια και υαλοπίνακες  $2,0 \text{ kN/m}^2$  ύψους

Ωφέλιμα φορτία  $2,0 \text{ kN/m}^2$



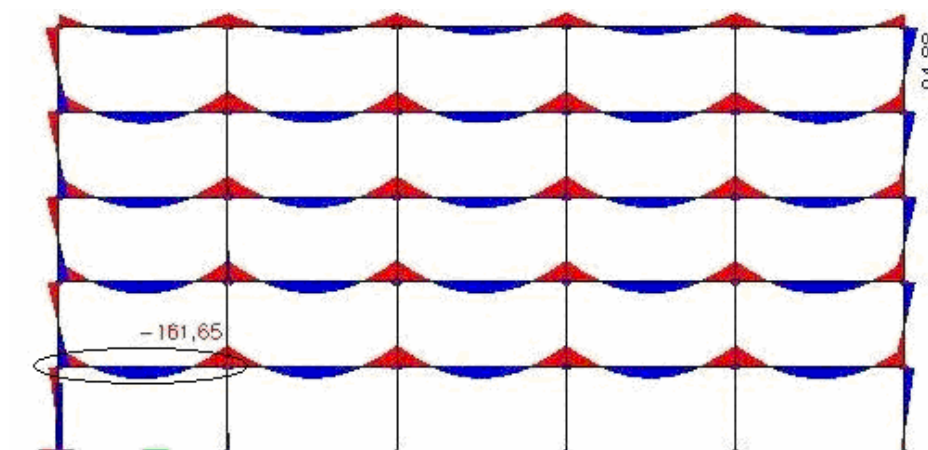
Λόγω διαδοκίδωσης, τα κατακόρυφα φορτία των ορόφων μεταβιβάζονται μόνο στις δοκούς  $\alpha$  και  $\beta$  μέσω των διαδοκίδων, όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 4.3. Ενώ οι εξωτερικές δοκοί  $\gamma$  δέχονται μόνο τα φορτία των εξωτερικών υαλοπετασμάτων.



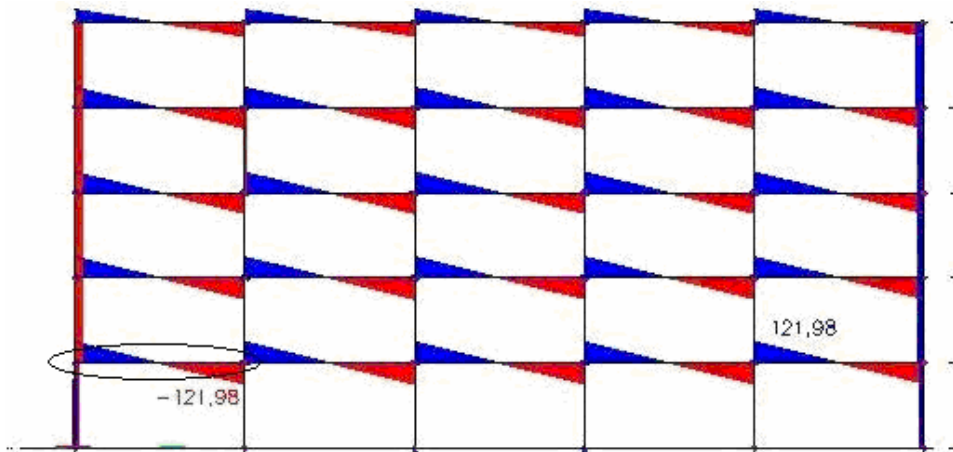
Σχήμα 4.3: Κατανομή των κατακόρυφων φορτίων από τις πλάκες στις δοκούς (επιφάνειες επιρροής).

#### 4.4.2 Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης και έλεγχος για τον βασικό συνδυασμό

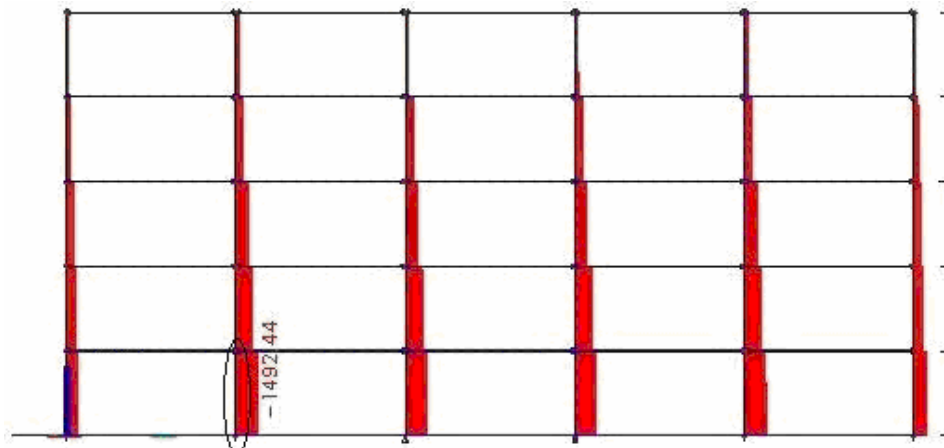
Τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης κατά την επίλυση του φορέα για τον βασικό συνδυασμό  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$  δίνονται ενδεικτικά στο Σχήμα 4.4 για το περιμετρικό πλαίσιο κατά τον άξονα  $Y$ .



(α)



(β)



(γ)

Σχήμα 4.4: (α) Διάγραμμα ροπών κάμψης  $M_{y,Ed}$ , (β) Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων  $V_{Ed}$  και (γ) Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων  $N_{Ed}$ , για τον βασικό συνδυασμό  $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$  (kN,m), περιμετρικό πλαίσιο άξονα Y.

Θα γίνει συνοπτικός έλεγχος της δοκού οροφής ισογείου IPE600 που φαίνεται στο Σχήμα 4.4 (α).

Πίνακας 4.4: Χαρακτηριστικά της διατομής IPE600.

IPE600		
$h=600$ mm	$t_w=12,0$ mm	$A_{vz}=83,78$ cm <sup>2</sup>
$b=220$ mm	$t_f=19,0$ mm	$W_{pl,y}=3512$ cm <sup>3</sup>
$d=514$ mm	$A=156,0$ cm <sup>2</sup>	$r=24$ mm

Δρώντα εντατικά μεγέθη:

$$V_{Ed} = -121,98 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -161,65 \text{ kNm}$$

1. Κατάταξη διατομής βάση του Πίνακα 5.2 EN1993-1-1.

a. Κορμός  $\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{514}{12} = 42,83 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,92 = 66,24$ .

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

b. Πέλμα  $c = \frac{b-t_w}{2} - r = \frac{220-12}{2} - 24 = 80$  και  $\frac{c}{t_f} = \frac{80}{19} = 4,2 \leq 9 \cdot \varepsilon = 8,28$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1. Συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να κάνουμε πλαστικό έλεγχο.

2. Ροπή αντοχής σχεδιασμού:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3512 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} \cdot \frac{1}{100} = 965,8 \text{ kNm}$$

3. Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{83,78 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 1330,2 \text{ kN}$$

Επειδή  $V_{Ed} = 121,98 < 0,5 V_{pl,Rd}$  δεν απαιτείται μείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

Η ροπή αντοχής σχεδιασμού  $M_{pl,Rd} = 965,8 \text{ kNm}$  είναι μεγαλύτερη της δρώσας ροπής.

Παρουσιάζεται και ο έλεγχος της δοκού με το Scia Engineering.

#### Κανονιστικός Έλεγχος EN 1993-1-1

ΜΕΛΟΣ	IP E600	§	OKA	0.17
B158		275		

==> Κατηγορία διατομής 1

The critical check is on position 8.000 m

Internal forces		
<small>*Φαττητική Έκδοση</small> <small>*Φαττητική Έκδοση</small> <small>*Φαττητική Έκδοση</small>		
NEd	11.58	kN
Vy,Ed	0.00	kN
Vz,Ed	-121.98	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	-161.65	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

#### Normal force check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.3. και τον τύπο (6.5)

Πίνακας τιμών		
<small>*Φαττητική Έκδοση</small> <small>*Φαττητική Έκδοση</small> <small>*Φαττητική Έκδοση</small>		
Nt,Rd	4290.00	kN
Έλεγχος μονάδος	0.00	-

#### Shear check (Vz)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.6. και τον τύπο (6.17)

Πίνακας τιμών		
<small>*Φαττητική Έκδοση</small> <small>*Φαττητική Έκδοση</small> <small>*Φαττητική Έκδοση</small>		
Vc,Rd	1330.50	kN
Έλεγχος μονάδος	0.09	-

#### Έλεγχος ροπής κάμψης (My)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.5. και τον τύπο (6.12)

Η κατάταξη διατομής είναι 1.

Πίνακας τιμών		
<small>*Φαττητική Έκδοση</small> <small>*Φαττητική Έκδοση</small> <small>*Φαττητική Έκδοση</small>		
Mc,Rd	965.80	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.17	-

Θα πραγματοποιηθεί συνοπτικός έλεγχος του υποστυλώματος HEB600 του ισογείου ύψους 4,00m που φαίνεται στο Σχήμα 4.4 (γ).

Πίνακας 4.5: Χαρακτηριστικά της διατομής HEB600.

HEB600			
h= 600 mm	t <sub>w</sub> =15,5mm	A <sub>vz</sub> =110,8cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =171000cm <sup>4</sup>
b=300mm	t <sub>f</sub> =30,0mm	W <sub>pl,y</sub> = 6425cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> =25,17cm
d=486mm	A=270,0cm <sup>2</sup>	r=27mm	i <sub>z</sub> =7,08cm

Δρώντα εντατικά μεγέθη:

$$N_{Ed} = 1492,44\text{kN}$$

$$M_{y,Ed} = 0 \text{ kNm}$$

1. Κατάταξη διατομής βάση του Πίνακα 5.2 EN1993-1-1.

a. Κορμός (τμήμα που υπόκειται σε θλίψη)

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{486}{15,5} = 31,35 \leq 38 \cdot \varepsilon = 38 \cdot 0,92 = 34,96$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 2.

b. Πέλμα  $c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{300 - 15,5}{2} - 27 = 115,25$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{115,25}{30} = 3,84 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28$$

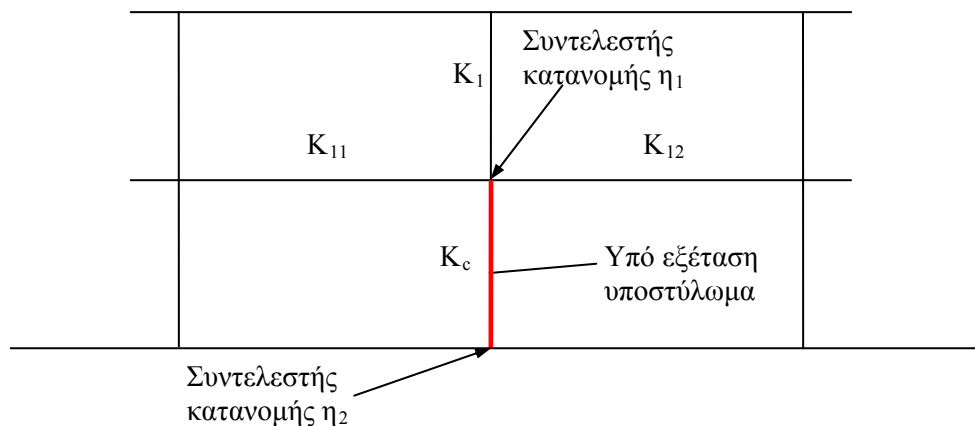
Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1. Επομένως διατομή είναι κατηγορίας 2.

2. Έλεγχος αντοχής της διατομής:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{270,0\text{cm}^2 \cdot 27,5\text{kN/cm}^2}{1,00} = 7425\text{kN}, \quad n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1492,44}{7425,00} = 0,20$$

3. Έλεγχος λυγισμού μέλους

Εύρεση μήκους λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα y-y του υποστυλώματος.



Σχήμα 4.5: Συντελεστές κατανομής για συνεχή υποστυλώματα.

$$\text{Συντελεστής κατανομής } \eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}},$$

όπου:

$K_c$  είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας του υποστυλώματος

$K_{11}, K_{12}$  είναι οι συντελεστές ενεργού δυσκαμψίας των δοκών που απολήγουν στην κεφαλή του υποστυλώματος

$K_1$  είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας του άνω υποστυλώματος

Δυσκαμψία του υπό εξέταση υποστυλώματος:

$$K_c = \frac{I_c}{l_c} = \frac{171000\text{cm}^4}{400\text{cm}} = 427,5\text{cm}^3$$

Το υποστυλόμεμα πάνω από αυτό που ελέγχεται, είναι επίσης HEB600.

$$K_1 = \frac{I_1}{l_1} = \frac{171000\text{cm}^4}{400\text{cm}} = 427,5\text{cm}^3$$

Οι δοκοί δεξιά και αριστερά στην κορυφή του υπό εξέταση υποστυλώματος είναι IPE600 μήκους 8,00m.

$$K_{11} = K_{12} = 1,0 \cdot \frac{I_{11}}{l_{11}} = \frac{92080\text{cm}^4}{800\text{cm}} = 115,1\text{cm}^3$$

Θεωρήθηκε ότι οι συνθήκες στροφικής δέσμμευσης του απομακρυσμένου άκρου της δοκού είναι πάκτωση, για το λόγο αυτό λήφθηκε συντελεστής 1,0.

Άρα ο συντελεστής κατανομής  $\eta_1$  είναι:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{2 \cdot 427,5}{2 \cdot 427,5 + 2 \cdot 115,1} = 0,788.$$

Ενώ ο συντελεστής κατανομής  $\eta_2=0$  (πάκτωση στην βάση του υποστυλώματος).

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού  $\beta$  για υποστυλόμεμα με μεταθετά άκρα :

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} = \frac{L_{cr,y}}{L} = 1,51, \text{ άρα το μήκος λυγισμού του υπό}$$

εξέταση υποστυλώματος είναι  $L_{cr,y} = 1,51 \cdot 4,00\text{m} = 6,04\text{m}$ .

$$\text{Λυγηρότητα } \lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{604\text{cm}}{25,17\text{cm}} = 24,00$$

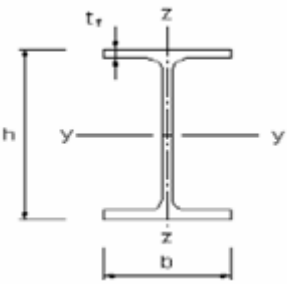
Ανοιγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$ , για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3.

$$\text{Όπου } \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 0,92 = 86,388$$

$$\text{Άρα } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{24,00}{86,388} = 0,278.$$

Επιλέγουμε καμπύλη λυγισμού από τον Πίνακα 4.6 και από τον Πίνακα 4.7 παίρνουμε την τιμή του συντελεστή ατελειών  $\alpha$ .

Πίνακας 4.6: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή.

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	a b	$a_o$ $a_o$
		$40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100\text{mm}$	y-y z-z	d d	c c

Έχουμε  $\frac{h}{b} = \frac{600\text{cm}}{300\text{cm}} = 2$  και  $t_f = 30\text{mm} < 40\text{mm}$ , άρα καμπύλη λυγισμού περί τον άξονα y-y και για ποιότητα χάλυβα S275 είναι η a.

Πίνακας 4.7: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού.

Καμπύλη λυγισμού	$a_o$	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\Phi_y = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (0,278 - 0,2) + 0,278^2 \right] = 0,547 \text{ και}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,547 + \sqrt{0,547^2 - 0,278^2}} = 0,98$$

Τελικά η αντοχή του θλιβόμενου υποστυλώματος σε λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα y-y είναι :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,98 \cdot 270\text{cm}^2 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 7267,5\text{kN}$$

Για την διεύθυνση z-z λόγω ανυπαρξίας ροπών κάθετα στο επίπεδο του υπό εξέταση πλαισίου, αυτό θεωρείται αμετάθετο και μπορεί να ληφθεί το δυσμενέστερο μήκος λυγισμού το οποίο είναι το ύψος του ορόφου,  $L_{cr,z} = 4,00\text{m}$ .

$$\text{Λυγηρότητα } \lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{400cm}{7,08cm} = 56,50$$

Ανοιγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$ , για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3.

$$\text{Άρα } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{56,50}{86,388} = 0,654 .$$

Επιλέγουμε καμπύλη λυγισμού από τον Πίνακα 4.6.

Έχουμε  $\frac{h}{b} = \frac{600cm}{300cm} = 2$  και  $t_f=30mm < 40mm$ , άρα καμπύλη λυγισμού περί τον άξονα z-z και για ποιότητα χάλυβα S275 είναι η b με συντελεστή ατελειών  $\alpha=0,34$ .

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,654 - 0,2) + 0,654^2] = 0,793 \text{ και}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,793 + \sqrt{0,793^2 - 0,654^2}} = 0,81$$

Τελικά η αντοχή του θλιβόμενου υποστυλώματος περί τον ισχυρό άξονα z-z είναι :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,81 \cdot 270cm^2 \cdot 27,5 \frac{kN}{cm^2}}{1,00} = 6014,3kN .$$

Η ροπή κάμψης είναι τέτοια όπου δεν απαιτείται έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Τελικά έχουμε:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} = \frac{1492,44kN}{7267,5kN} = 0,21 \quad \text{και}$$

$$\gamma_{M1}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} = \frac{1492,44kN}{6014,1kN} = 0,25$$

$$\gamma_{M1}$$

Παρουσιάζεται και ο έλεγχος του υποστυλώματος με το Scia Engineering.

### Κανονιστικός Έλεγχος EN 1993-1-1

ΜΕΛΟΣ B 146	Η Ε Β 6 0 0	§ 275	ΟΚΑ	6.2.4
----------------	-------------	----------	-----	-------

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
NEd	-1492.44	kN
Vy,Ed	0.07	kN
Vz,Ed	-0.78	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	1.92	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

#### Compression check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.4 και τον τύπο (6.9)  
Η κατάταξη διατομής είναι 2.

Πίνακας τιμών		
Nc,Rd	7425.00	kN
Έλεγχος μονάδος	0.20	-

#### Shear check (Vz)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.6. και τον τύπο (6.17)

Πίνακας τιμών		
Vc,Rd	1759.98	kN
Έλεγχος μονάδος	0.00	-

#### Έλεγχος ροπής κάμψης (My)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.5. και τον τύπο (6.12)  
Η κατάταξη διατομής είναι 2.

Πίνακας τιμών		
Mc,Rd	1765.50	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.00	-

#### ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ::...

##### Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
Τύπος μετάθεσης	μεταθετό	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	4.000	4.000	m
Συντελεστής λυγισμού k	1.52	0.92	
Μήκος λυγισμού L <sub>cr</sub>	6.090	3.661	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N <sub>cr</sub>	95556.30	20926.64	kN
Λυγηρότητα	24.20	51.71	
Σχετική λυγηρότητα λ	0.28	0.60	
Περιορισμός λυγηρότητας λ <sub>0</sub>	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	a	b	
Ατέλεια α	0.21	0.34	
Συντελεστής μείωσης χ	0.98	0.84	
Αντοχή λυγισμού N <sub>b,Rd</sub>	7294.40	6231.29	kN

Η λυγηρότητα ή η ροπή κάμψης είναι τέτοια ώστε το φαινόμενο του Στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μπορεί να αγνοηθεί σύμφωνα με το EN 1993-1-1 άρθρο 6.3.2.2(4)

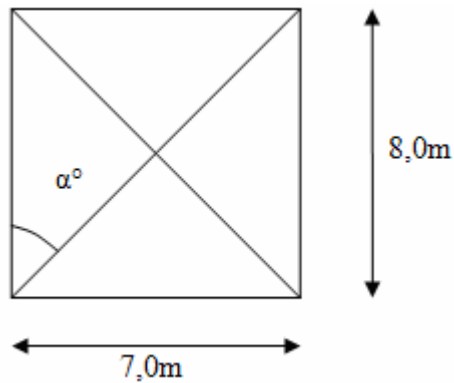
$$\begin{aligned} \text{Έλεγχος μονάδος (6.61)} &= 0.20 + 0.00 + 0.00 = 0.21 \\ \text{Έλεγχος μονάδος (6.62)} &= 0.24 + 0.00 + 0.00 = 0.24 \end{aligned}$$



## 4.5 Δυναμική ανάλυση

### 4.5.1 Έλεγχος της προσομοίωσης του κτιρίου

Για την δυναμική ανάλυση του κτιρίου θεωρήθηκε ως μάζα των ορόφων εκείνη που προκύπτει από το συνδυασμό  $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q$ . Η προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των ορόφων έγινε με την εισαγωγή κατάλληλων οριζόντιων χιαστί συνδέσμων. Η διατομή τους υπολογίστηκε ως εξής:



Διατμητική δυσκαμψία συνδέσμων:  
 $S_v = 2 \cdot E_a \cdot A_d \cdot \sin^2 a \cdot \cos a$ .

Διατμητική δυσκαμψία πλάκας σκυροδέματος:  
 $S_v = G \cdot b \cdot t$

$$a = \arctan\left(\frac{7,0m}{8,0m}\right) = 41,19^\circ$$

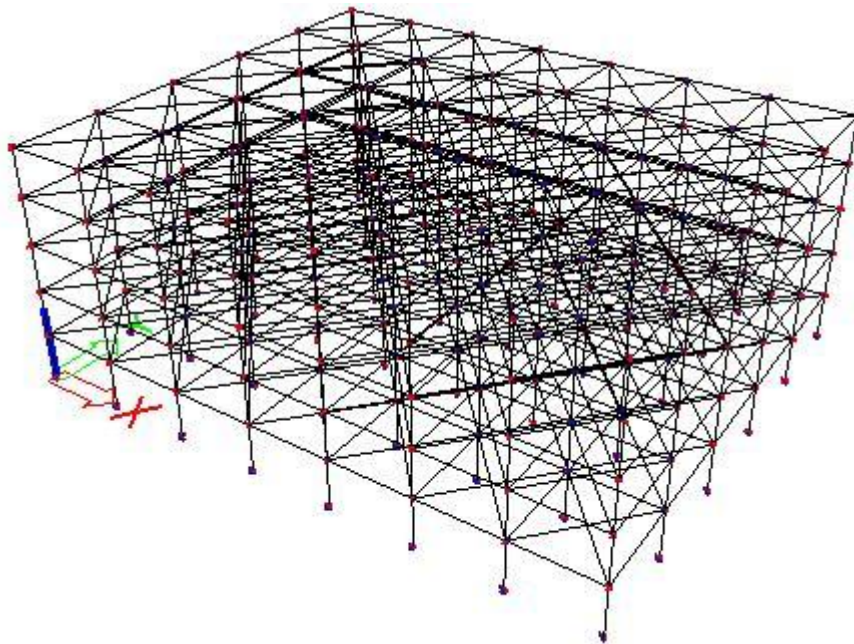
Διατμητική δυσκαμψία πλάκα σκυροδέματος:

$$S_v = 1270,8 \frac{kN}{cm^2} \cdot 700cm \cdot 7,7cm = 6849612kN$$

Υπολογισμός επιφάνειας  $A_d$  οριζόντιων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας:

$$A_d = \frac{S_v}{2 \cdot E_a \cdot \sin^2 a \cdot \cos a} = \frac{6849612kN}{2 \cdot 21000 \frac{kN}{cm^2} \cdot \sin^2 41,19^\circ \cdot \cos 41,19^\circ} = 499,7cm^2$$

Έτσι επιλέχθηκαν οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι CHS508/40 με  $A_d = 588cm^2$ .



Σχήμα 4.6: Προσομοίωμα ανάλυσης κατασκευής

Πίνακας 4.8: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης με χρήση της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου, με το πρόγραμμα Scia Engineering. Μάζα ταλάντωσης  $M=5579,3\text{kN}\cdot\text{sec}^2/\text{m}$ .

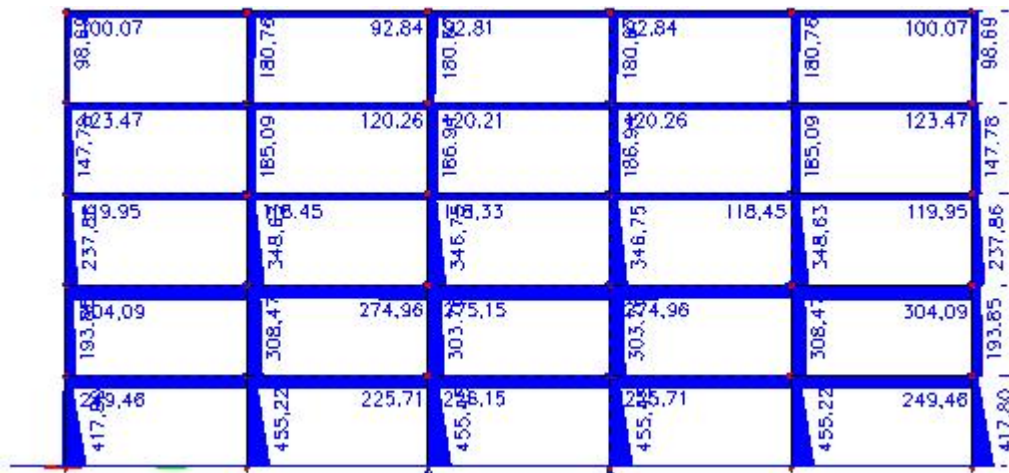
Αριθμός Ιδιομορφής	Περίοδος T(sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας		
		X	Y	Z
1	1,8195	0,7091	0	0
2	1,6823	0	0,7211	0
3	1,1259	0	0	0
4	0,5959	0,1857	0	0
5	0,5572	0	0,1842	0
6	0,3778	0	0	0
7	0,2948	0,0631	0	0
8	0,2807	0	0,0580	0
9	0,1931	0	0	0
10	0,1795	0,0291	0	0
11	0,1781	0	0,0245	0
12	0,1435	0	0	0
Συνολική συμμετέχουσα μάζα		0,9870	0,9878	0

Για τον έλεγχο τόσο της προσομοίωσης της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών με οριζόντιους χιαστί συνδέσμους, όσο και του μέσου ανάλυσης Scia, γίνεται αντιπαράθεση των αποτελεσμάτων με το SAP2000, όπου η προσομοίωση των πλακών έγινε με επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων μεταξύ των κόμβων του διαφράγματος.

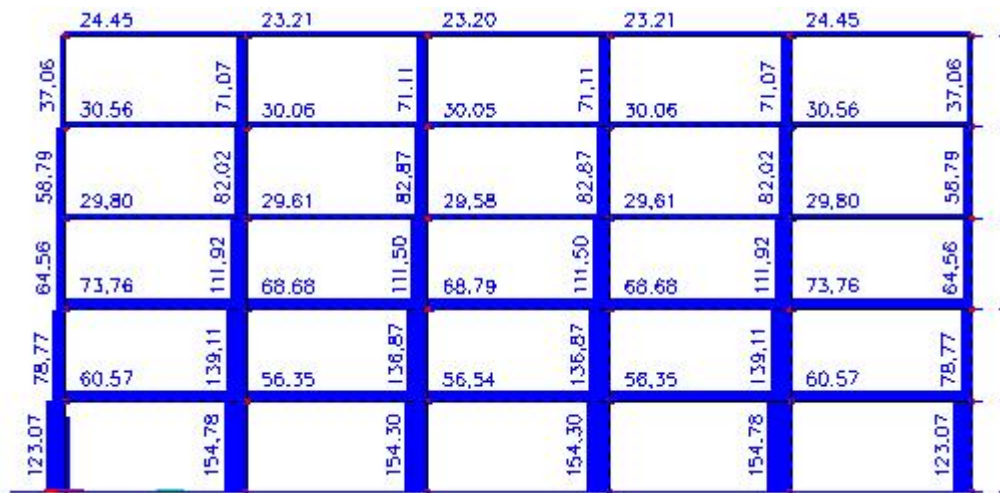
Πίνακας 4.9: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης με το πρόγραμμα SAP2000. Μάζα ταλάντωσης  $M=5578,0\text{kN}\cdot\text{sec}^2/\text{m}$ .

Αριθμός Ιδιομορφής	Περίοδος T(sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας		
		X	Y	Z
1	1,8119	0,7082	0	0
2	1,6725	0	0,7200	0
3	1,1628	0	0	0
4	0,5921	0,1857	0	0
5	0,5482	0	0,1844	0
6	0,3899	0	0	0
7	0,2909	0,0632	0	0
8	0,2681	0	0,0581	0
9	0,1953	0	0	0
10	0,1745	0,0294	0	0
11	0,1614	0	0,0270	0
12	0,1315	0	0	0
Συνολική συμμετέχουσα μάζα		0,9865	0,9895	0

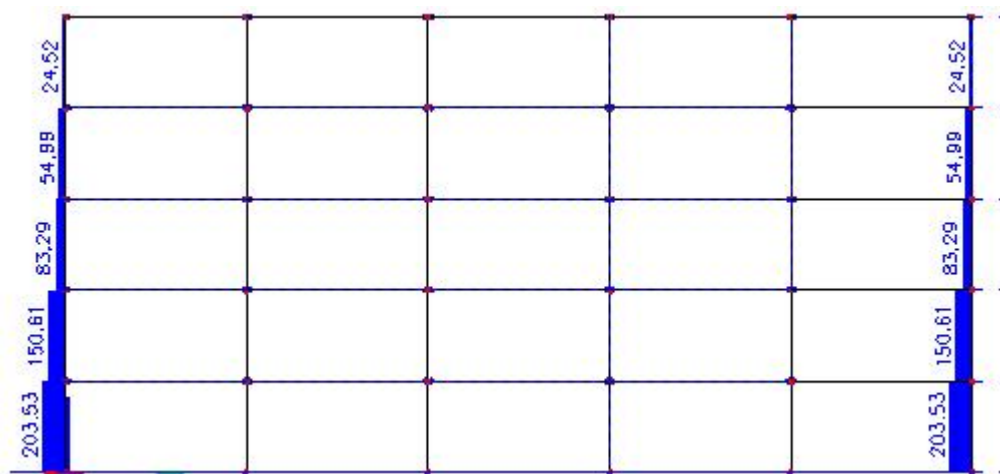
Ενδεικτικά θα γίνει η σύγκριση των εντατικών μεγεθών  $[M]$ ,  $[Q]$ ,  $[N]$  και των μετακινήσεων  $u_y$  για σεισμική διέγερση  $E_y$ , στο περιμετρικό πλαίσιο κατά  $Y$ .



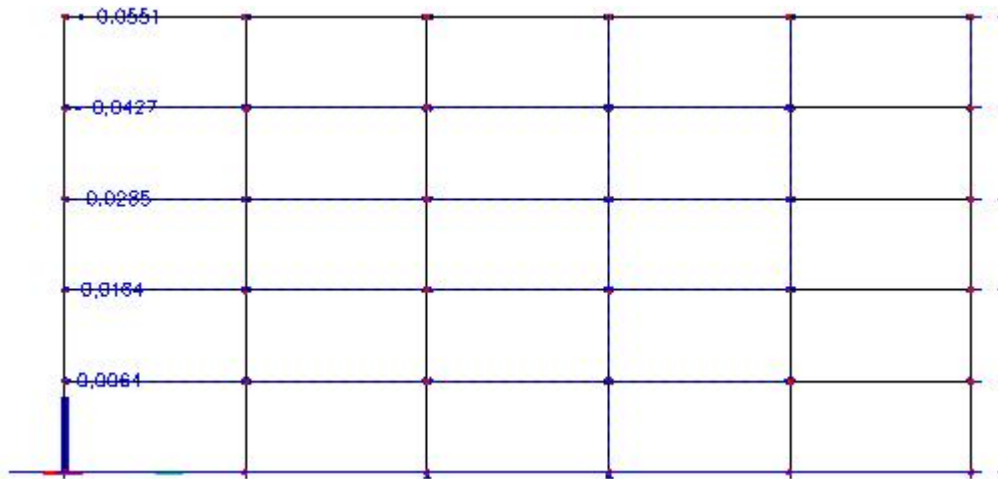
(α)



(β)

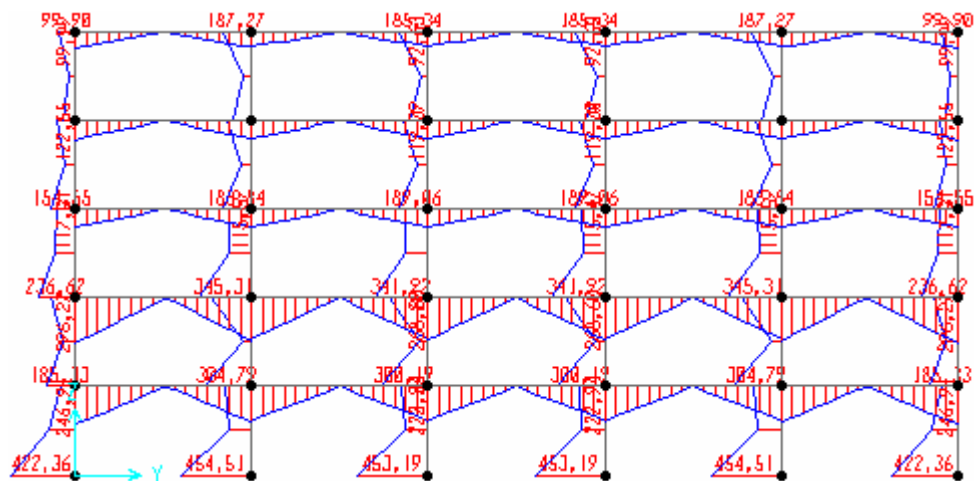


(γ)

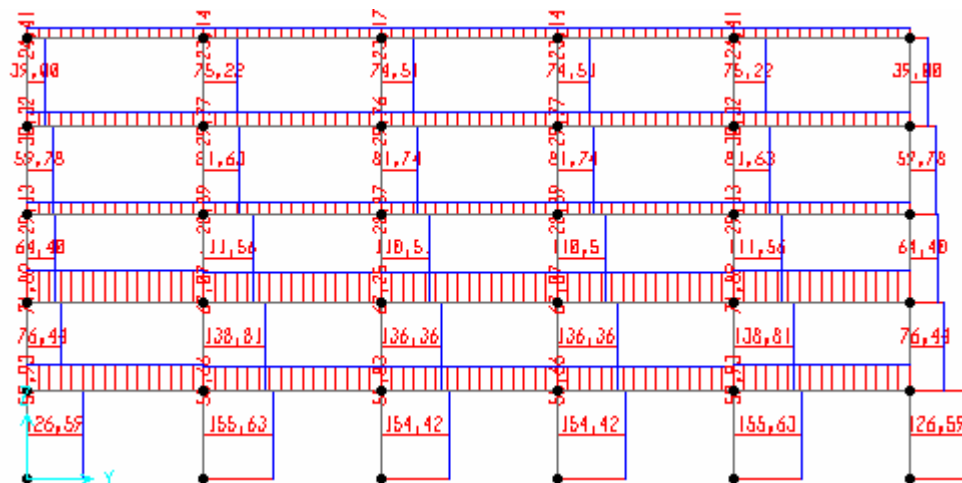


(δ)

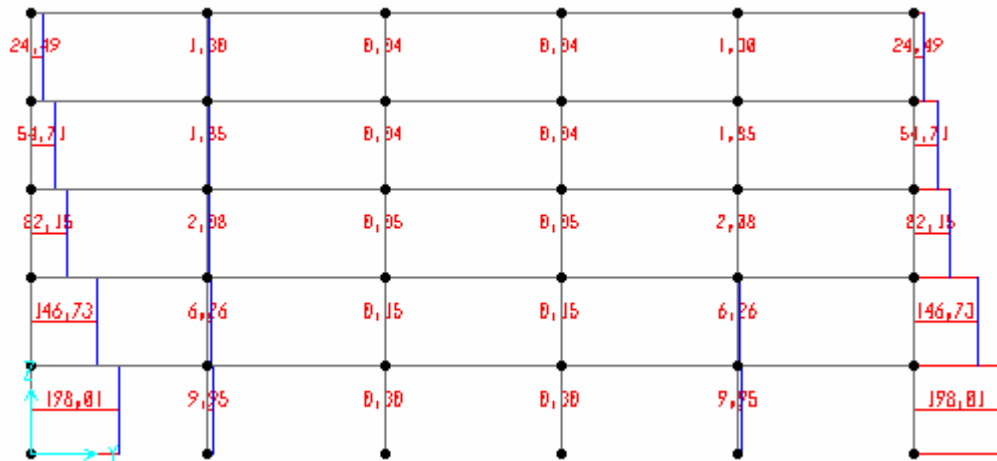
Σχήμα 4.7: (α) Διάγραμμα ροπών κάμψης  $M_{y,Ed}$  (kNm), (β) Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων  $V_{Ed}$  (kN), (γ) Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων  $N_{Ed}$  (kN) και (δ) Μετακινήσεις  $u_y$  (m) για σεισμική φόρτιση κατά Y, με μέσο ανάλυσης Scia Engineering. Περιμετρικό πλαίσιο κατά Y.



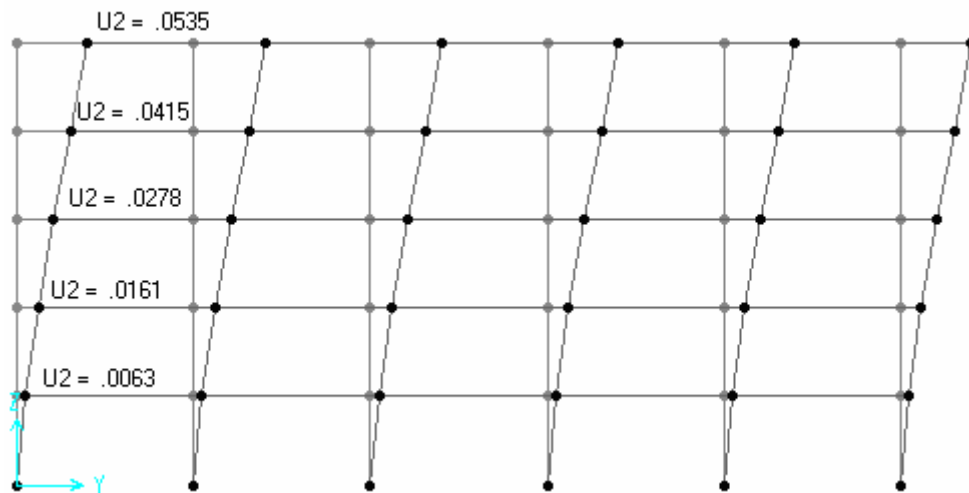
(α)



(β)



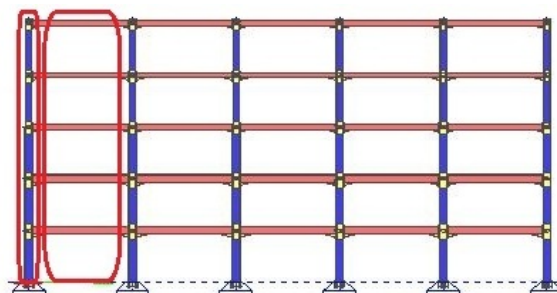
(γ)



(δ)

Σχήμα 4.8: (α) Διάγραμμα ροπών κάμψης  $M_{y,Ed}$  (kNm), (β) Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων  $V_{Ed}$  (kN), (γ) Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων  $N_{Ed}$  (kN) και (δ) Μετατοπίσεις  $u_y$  (m) για σεισμική φόρτιση κατά Y, με μέσο ανάλυσης SAP2000. Περιμετρικό πλαίσιο κατά την διεύθυνση Y.

Θα γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων των μέσων ανάλυσης Scia Engineering και SAP για τα ακραία υποστυλώματα και τις ακραίες δοκούς του περιμετρικού πλαισίου κατά Y.



Σχήμα 4.9: Υποστυλώματα και δοκοί για τα οποία έγινε σύγκριση αποτελεσμάτων.

Πίνακας 4.10: Σύγκριση αποτελεσμάτων ροπών κάμψης για τις ακραίες δοκούς.

Όροφος	$M_{y,Ed}$ (kNm) Scia	$M_{y,Ed}$ (kNm) SAP	$(M_{SCIA}-M_{SAP})/M_{SCIA}$ (%)
1 <sup>ος</sup>	249,46	246,91	1,02
2 <sup>ος</sup>	304,09	296,27	2,57
3 <sup>ος</sup>	119,95	117,31	2,20
4 <sup>ος</sup>	123,47	122,55	0,75
5 <sup>ος</sup>	100,07	99,99	0,08

Πίνακας 4.11: Σύγκριση αποτελεσμάτων τεμνουσών δυνάμεων για τις ακραίες δοκούς.

Όροφος	$V_{Ed}$ (kN) Scia	$V_{Ed}$ (kN) SAP	$(V_{SCIA}-V_{SAP})/V_{SCIA}$ (%)
1 <sup>ος</sup>	60,57	59,93	1,07
2 <sup>ος</sup>	73,36	71,89	2,60
3 <sup>ος</sup>	29,80	29,13	2,30
4 <sup>ος</sup>	30,56	30,32	0,79
5 <sup>ος</sup>	24,45	24,41	0,16

Πίνακας 4.12: Σύγκριση αποτελεσμάτων οριζόντιων μετατοπίσεων διαφραγμάτων.

Όροφος	$u_y$ (m) Scia	$u_y$ (m) SAP	$(u_{SCIA}-u_{SAP})/u_{SCIA}$ (%)
1 <sup>ος</sup>	0,0064	0,0063	1,56
2 <sup>ος</sup>	0,0164	0,0161	1,83
3 <sup>ος</sup>	0,0285	0,0278	2,46
4 <sup>ος</sup>	0,0427	0,0415	2,81
5 <sup>ος</sup>	0,0551	0,0535	2,90

Πίνακας 4.13: Σύγκριση αποτελεσμάτων ροπών κάμψης για τα ακραία υποστυλώματα.

Όροφος	$M_{y,Ed}$ (kNm) Scia	$M_{y,Ed}$ (kNm) SAP	$(M_{SCIA}-M_{SAP})/M_{SCIA}$ (%)
1 <sup>ος</sup>	417,80	422,36	-1,09
2 <sup>ος</sup>	193,85	185,33	4,39
3 <sup>ος</sup>	237,86	236,62	0,52
4 <sup>ος</sup>	147,78	154,55	-4,58
5 <sup>ος</sup>	98,69	99,90	-1,23

Πίνακας 4.14: Σύγκριση αποτελεσμάτων τεμνουσών δυνάμεων για τα ακραία υποστυλώματα.

Όροφος	$V_{Ed}$ (kN) Scia	$V_{Ed}$ (kN) SAP	$(V_{SCIA}-V_{SAP})/V_{SCIA}$ (%)
1 <sup>ος</sup>	123,07	126,59	-2,86
2 <sup>ος</sup>	78,77	76,44	2,96
3 <sup>ος</sup>	64,56	64,40	0,25
4 <sup>ος</sup>	58,79	59,78	-1,68
5 <sup>ος</sup>	37,06	39,00	-5,24

Πίνακας 4.15: Σύγκριση αποτελεσμάτων αξονικών δυνάμεων για τα ακραία υποστυλώματα.

Όροφος	$N_{Ed}$ (kN) Scia	$N_{Ed}$ (kN) SAP	$(N_{SCIA}-N_{SAP})/N_{SCIA}$ (%)
1 <sup>ος</sup>	203,53	198,00	2,72
2 <sup>ος</sup>	150,61	146,73	2,58
3 <sup>ος</sup>	83,29	82,15	1,37
4 <sup>ος</sup>	54,99	54,71	0,51
5 <sup>ος</sup>	24,52	24,49	0,12



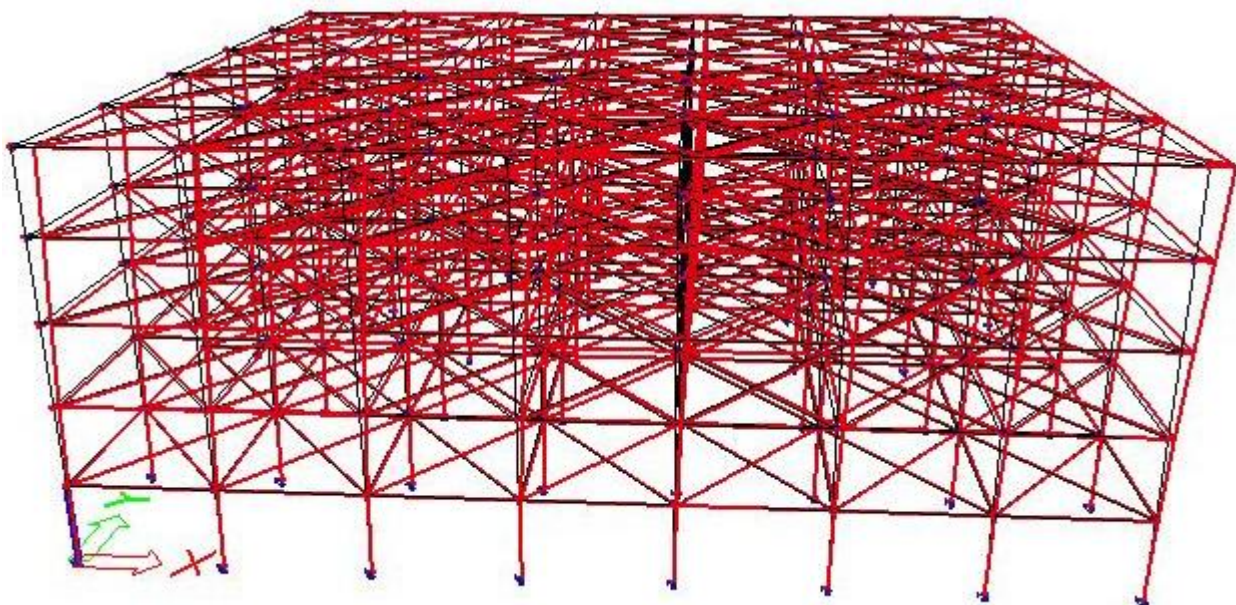
Επίσης, κατά την σύγκριση των αποτελεσμάτων (Scia Engineering - SAP 2000) σε πλαίσιο κατά την διεύθυνση X και για σεισμική φόρτιση Ex, είχαμε διαφορές της ίδιας τάξης μεγέθους με αυτές που προέκυψαν παραπάνω.

Άρα, κρίνοντας τα αποτελέσματα τόσο των ιδιομορφών (ιδιοπερίοδοι, ποσοστά συμμετέχουσας μάζας και μορφή ταλάντωσης), των εντατικών μεγεθών (ροπές κάμψης, τέμνουσες δυνάμεις και αξονικές δυνάμεις) και των οριζόντιων παραμορφώσεων βλέπουμε ότι έχουμε κάνει σωστή προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών με χρήση οριζόντιων χιαστί συνδέσμων κοίλης διατομής CHS508/40. Επιπλέον το μέσο ανάλυσης Scia Engineering συγκρινόμενο με το πρόγραμμα αναφοράς SAP 2000, έδωσε ικανοποιητικά αποτελέσματα.

Βάση των αποτελεσμάτων της ιδιομορφικής ανάλυσης (Πίνακας 4.8) το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών είναι 98,7% κατά την διεύθυνση X και 98,8% κατά την διεύθυνση Y της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Οι τιμές αυτές είναι μεγαλύτερες από το 90% οπότε καλύπτεται η σχετική απαίτηση του Ευρωκώδικα 8.

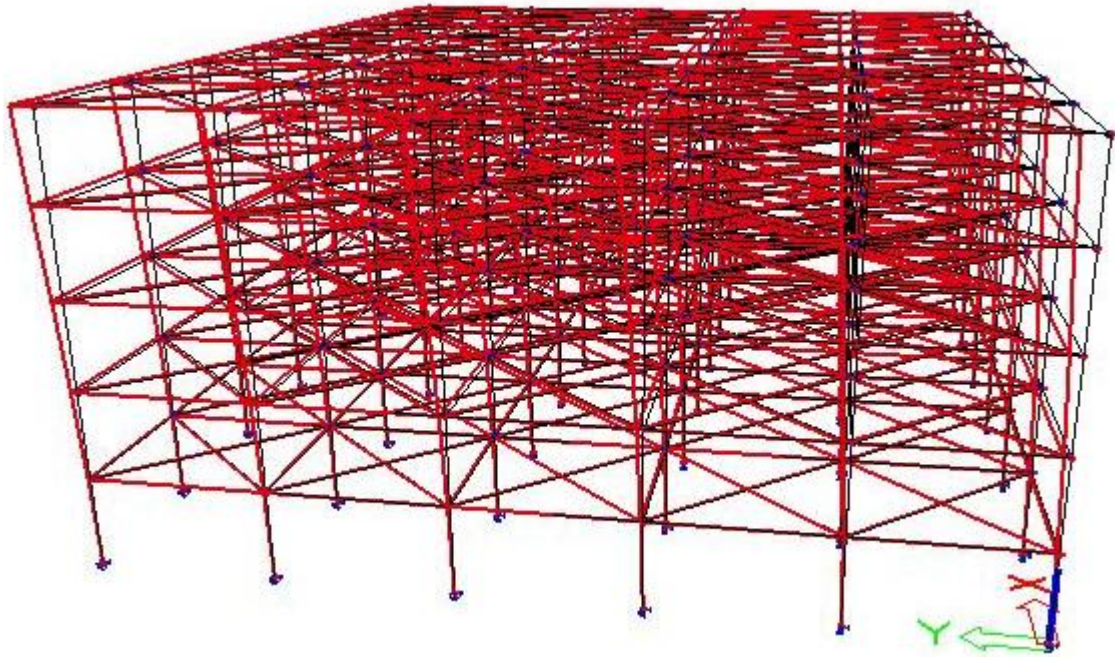
Παρατηρούμε επίσης, ότι στις δύο πρώτες ιδιομορφές που είναι μεταφορικές κατά X και Y αντίστοιχα, συγκεντρώνετε μεγάλο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (ο φορέας ταλαντώνεται ως σύνολο). Συνεπώς το κτίριο μπορεί να χαρακτηριστεί από άποψη εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας, "κατάλληλα μορφωμένο κτίριο".

Αριθμός Ιδιομορφής	Περίοδος T(sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας		
		X	Y	Z
1	1,8195	0,7091	0	0
2	1,6823	0	0,7211	0



(α)

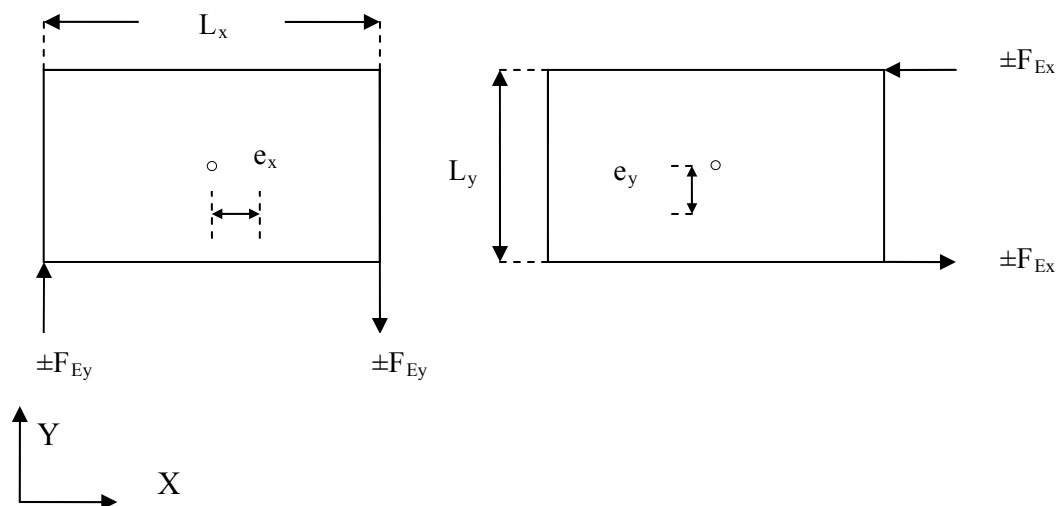




(β)

Σχήμα 4.10: (α) 1<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης, μεταφορική κατά την διεύθυνση X, (β) 2<sup>η</sup> ιδιομορφή ταλάντωσης, μεταφορική κατά Y.

#### 4.5.2 Τυχηματική εκκεντρότητα



Σχήμα 4.11: Ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας.

Προκειμένου να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες στη θέση των μαζών και στη χωρική μεταβολή της σεισμικής κίνησης, το υπολογιζόμενο κέντρο της μάζας σε κάθε όροφο θα θεωρείται ως μετατοπισμένο από την ονομαστική θέση του σε κάθε διεύθυνση κατά την ακόλουθη τυχηματική εκκεντρότητα:  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$ .

όπου:

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας ορόφου  $i$  από την ονομαστική θέση του, εφαρμοζόμενη στην ίδια διεύθυνση σε όλους τους ορόφους.

$L_i$  είναι η διάσταση του ορόφου, κάθετη προς την διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων γίνεται με εφαρμογή της ακόλουθης σχέσης :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}, \quad (4.1)$$

όπου:

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο  $i$ .

$F_b$  είναι η σεισμική τέμνουσα βάσεως.

$s_i, s_j$  είναι οι μετακινήσεις των μαζών  $m_i, m_j$  που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

$m_i, m_j$  είναι οι μάζες των ορόφων.

Οι τυχηματικές στρεπτικές επιδράσεις μπορούν να καθοριστούν ως περιβάλλουσα των εντατικών μεγεθών στατικών φορτίσεων, που αποτελούνται από ομάδα στρεπτικών ροπών  $M_{ai}$  περί τον κατακόρυφο άξονα κάθε ορόφου  $i$  :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i, \quad (4.2)$$

όπου

$M_{ai}$  είναι η στρεπτική ροπή που εφαρμόζεται στον όροφο  $i$  περί τον κατακόρυφο άξονά του

$e_{ai}$  είναι η τυχηματική εκκεντρότητα της μάζας του ορόφου  $i$  στην αντίστοιχη απαιτούμενη διεύθυνση

$F_i$  είναι το οριζόντιο φορτίο που δρα στον όροφο  $i$ , σε διεύθυνση κάθετη προς εκείνη της  $e_{ai}$ .

Τα εντατικά μεγέθη των φορτίσεων πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με θετικά και αρνητικά πρόσημα (το ίδιο πρόσημο για όλους τους ορόφους).

Οι ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας υπολογίζονται με την σχέση:

$$F_{Ei} = \frac{M_{ai}}{L_i}, \quad (4.3)$$

Για σεισμική δράση κατά X η τέμνουσα βάσης όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συνδυασμό φόρτισης  $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_X + 0,3 \cdot E_Y$  είναι  $F_{b,x} = 2782,44 \text{ kN}$ . Η τυχηματική εκκεντρότητα είναι  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i = 0,05 \cdot 40,0 \text{ m} = 2,0 \text{ m}$ .

Πίνακας 4.16: Ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας για σεισμική διέγερση κατά X.

Όροφος	$s_i$ (mm)	$m_i$ ( $\text{kN} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$ )	$s_i \cdot m_i$	$F_i$ (kN)	Mai (kNm)	$F_{Ex}$ (kN)
1 <sup>ος</sup>	5,6	1169,73	6550,47	107,60	215,20	5,38
2 <sup>ος</sup>	15,8	1171,85	18515,19	304,14	608,28	15,21
3 <sup>ος</sup>	29,9	1158,77	34647,14	569,13	1138,26	28,46
4 <sup>ος</sup>	46,7	1153,62	53873,86	884,95	1769,90	44,25
5 <sup>ος</sup>	60,3	925,39	55801,30	916,62	1833,24	45,83
				2782,44kN		

Για σεισμική δράση κατά Y η τέμνουσα βάσης όπως προκύπτει από την ανάλυση για τον συνδυασμό φόρτισης  $1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q + E_Y + 0,3 \cdot E_X$  είναι  $F_{b,y} = 2988,60 \text{ kN}$ . Η τυχηματική εκκεντρότητα είναι  $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i = 0,05 \cdot 49,0 \text{ m} = 2,45 \text{ m}$ .

Πίνακας 4.17: Ισοδύναμες δυνάμεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας για σεισμική διέγερση κατά Y.

Όροφος	$s_i$ (mm)	$m_i$ ( $\text{kN} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$ )	$s_i \cdot m_i$	$F_i$ (kN)	Mai (kNm)	$F_{Ey}$ (kN)
1 <sup>ος</sup>	5,5	1169,73	6433,50	123,06	301,50	6,15
2 <sup>ος</sup>	15,1	1171,85	17694,89	338,46	829,24	16,92
3 <sup>ος</sup>	27,9	1158,77	32329,61	618,39	1515,06	30,92
4 <sup>ος</sup>	42,7	1153,62	49259,39	942,22	2308,45	47,11
5 <sup>ος</sup>	54,6	925,39	50526,55	966,46	2367,83	48,32
				2988,60kN		

Ο σεισμικός συνδυασμός δράσεων γράφεται ως ακολούθως:

$$S_d = 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q \pm E_{CCX} \pm E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$$

$$S_d = 1,0 \cdot G + 0,3 \cdot Q \pm E_{CCY} \pm E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$$

Όπου  $E_{CCX}$  και  $E_{CCY}$  οι δράσεις λόγω τυχηματικής εκκεντρότητας. Τυχόν γεωμετρικές και δομικές ατέλειες δεν λήφθηκαν υπόψη στην ανάλυση του κτιρίου.

#### 4.5.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών, θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού, οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με την σχέση :

$$d_r v \leq 0,007h, \quad (4.4)$$

όπου:

$d_r$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων  $d_s$  των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου,  $d_s = q \cdot d_e$ .

$d_e$  είναι η μετακίνηση σημείου όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης (Σεισμικός συνδ.  $G+0,3Q \pm E_{CCY} \pm E_Y \pm 0,3E_X$ )

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς του κτιρίου,  $q=4$

$h$  είναι το ύψος του ορόφου, 4,00m.

$\nu$  είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών,  $\nu=0,4$ .

Έτσι οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων θα ελέγχονται με την σχέση:

$$\frac{q \cdot (d_{eo} - d_{eu})}{h} \cdot 0,4 \leq 0,007 \quad , \quad (4.5)$$

όπου:

$d_{eo}$  είναι η μετακίνηση σημείου της άνω πλάκας του υπό εξέταση ορόφου.

$d_{eu}$  είναι η μετακίνηση σημείου της κάτω πλάκας του υπό εξέταση ορόφου.

Πίνακας 4.18: Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων για σεισμική διέγερση κατά X.

Όροφος	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo}-d_{eu}$ (cm)	$\frac{q \cdot (d_{eo} - d_{eu})}{h} \cdot \nu$
1 <sup>ος</sup>	0,71	0,71	0,0028
2 <sup>ος</sup>	1,85	1,14	0,0046
3 <sup>ος</sup>	3,28	1,43	0,0057
4 <sup>ος</sup>	4,98	1,70	0,0068
5 <sup>ος</sup>	6,47	1,49	0,0060

Πίνακας 4.19: Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων για σεισμική διέγερση κατά Y.

Όροφος	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo}-d_{eu}$ (cm)	$\frac{q \cdot (d_{eo} - d_{eu})}{h} \cdot \nu$
1 <sup>ος</sup>	0,69	0,69	0,0028
2 <sup>ος</sup>	1,80	1,11	0,0044
3 <sup>ος</sup>	3,16	1,36	0,0054
4 <sup>ος</sup>	4,73	1,57	0,0063
5 <sup>ος</sup>	6,09	1,36	0,0054

Επομένως και στις δύο κύριες διευθύνσεις ικανοποιείται η απαίτηση του κανονισμού για περιορισμό των βλαβών.

#### 4.5.4 Έλεγχος επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης

Τα αποτελέσματα δευτέρας τάξης δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη αν ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad , \quad (4.6)$$

όπου

$\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

$P_{tot}$  είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

$V_{tot}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου.

Εάν  $0,1 < \theta \leq 0,2$  τα αποτελέσματα δευτέρας τάξης μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με τον συντελεστή:  $\alpha = 1/(1-\theta)$ . Η τιμή του συντελεστή  $\theta$  δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 0,3.

Πίνακας 4.20: Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά X.

Όροφος	Ύψος ορόφου h (m)	Ptot (kN)	Vtot (kN)	d <sub>e</sub> (cm)	Σχετική παραμόρφωση d <sub>eo</sub> -d <sub>eu</sub> (cm)	θ <sub>X</sub>
1 <sup>ος</sup>	4,00	54733,42	2782,44	0,71	0,71	0,140
2 <sup>ος</sup>	4,00	43258,42	2674,84	1,85	1,14	0,184
3 <sup>ος</sup>	4,00	31762,60	2370,70	3,28	1,43	0,192
4 <sup>ος</sup>	4,00	20395,09	1801,57	4,98	1,70	0,192
5 <sup>ος</sup>	4,00	9078,12	916,62	6,47	1,49	0,148

Πίνακας 4.21: Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά Y.

Όροφος	Ύψος ορόφου h (m)	Ptot (kN)	Vtot (kN)	d <sub>e</sub> (cm)	Σχετική παραμόρφωση d <sub>eo</sub> -d <sub>eu</sub> (cm)	θ <sub>Y</sub>
1 <sup>ος</sup>	4,00	54733,42	2988,60	0,69	0,69	0,126
2 <sup>ος</sup>	4,00	43258,42	2865,54	1,80	1,11	0,168
3 <sup>ος</sup>	4,00	31762,60	2527,08	3,16	1,36	0,171
4 <sup>ος</sup>	4,00	20395,09	1908,68	4,73	1,57	0,168
5 <sup>ος</sup>	4,00	9078,12	966,46	6,09	1,36	0,128

Παρατηρούμε ότι και για τις δύο διευθύνσεις ισχύει  $0,10 < \theta \leq 0,20$ . Έτσι στην διεύθυνση X γίνεται επαύξηση της σεισμικής δράσης κατά συντελεστή  $\alpha = 1/(1-0,192) = 1,238$  και στην διεύθυνση Y γίνεται επαύξηση της σεισμικής δράσης κατά συντελεστή  $\alpha = 1/(1-0,171) = 1,206$ . Τα μήκη λυγισμού των υποστυλωμάτων θα υπολογιστούν για αμετάθετο πλαίσιο.

## 4.6 Έλεγχος για το σεισμικό συνδυασμό

### 4.6.1 Γενικά

Τα πλαίσια παραλαβής ροπών θα σχεδιάζονται έτσι ώστε να σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς ή στις συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα, όχι όμως στα υποστυλώματα. Η απαίτηση αυτή δεν ισχύει στην βάση του πλαισίου, στους τελευταίους ορόφους πολυώροφων κτηρίων και σε μονώροφα κτήρια.

### 4.6.2 Δοκοί

«Οι δοκοί θα πρέπει να ελέγχονται ως προς την επαρκή τους αντοχή έναντι πλευρικού και στρεπτικού λυγισμού σύμφωνα με το EN 1993, υποθέτοντας ότι σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο της δοκού το οποίο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι το άκρο που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς θα πρέπει να ελέγχεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας. Προς τούτο, σε διατομές οι οποίες ανήκουν στις κατηγορίες διατομής 1 και 2, θα πρέπει να ελέγχονται οι ακόλουθες ανισότητες στην θέση στην οποία αναμένεται ο σχηματισμός αρθρώσεων:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,00, \quad (4.7)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,50, \quad (4.8)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15, \quad (4.9)$$

όπου

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}, \quad (4.10)$$

$N_{Ed}$  είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού,

$M_{Ed}$  είναι η ροπή κάμψης σχεδιασμού,

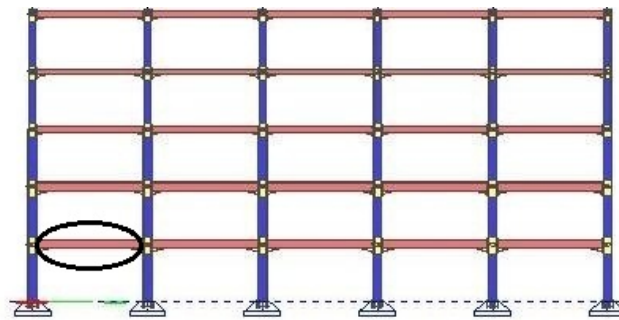
$V_{Ed}$  είναι η τέμνουσα σχεδιασμού,

$N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  είναι αντοχές σχεδιασμού σύμφωνα με το EN 1993,

$V_{Ed,G}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις,

$V_{Ed,M}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών  $M_{pl,Rd,A}$  και  $M_{pl,Rd,B}$  με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων A και B της δοκού.  $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$  είναι η πιο δυσμενής συνθήκη, η οποία αντιστοιχεί σε μια δοκό με άνοιγμα  $L$  και πλάστιμες ζώνες και στα δύο άκρα.»[10]

Θα γίνει έλεγχος στις ακραίες δοκούς του εξωτερικού πλαισίου κατά την διεύθυνση Y με κατάλληλη επαύξηση των σεισμικών δράσεων λόγω των επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης.  
Έλεγχος δοκού IPE600 1<sup>ου</sup> ορόφου.



Σχήμα 4.12: Εξωτερικό πλαίσιο κατά την διεύθυνση Y, έλεγχος δοκού 1<sup>ου</sup> ορόφου.

Πίνακας 4.22: Χαρακτηριστικά της διατομής IPE600.

IPE600		
h= 600 mm	t <sub>w</sub> =12,0mm	A <sub>vz</sub> =83,78cm <sup>2</sup>
b=220 mm	t <sub>f</sub> =19,0 mm	W <sub>pl,y</sub> = 3512cm <sup>3</sup>
d=514 mm	A=156,0cm <sup>2</sup>	r=24mm

1. Κατάταξη διατομής βάσει του Πίνακα 5.2 EN1993-1-1.

Η διατομή είναι κατηγορίας 1, βάσει της κατάταξης της που έγινε στην παράγραφο 4.4.2. Συνεπώς μπορούμε να κάνουμε πλαστικό έλεγχο.

2. Αντοχές σχεδιασμού:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3512 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} \cdot \frac{1}{100} = 965,8 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{83,78 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 1330,2 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{156,0 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 4290,0 \text{ kN}$$

3. Δρώντα εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό φόρτισης 1,0G+0,3Q+E<sub>Y</sub>+0,3E<sub>X</sub>+E<sub>CCY</sub>

$$M_{y,Ed} = 412,43$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 73,09 + 241,45 = 314,54 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 73,09 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = (965,8 + 965,8) \text{ kNm} / 8,0 \text{ m} = 241,45 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

4. Έλεγχος:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{412,43}{965,8} = 0,43 \leq 1,00$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{314,54}{1330,20} = 0,24 \leq 0,50$$

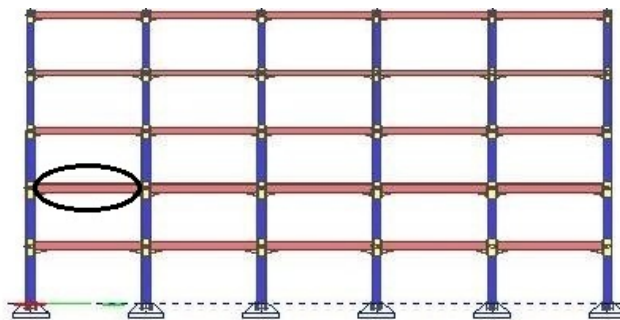
$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15$$

5. Συντελεστής  $\Omega$

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{965,8}{412,43} = 2,34$$

Θεωρείται ότι η σύμμικτη πλάκα εξασφαλίζει την δοκό έναντι πλευρικού λυγισμού. Αυτό ισχύει για όλες τις δοκούς που εξετάζουμε.

Έλεγχος δοκού IPE600 2<sup>ου</sup> ορόφου.



Σχήμα 4.13: Εξωτερικό πλαίσιο κατά την διεύθυνση Y, έλεγχος δοκού 2<sup>ου</sup> ορόφου.

Τα χαρακτηριστικά τις διατομής, η κατάταξη και οι πλαστικές αντοχές αυτής είναι ίδια με τη δοκό του 1<sup>ου</sup> ορόφου.

1. Δρώντα εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό φόρτισης  $1,0G+0,3Q+E_Y+0,3E_X+E_{CCY}$

$$M_{y,Ed} = 490,24$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 72,08 + 241,45 = 313,53 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 72,08 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L = (965,8 + 965,8) \text{ kNm} / 8,0 \text{ m} = 241,45 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

2. Έλεγχος:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{490,24}{965,8} = 0,51 \leq 1,00$$



$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{313,53}{1330,20} = 0,24 \leq 0,50$$

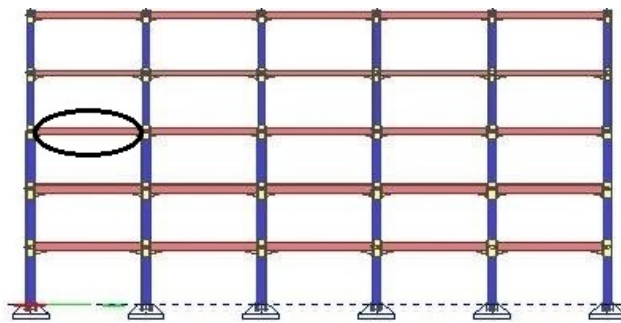
$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15$$

### 3. Συντελεστής $\Omega$

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{965,8}{490,24} = 1,97$$

Θεωρείται ότι η σύμμικτη πλάκα εξασφαλίζει την δοκό έναντι πλευρικού λυγισμού.

Έλεγχος δοκού IPE400 3<sup>ου</sup> ορόφου.



Σχήμα 4.14: Εξωτερικό πλαίσιο κατά την διεύθυνση Y, έλεγχος δοκού 3<sup>ου</sup> ορόφου.

Πίνακας 4.23: Χαρακτηριστικά της διατομής IPE400.

IPE400		
h= 400 mm	t <sub>w</sub> =8,6mm	A <sub>vz</sub> =42,69cm <sup>2</sup>
b=180 mm	t <sub>f</sub> =13,5 mm	W <sub>pl,y</sub> = 1307cm <sup>3</sup>
d=331 mm	A=84,46cm <sup>2</sup>	r=21mm

#### 1. Κατάταξη διατομής βάση του Πίνακα 5.2 EN1993-1-1.

##### a. Κορμός

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,48 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,92 = 66,24$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

##### b. Πέλμα $c = \frac{b-t_w}{2} - r = \frac{180-8,6}{2} - 21 = 64,7$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{64,7}{13,5} = 4,79 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28$$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1. Επομένως διατομή είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να κάνουμε πλαστικό έλεγχο.

## 2. Αντοχές σχεδιασμού

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1307 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} \cdot \frac{1}{100} = 359,4 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{42,69 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 677,8 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84,46 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 2322,65 \text{ kN}$$

## 3. Δρώντα εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό φόρτισης 1,0G+0,3Q+E<sub>Y</sub>+0,3E<sub>X</sub>+E<sub>CCY</sub>

$$M_{y,Ed} = 248,98 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 69,95 + 89,85 = 159,8 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 69,95 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L = (359,4 + 359,4) \text{ kNm} / 8,0 \text{ m} = 89,85 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

## 4. Έλεγχος:

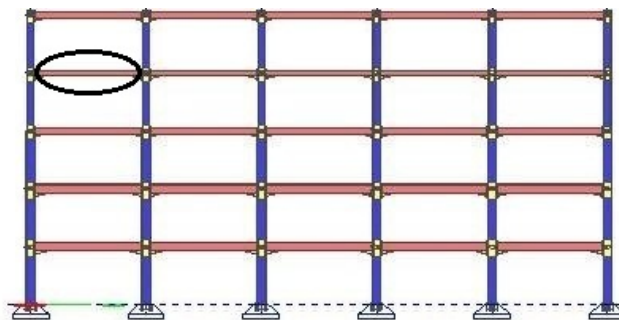
$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{248,98}{359,4} = 0,69 \leq 1,00 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{159,8}{677,8} = 0,24 \leq 0,50 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15$$

## 5. Συντελεστής Ω

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{359,4}{248,98} = 1,44$$

Θεωρείται ότι η σύμμικτη πλάκα εξασφαλίζει την δοκό έναντι πλευρικού λυγισμού.

Έλεγχος δοκού IPE400 4<sup>ου</sup> ορόφου.



Σχήμα 4.15: Εξωτερικό πλαίσιο κατά την διεύθυνση Y, έλεγχος δοκού 4<sup>ου</sup> ορόφου.

Τα χαρακτηριστικά τις διατομής, η κατάταξη και οι πλαστικές αντοχές αυτής είναι ίδια με τη δοκό του 3<sup>ου</sup> ορόφου.

1. Δρώντα εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό φόρτισης  $1,0G+0,3Q+E_Y+0,3E_X+E_{CCY}$

$$M_{y,Ed} = 251,54 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 69,87 + 89,85 = 159,7 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 69,87 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L = (359,4 + 359,4) \text{ kNm} / 8,0 \text{ m} = 89,85 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

2. Έλεγχος:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{251,54}{359,4} = 0,70 \leq 1,00$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{159,7}{677,8} = 0,24 \leq 0,50$$

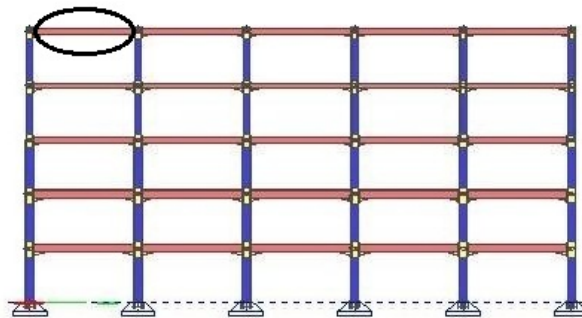
$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15$$

3. Συντελεστής  $\Omega$

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{359,4}{251,54} = 1,43$$

Θεωρείται ότι η σύμμικτη πλάκα εξασφαλίζει την δοκό έναντι πλευρικού λυγισμού.

Έλεγχος δοκού IPE400 5<sup>ου</sup> ορόφου.



Σχήμα 4.16: Εξωτερικό πλαίσιο κατά την διεύθυνση Y, έλεγχος δοκού 5<sup>ου</sup> ορόφου.

Τα χαρακτηριστικά τις διατομής, η κατάταξη και οι πλαστικές αντοχές αυτής είναι ίδια με τη δοκό του 3<sup>ου</sup> ορόφου.

1. Δρώντα εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό φόρτισης  $1,0G+0,3Q+E_Y+0,3E_X+E_{CCY}$

$$M_{y,Ed} = 192,64 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 52,50 + 89,85 = 142,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,G} = 52,50 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L = (359,4 + 359,4) \text{ kNm} / 8,0 \text{ m} = 89,85 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

2. Έλεγχος:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{192,64}{359,4} = 0,54 \leq 1,00$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{142,4}{677,8} = 0,21 \leq 0,50$$

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

3. Συντελεστής  $\Omega$

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{359,4}{192,64} = 1,87$$

Τελικά προκύπτουν οι τιμές που φαίνονται στον παρακάτω Πίνακα:

Πίνακας 4.24: Πολλαπλασιαστικοί συντελεστές  $\Omega$ , πλαίσιο κατά Y.

Όροφος	Συντελεστής $\Omega$
1 <sup>ος</sup>	2,34
2 <sup>ος</sup>	1,97
1 <sup>ος</sup>	1,44
4 <sup>ος</sup>	1,43
5 <sup>ος</sup>	1,87

Όμοια για το εξωτερικό πλαίσιο κατά X, έχουμε:

Πίνακας 4.25: Πολλαπλασιαστικοί συντελεστές  $\Omega$ , πλαίσιο κατά X.

Όροφος	Συντελεστής $\Omega$
1 <sup>ος</sup>	2,39
2 <sup>ος</sup>	1,91
1 <sup>ος</sup>	1,65
4 <sup>ος</sup>	1,57
5 <sup>ος</sup>	2,02

### 4.6.3 Υποστυλώματα

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

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} , \quad (4.11)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} , \quad (4.12)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} , \quad (4.13)$$

όπου

$N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστυλόμενο, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστυλόμενο, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής ( $\gamma_{ov} = 1,25$ )

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$  για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες.  $M_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό  $i$  στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και  $M_{pl,Rd,i}$  είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή. »[10]

Η τέμνουσα  $V_{Ed}$  του υποστυλώματος η οποία προκύπτει από την ανάλυση του φορέα θα πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,50 , \quad (4.14)$$

Σύμφωνα με τις σχέσεις:

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

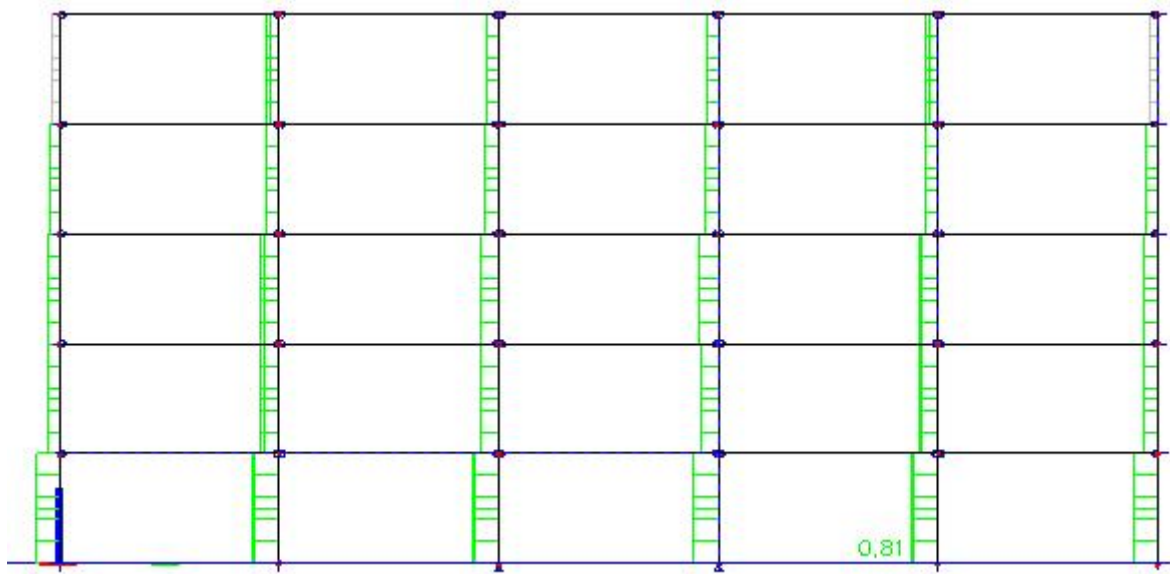
$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad \text{και}$$

$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$  τα σεισμικά μεγέθη  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  και  $N_{Ed,E}$  πολλαπλασιάστηκαν:

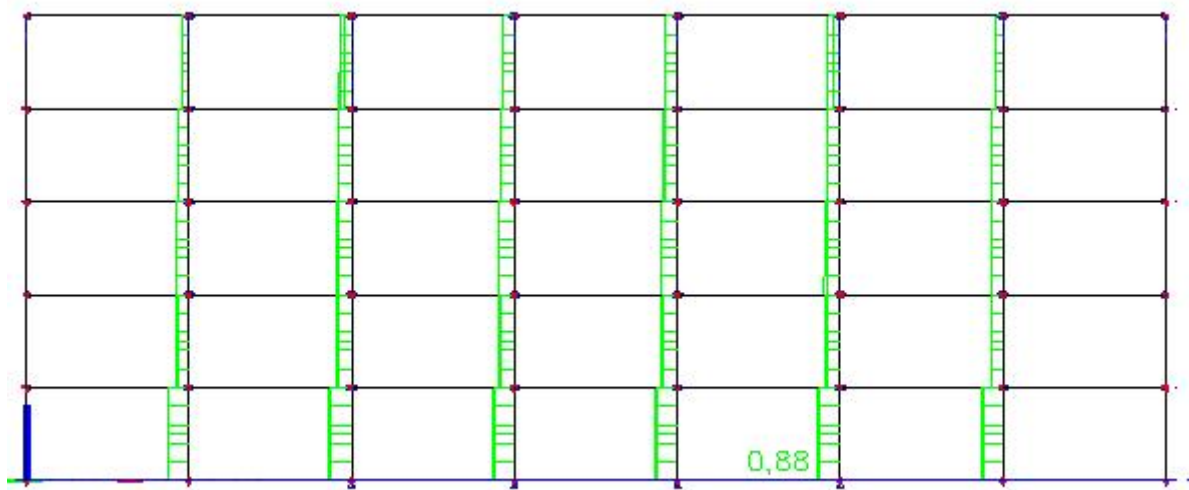
1. κατά την διεύθυνση Y με την ποσότητα  $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,43 = 1,97$

2. κατά την διεύθυνση X με την ποσότητα  $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,57 = 2,16$

Τέλος ο έλεγχος των υποστυλωμάτων έγινε με το πρόγραμμα Scia, όπου το μήκος λυγισμού τους υπολογίστηκε για αμετάθετα πλαίσια αφού λάβαμε υπόψη τις επιρροές δευτέρας τάξεως με προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά τις δύο διευθύνσεις με τον συντελεστή  $\alpha = 1/(1-\theta)$ .



Σχήμα 4.17: Αποτελέσματα ελέγχου των υποστυλωμάτων πλαισίου κατά Y με μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης διατομής 0,81.



Σχήμα 4.18: Αποτελέσματα ελέγχου των υποστυλωμάτων πλαισίου κατά X με μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσης διατομής 0,88.

Ακολουθεί ο έλεγχος υποστυλώματος HEB600.

## Έλεγχος χάλυβα

Γραμμικός υπολογισμός, Ακρότατο : Καθολικό  
 Επιλογή : B506  
 Συνδυασμοί : 6.2

### Κανονιστικός Έλεγχος EN 1993-1-1

Μέλος B 506	HEB 600	§ 275	6.2/2	0.81
----------------	---------	----------	-------	------

==> Κατηγορία διατομής 1

The critical check is on position 0.000 m

Internal forces		
<i>*Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση*</i>		
NEd	-1858.64	kN
Vy,Ed	-0.50	kN
Vz,Ed	-289.50	kN
TEd	-0.01	kNm
My,Ed	-1071.45	kNm
Mz,Ed	0.00	kNm

Η κατάταξη διατομής είναι 1.

Πίνακας τιμών		
<i>*Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση*</i>		
Nc,Rd	7425.00	kN
Έλεγχος μονάδος	0.25	-

### Shear check (Vz)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.6. και τον τύπο (6.17)

Πίνακας τιμών		
<i>*Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση*</i>		
Vc,Rd	1759.98	kN
Έλεγχος μονάδος	0.16	-

### Έλεγχος ροπής κάμψης (My)

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.2.5. και τον τύπο (6.12)

Η κατάταξη διατομής είναι 1.

Πίνακας τιμών		
<i>*Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση*</i>		
Mc,Rd	1765.50	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.61	-

### :ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ::...

#### Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. και τον τύπο (6.46)

Παράμετροι λυγισμού	yy	zz	
<i>*Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση* *Φαινητική Έκδοση*</i>			
Τύπος μετάθεσης	αμετάθετο	αμετάθετο	
Μήκος Συστήματος L	4.000	4.000	m
Συντελεστής λυγισμού k	0.69	0.92	
Μήκος λυγισμού L <sub>cr</sub>	2.751	3.682	m
Κρίσιμο φορτίο Euler N <sub>cr</sub>	468330.48	20682.61	kN
Λυγηρότητα	10.93	52.02	
Σχεπική λυγηρότητα λ	0.13	0.60	
Περιορισμός λυγηρότητας λ <sub>0</sub>	0.20	0.20	
Καμπύλη λυγισμού	a	b	
Ατέλεια α	0.21	0.34	
Συντελεστής μείωσης χ	1.00	0.84	
Αντοχή λυγισμού N <sub>b,Rd</sub>	7425.00	6218.28	kN

Πίνακας τιμών		
	<i>*Φαττητική Έκδοση*</i>	<i>*Φαττητική Έκδοση*</i>
A	2.7000e-02	m <sup>2</sup>
Αντοχή λυγισμού Nb,Rd	6218.28	kN
Έλεγχος μονάδος	0.30	-

#### Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
	<i>*Φαττητική Έκδοση*</i>	<i>*Φαττητική Έκδοση*</i>
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2.	
Wy	6.4200e-03	m <sup>3</sup>
Κρίσιμη ελαστική ροπή Mcr	9340.24	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ.LT	0.43	
Όριο λυγηρότητας λ.LT,0	0.40	

Mcr Παράμετροι		
	<i>*Φαττητική Έκδοση*</i>	<i>*Φαττητική Έκδοση*</i>
LTB μήκος	4.000	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	1.59	
C2	0.00	
C3	1.00	

#### Compression and bending check

Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.3. και τον τύπο (6.61), (6.62)

Interaction Method 1

Πίνακας τιμών		
	<i>*Φαττητική Έκδοση*</i>	<i>*Φαττητική Έκδοση*</i>
kyy	0.916	
kyz	0.587	
kzy	0.488	
kzz	0.999	
Δ My	0.00	kNm
Δ Mz	0.00	kNm
A	2.7000e-02	m <sup>2</sup>
Wy	6.4200e-03	m <sup>3</sup>
Wz	1.3900e-03	m <sup>3</sup>
NRk	7425.00	kN
My,Rk	1765.50	kNm
Mz,Rk	382.25	kNm
My,Ed	-1071.45	kNm
Mz,Ed	-1.99	kNm
Interaction Method 1		
Mcr0	5881.70	kNm
reduced slenderness 0	0.55	
Psi y	0.184	
Psi z	0.000	
Cmy,0	0.828	
Cmz,0	0.779	
Cmy	0.935	
Cmz	0.779	
CmLT	1.000	
μy	1.000	
μz	0.984	
ωy	1.126	
ωz	1.500	
ηpl	0.250	
aLT	0.996	
bLT	0.000	
cLT	0.378	
dLT	0.021	
eLT	2.631	
Cyy	1.025	
Cyz	1.011	
Czy	0.984	
Czz	0.843	

Έλεγχος μονάδος (6.61) = 0.25 + 0.56 + 0.00 = 0.81  
 Έλεγχος μονάδος (6.62) = 0.30 + 0.30 + 0.01 = 0.60

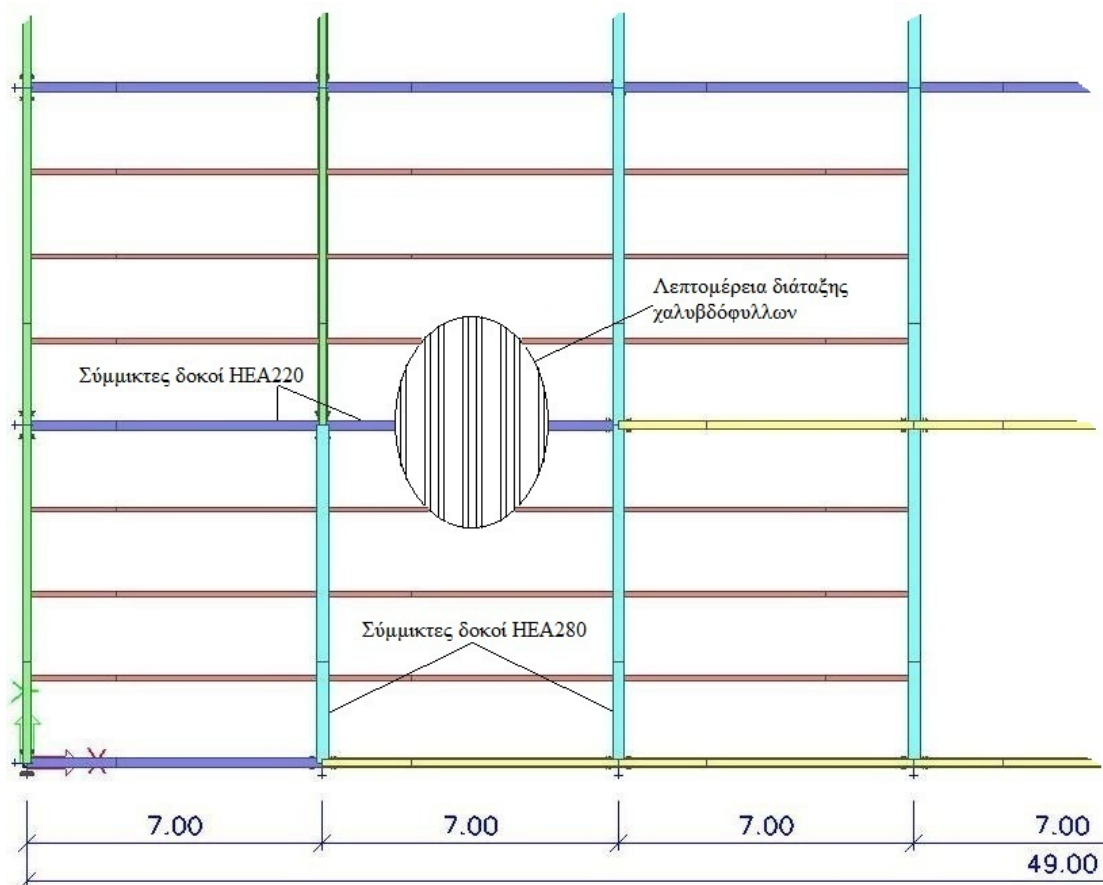


## 5 Σχεδιασμός σύμμικτων δοκών

### 5.1 Γενικά

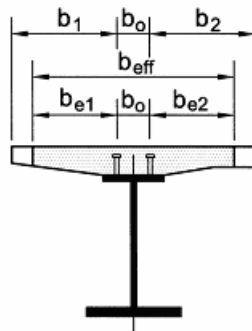
Ο ρόλος των κύριων δοκών εκτός των πλαισίων ροπών, είναι να μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία στα υποστυλώματα. Οι δοκοί έχουν σχεδιασθεί ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί. Κατά την σύμμικτη λειτουργία έχουμε την συνεργασία σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος η οποία διασφαλίζεται μέσω διατμητικών συνδέσμων.

Θα ελεγχθεί η κύρια δοκός κατά X, πρότυπης διατομής HEA220. Η διεύθυνση της δοκού είναι κάθετη στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου.



Σχήμα 5.1: Τμήμα κάτοψης τυπικού ορόφου με λεπτομέρεια για την διάταξη των χαλυβδόφυλλων σε σχέση με τις κύριες σύμμικτες δοκούς.

## 5.2 Συνεργαζόμενο πλάτος



Σχήμα 5.2: Προσδιορισμός συνεργαζόμενου πλάτους.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 το συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος πλακοδοκού εκατέρωθεν του κορμού δίνεται από την σχέση:

$$b_{eff} = b_o + \Sigma b_{ei}, \quad (5.1)$$

$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i, \quad (5.2)$$

όπου:

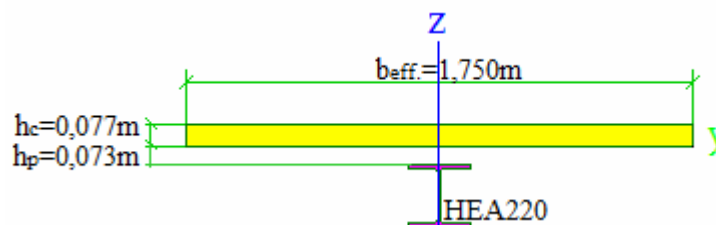
$b_o$  είναι 0 για κτιριακά έργα

$L_e$  είναι η προσεγγιστική απόσταση μηδενισμού του διαγράμματος ροπών.

$b_i$  είναι η απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσο μεταξύ παράλληλων δοκών

Έχουμε αμφιαρθρωτή δοκό μήκους 7,00m. Επομένως το συνεργαζόμενο πλάτος θα είναι:  
 $b_{eff} = 0 + \left(\frac{7}{8} + \frac{7}{8}\right) = 1,750m$ , όπου  $b_{ei} = 0,875 < b_i = 1,00m$ .

Όσον αφορά την πλάκα σκυροδέματος αμελείται η επιφάνεια της που βρίσκεται στις αυλακώσεις. Έτσι η διατομή της σύμμικτης δοκού HEA220 θα έχει την παρακάτω μορφή.



Σχήμα 5.3: Σύμμικτη διατομή (HEA220) με πλάκα σκυροδέματος πάχους 77mm.

### 5.3 Κατάταξη διατομής

Πίνακας 5.1: Χαρακτηριστικά διατομής HEA220

HEA220			
h= 210 mm	t <sub>w</sub> =7,0mm	A <sub>vz</sub> =20,67cm <sup>2</sup>	I <sub>y</sub> =5410cm <sup>4</sup>
b=220mm	t <sub>f</sub> =11,0mm	W <sub>pl,y</sub> =568,5cm <sup>3</sup>	
d=152mm	A=64,34cm <sup>2</sup>	r=18mm	

Κατάταξη

πελμάτων.

Για θλιβόμενα πέλματα που δεν είναι σε επαφή με το σκυρόδεμα (φάση κατασκευής) και για σύμμικτες δοκούς χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό η κατάταξη γίνεται βάση του Πίνακα 5.2 1993-1-1.

$$c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{220 - 7}{2} - 18 = 88,5$$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{88,5}{11} = 8,05 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28$$

Άρα το πέγμα είναι κατηγορίας 1.

Κατάταξη κορμού.

Η ταξινόμηση των κορμών γίνεται επίσης με τον Πίνακα 5.2, 1993-1-1.

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{152}{17} = 21,7 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0,92 = 66,24.$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1. Συνεπώς η διατομή είναι κατηγορίας 1 και μπορούμε να κάνουμε πλαστικό έλεγχο.

### 5.4 Δρώντα εντατικά μεγέθη

Μόνιμα φορτία :

1. Ίδιο βάρος χαλύβδινης διατομής (υπολογίζεται βάση το ειδικό βάρος του χάλυβα 78,5 kN/m<sup>2</sup>).
2. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών 2,7kN/m<sup>2</sup>
3. Επιστρώσεις - Δάπεδα 1,2kN/m<sup>2</sup>
4. Εσωτερικά ελαφρά χωρίσματα 0,5kN/m<sup>2</sup>
5. Κλιματιστικά συστήματα, ηλεκτρικά δίκτυα και ψευδοροφές 0,5kN/m<sup>2</sup>

Ωφέλιμα φορτία

2,0 kN/m<sup>2</sup>

Κατά την φάση κατασκευής τα μόνιμα φορτία είναι:

$$g = (g_{\text{πλακών}} \cdot b_{\text{επιρροής}} + g_{\text{δοκού}}) = (2,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0 \text{ m} + 0,505 \text{ kN/m}) = 5,905 \text{ kN/m}$$

Το πλάτος επιρροής των δοκών είναι 2,00m

Οριακή κατάσταση αστοχίας  
 $q_{ult.} = 1,35 \cdot 5,905 \text{ kN/m} = 7,97 \text{ kN/m}$

$$M_{Ed} = \frac{7,97 \cdot 7,00^2}{8} = 48,8 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{7,97 \cdot 7,00}{2} = 27,9 \text{ kN}$$

Κατά την φάση λειτουργίας τα μόνιμα φορτία είναι:

$$g = [(g_{πλακών} + g_{επιστρώσεων} + g_{χωρισμάτων} + g_{ψευδοροφώω/δίκτυα}) \cdot b_{επιρροής} + g_{δοκού}] =$$

$$= [(2,7 + 1,2 + 0,5 + 0,5) \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0 \text{ m} + 0,505 \text{ kN/m}] = 10,30 \text{ kN/m}$$

Και τα ωφέλιμα φορτία είναι:

$$q = 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,0 \text{ m} = 4,0 \text{ kN/m}$$

Οριακή κατάσταση αστοχίας

$$q_{ult.} = 1,35 \cdot 10,30 \text{ kN/m} + 1,5 \cdot 4,0 \text{ kN/m} = 19,90 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{19,90 \cdot 7,00^2}{8} = 121,9 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{19,90 \cdot 7,00}{2} = 69,65 \text{ kN}$$

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$$q_{serv.} = 1,00 \cdot 10,30 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 4,0 \text{ kN/m} = 14,30 \text{ kN/m}$$

Πίνακας 5.2: Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμμικτων δοκών κτιρίων.

Φάσεις έργου	Διατομή	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	Οριακή κατάσταση αστοχίας
Κατασκευή	Χαλύβδινη διατομή	1. Παραμορφώσεις	1. Αντοχή 2. Ευστάθεια
Λειτουργία	Σύμμικτη διατομή	1. Παραμορφώσεις 2. Ρηγμάτωση 3. Ταλαντώσεις	1. Αντοχή 2. Ευστάθεια 3. Διατμ. Σύνδεση 4. Πυρκαγιά

## 5.5 Φάση κατασκευής

### 5.5.1 Έλεγχος αντοχής

Αντοχές διατομής

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 568,5 \text{ cm}^3 \cdot \frac{27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} \cdot \frac{1}{100} = 156,34 \text{ kNm} > M_{Ed} = 48,8 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{20,67 \text{ cm}^2 \cdot 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 328,2 \text{ kN} > V_{Ed} = 27,9 \text{ kN}$$

## 5.5.2 Έλεγχος ευστάθειας

Ο έλεγχος ευστάθειας αφορά το στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό των δοκών. Στην φάση κατασκευής μπορεί να θεωρηθεί ότι τα χαλυβδόφυλλα συγκροτούν ένα διάφραγμα το οποίο παρεμποδίζει την πλευρική μετάθεση του άνω πέλματος που θλίβεται αλλά και την στροφή της σιδηροδοκού. Απαραίτητη προϋπόθεση για αυτό είναι οι δοκοί να συνδέονται με τα χαλυβδόφυλλα με διατμητικούς ήλους. Έγινε έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού με το πρόγραμμα Scia Engineering:

**Έλεγχος πλευρικού στρεπτικού λυγισμού**  
Σύμφωνα με το άρθρο EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. και τον τύπο (6.54)

LTB Παράμετροι		
<i>*Φαινητική Έκδοση*</i> <i>*Φαινητική Έκδοση*</i> <i>*Φαινητική Έκδοση*</i> <i>*Φαινητική Έκδοση*</i>		
Μέθοδος για Καμπύλη LTB	Art. 6.3.2.2.	
W <sub>y</sub>	5.6800e-04	m <sup>3</sup>
Κρίσιμη ελαστική ροπή M <sub>cr</sub>	181.31	kNm
Σχετική λυγηρότητα λ <sub>LT</sub>	0.93	
Όριο λυγηρότητας λ <sub>LT,0</sub>	0.40	
καμπύλη LTB	a	
Ατέλεια α <sub>LT</sub>	0.21	
Συντελεστής μείωσης χ <sub>LT</sub>	0.72	
Αντοχή λυγισμού M <sub>b,Rd</sub>	111.70	kNm
Έλεγχος μονάδος	0.44	-

M <sub>cr</sub> Παράμετροι		
<i>*Φαινητική Έκδοση*</i> <i>*Φαινητική Έκδοση*</i> <i>*Φαινητική Έκδ</i>		
LTB μήκος	7.000	m
k	1.00	
k <sub>w</sub>	1.00	
C1	1.13	
C2	0.45	
C3	0.53	

## 5.6 Φάση λειτουργίας

### 5.6.1 Έλεγχος αντοχής

Υπολογισμός πλαστικής ροπής αντοχής

Θλιπτική δύναμη σκυροδέματος:

$$F_c = b_{\text{eff}} \cdot d \cdot 0,85 \cdot f_{cd} = 175\text{cm} \cdot 7,7\text{cm} \cdot 0,85 \cdot (2,5/1,5)\text{kN/cm}^2 = 1908,96\text{kN}$$

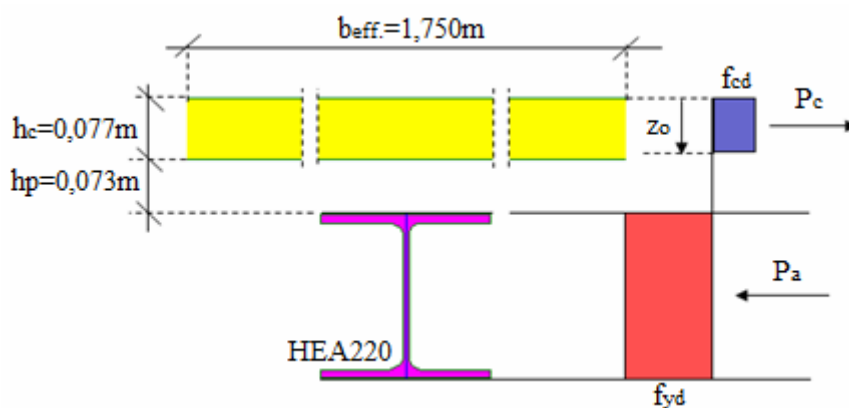
Εφελκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής:

$$F_a = A_a \cdot f_{ad} = 64,34\text{cm}^2 \cdot 27,5\text{kN/cm}^2 = 1769,35\text{kN}$$

Επειδή η δύναμη του σκυροδέματος είναι μεγαλύτερη από την δύναμη του χάλυβα, για να υπάρχει ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων ο πλαστικός ουδέτερος άξονας θα βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος.

Υπολογισμός ύψους θλιβόμενης ζώνης πλάκας σκυροδέματος:

$$z_o = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b_{\text{eff}} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} = \frac{1769,35\text{kN}}{175\text{cm} \cdot 0,85 \cdot \frac{2,5\text{kN}}{1,5\text{cm}^2}} = 7,14\text{cm}$$



Σχήμα 5.4: Κατανομή τάσεων στην σύμμικτη διατομή.

Πλαστική ροπή αντοχής:

$$M_{pl,Rd} = P_a \cdot \left( z_a - \frac{z_o}{2} \right) = 1769,35kN \cdot \left[ \left( 15,0cm + \frac{21,0cm}{2} \right) - \frac{7,14}{2} \right] \cdot \frac{1}{100} = 388,02kNm > M_{Ed}$$

Η τιμή αυτή ισχύει για πλήρη διατμητική κάλυψη.

Πλαστική αντοχή σε τέμνουσα:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{20,67cm^2 \cdot 27,5 \frac{kN}{cm^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 328,2kN > V_{Ed} = 69,65kN$$

### 5.6.2 Διατμητική σύνδεση

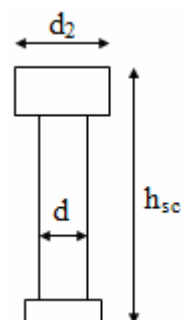
Για τον προσδιορισμό της διαμήκουσ διάτμησης θα χρησιμοποιήσουμε πλαστική θεωρία αφού οι κρίσιμες διατομές (θέσεις στηρίξεων και θέση μέγιστης θετικής ροπής) της δοκού είναι κατηγορίας 1. Η διαμήκης διάτμηση μεταξύ διαδοχικών κρίσιμων διατομών υπολογίζεται από την εξέταση της συνθήκης ισοροπίας των εσωτερικών δυνάμεων εντός του μήκους της δοκού. Έτσι  $V_1^+ = \min \{ F_a, F_c \}$ .

Επιλογή διατμητικών ήλων.

Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής διαμέτρου  $d=22mm$ , ύψους  $h_{sc}=125mm$  και ποιότητας S355.

Πίνακας 5.3: Διαστάσεις συνήθων διατμητικών ήλων κεφαλής σε mm.

d	d <sub>2</sub>	h
16	29	50,75,100,125,150,175,200
19	32	75,100,125,150,200
22	35	50,75,100,125,150,175,200,225,250
25	38	100,125,150,175,200,250



Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται από: την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και την αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας. Συνεπώς η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος λαμβάνεται ως η ελάχιστη τιμή από τις:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) / \gamma_v, \quad (5.3)$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v, \quad (5.4)$$

όπου:

$d$  είναι διάμετρος του ήλου, ( $d=22\text{mm}$ )

$f_u$  είναι η ονομαστική τιμή της εφελκυστικής αντοχής του ήλου πρέπει  $f_u \leq 500\text{MPa}$ .

$f_{ck}$  είναι θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος C25/30.

$E_{cm}$  είναι το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος C25/30.

$a$   $a=1$  για  $h_{sc}/d > 4$  (Στην περίπτωση μας έχουμε  $h_{sc}/d = 125\text{mm}/22\text{mm} = 5,68 > 4$ ).

$a=0,2\left(\frac{h}{d}+1\right)$  για  $3 \leq h_{sc}/d \leq 4$ .

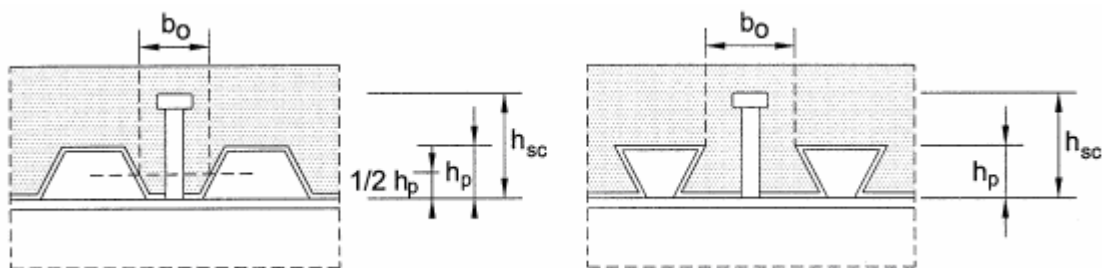
$h_{sc}$  είναι το ύψος του ήλου κεφαλής.

$\gamma_v$  είναι επιμέρους συντελεστής ασφαλείας ( $\gamma_v=1,25$ )

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) / \gamma_v = 0,8 \cdot 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot \left(\frac{\pi \cdot (2,2\text{cm})^2}{4}\right) / 1,25 = 121,64\text{kN}$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v = 0,29 \cdot 1 \cdot (2,2\text{cm})^2 \cdot \sqrt{2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3050 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} / 1,25 = 98,05\text{kN}$$

Άρα η οριακή αντοχή του ήλου είναι  $P_{Rd}=98,05\text{kN}$ . Όμως η αντοχή των ήλων εντός σύμμικτης πλάκας αποτελούμενης από τραπεζοειδές χαλύβδινο φύλλο και πλάκα σκυροδέματος είναι μικρότερη από την αντοχή τους σε συμπαγής πλάκα. Αυτό συμβαίνει επειδή η παρουσία του μεταλλικού φύλλου μειώνει την ποσότητα του σκυροδέματος πίσω από τον ήλο και συνεπώς μειώνεται και η αντοχή του.



Σχήμα 5.5: Προσδιορισμός πλάτους  $b_0$ , δοκοί κάθετοι στις αυλακώσεις του χαλυβδοελάσματος.

Ο μειωτικός συντελεστής  $k_t$  για χαλυβδόφυλλα με αυλακώσεις κάθετες στην διεύθυνση της δοκού δίνεται από την σχέση:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1, \quad (5.5)$$

όπου:

$n_r$  είναι ο αριθμός των διατμητικών ήλων ανά αυλάκωση. Πρέπει να τοποθετείται ένας ή περισσότεροι ήλοι, αλλά λαμβάνεται πάντα  $n_r \leq 2$

$b_o$  είναι το μέσο πλάτος των αυλακώσεων, τουλάχιστον ίσο με 50mm (σύμφωνα με το Σχήμα 5.6 το  $b_o$  είναι :  $b_o = 73\text{mm}$ ).

$h_p$  είναι το ύψος του μεταλλικού φύλλου, ( $h_p = 73\text{mm}$ )

Υπό τις εξής προϋποθέσεις:

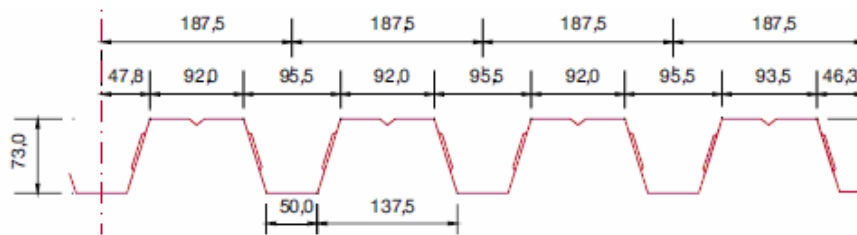
1.  $h_p < 85\text{mm}$
2.  $b_o \geq h_p$
3.  $d \leq 22\text{mm}$  για συγκόλληση των ήλων απευθείας στη δοκό (διαμέσου οπών στα φύλλα)

Τοποθετήθηκε ένας διατμητικός ήλος σε κάθε αυλάκωση. Οπότε ο μειωτικός συντελεστής είναι:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) = \frac{0,7}{1} \cdot \frac{73}{73} \cdot \left(\frac{125\text{mm}}{73\text{mm}} - 1\right) = 0,50 \leq k_{t,\max}$$

Όπου  $k_{t,\max} = 0,75$  για χαλύβδινο φύλλο πάχους  $\leq 1\text{mm}$ ,  $n_r = 1$  και συγκόλληση ήλου απευθείας στη δοκό.

Τελικά η αντοχή του κάθε διατμητικού ήλου είναι  $P_{Rd} = 98,05\text{kN} \cdot 0,5 = 49,0\text{kN}$ .



Σχήμα 5.6: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυλακώσεων.

Ο συνολικός απαιτούμενος αριθμός διατμητικών ήλων εντός ενός μήκους της δοκού ( $l_{cr} = 3,50\text{m}$ ) μεταξύ διαδοχικών κρίσιμων διατομών (θέση στηρίξεως και θέση μέγιστης θετικής ροπής) για πλήρη διατμητική κάλυψη είναι  $n_f = V_1 / P_{Rd} = 1769,35 / 49 = 37$  ήλοι.

Εμείς τοποθετήσαμε ένα ήλο σε αυλάκωση, δηλαδή ένα ήλο ανά 188mm. Έτσι ο συνολικός αριθμός ήλων που τοποθετήθηκαν εντός του κρίσιμου μήκους είναι  $n_c = 3500\text{mm} / 188\text{mm} = 18$  ήλοι. Αυτό σημαίνει ότι ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης είναι μικρότερος της μονάδας,  $\eta = n_c / n_f = 0,5$  και επομένως έχουμε μερική διατμητική σύνδεση.

Για εφαρμογή μερικής διατμητικής σύνδεσης βάση των κανονισμών υπάρχουν κάποιες προϋποθέσεις που δίνονται στον Πίνακα 5.4.



Πίνακας 5.4: Προϋποθέσεις και περιορισμοί για μερική διατμητική σύνδεση.

Σύμμικτες πλάκες με φύλλα κάθετα στην δοκό	
Προϋποθέσεις για ήλους	$h_{sc} \geq 76\text{mm}$ $19\text{mm} \leq d \leq 22\text{mm}$
Προϋποθέσεις για διατομή δοκού	Διατομές κατηγορίας 1 ή 2 και διατομές με ίσα πέλματα $A_{fo} = A_{fu}$
Λοιπές προϋποθέσεις	Ένας ήλος ανά αυλάκωση
Συντελεστής $\eta$	$\eta \geq 0,04 \cdot L_e = 0,04 \cdot 7,0 = 0,28$
Γενικώς	$\eta \geq 0,4$
Για σεισμικές δράσεις	$\eta \geq 0,8$ για δοκούς σε πλαίσια ροπών

Η ροπή αντοχής δοκών με μερική διατμητική σύνδεση είναι μειωμένη σε σχέση με την τιμή για πλήρης διατμητική σύνδεση. Η μειωμένη ροπή αντοχής δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$M_{Rd} = M_{a,pl,Rd} + \eta \cdot (M_{pl,Rd} - M_{a,pl,Rd}), \quad (5.6)$$

όπου:

$M_{Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής με μερική διατμητική σύνδεση

$M_{a,pl,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής της σιδηροδοκού

$M_{pl,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής με πλήρης διατμητική σύνδεση

Η πλαστική ριπή αντοχής της διατομής μας για  $n=0,5$  είναι:

$$M_{Rd} = M_{a,pl,Rd} + \eta \cdot (M_{pl,Rd} - M_{a,pl,Rd}) = 156,34 + 0,5 \cdot (388,02 - 156,34) = 272,2\text{kNm} > M_{Ed}$$

Πέραν της μείωσης της ροπής αντοχής, η μερική διατμητική σύνδεση συνεπάγεται και αυξημένα βέλη σε σχέση με την σύμμικτη δοκό με πλήρη διατμητική σύνδεση. Όμως για δοκούς όπου συντρέχουν μία από τις δύο ακόλουθες προϋποθέσεις δεν χρειάζεται να γίνει προσδιορισμός των αυξημένων βελών:

1. Για βαθμό διατμητικής σύνδεσης  $\eta \geq 0,5$
2. Αν η πλάκα είναι σύμμικτη, οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στην δοκό και το ύψος του χαλυβδόφυλλου μικρότερο από 80mm.

Τέλος η διαμήκης απόσταση των ήλων είναι εντός επιτρεπόμενων ορίων σύμφωνα με τον Πίνακα 5.5.

Πίνακας 5.5: Περιορισμοί ως προς διάταξη των ήλων.

	$\min e_L$	$\max e_L$	$\min e_T$	$\min h_{sc} - h_p$	$\min b_o$	$\min h_1$
Σύμμικτες πλάκες με φύλλα κάθετα στην δοκό	$5d=110\text{mm}$	$\leq 6(h_p+hc)=900\text{mm}$ $\leq 800\text{mm}$	$4d=88\text{mm}$	$2d=44\text{mm}$	50mm	30mm

### 5.6.3 Έλεγχος παραμορφώσεων

Για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων χρειάζεται να υπολογιστεί η ροπή αδρανείας της ισοδύναμης διατομής.

Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής.

Κατά τη μέθοδο αυτή η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται σε ισοδύναμη χαλύβδινη διατομή. Αν εφαρμοσθεί μία ανοιγμένη θλιπτική παραμόρφωση  $\varepsilon$  τότε οι τάσεις ( $\sigma$ ) και οι αξονικές δυνάμεις ( $N$ ) στο σκυρόδεμα και στο χάλυβα είναι διαφορετικές. ( $\sigma = \varepsilon \cdot E$ ,  $N = \sigma \cdot A = \varepsilon \cdot E \cdot A$ ). Εξισώνοντας τις αντίστοιχες δυνάμεις έχουμε:  $A_{ce} = A_c/n$ , όπου  $n = E_a/E_c$ .

Βάση του Ευρωκώδικα 4 ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης λαμβάνονται υπόψη με μειωμένο μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος  $E_c = E_{cm}/2 = 15,25 \text{ GPa}$ . ( $n = 210/15,25 = 13,77$ )

Η διατομή της σύμμικτης δοκού ισούται με το άθροισμα της διατομής της σιδηροδοκού και της ισοδύναμης διατομής σκυροδέματος:

$$A_{ea} = A_a + A_c/n = A_a + (b_{\text{eff}} \cdot h_c)/n = 64,34 \text{ cm}^2 + (175 \cdot 7,7) \text{ cm}^2 / 13,77 = 162,20 \text{ cm}^2.$$

όπου:

$A_a$  είναι εμβαδόν της χαλύβδινης διατομής

$A_c$  είναι το εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος

Κέντρο βάρους της ισοδύναμης διατομής (με ίνα αναφοράς την πάνω πλευρά της πλακάς σκυροδέματος).

$$z_e = \frac{A_a \cdot z_a + A_{ca} \cdot z_c}{A_{ea}}$$

$$z_e = \frac{64,34 \text{ cm}^2 \cdot (15 + 21/2) \text{ cm} + [(175 \text{ cm} \cdot 7,7 \text{ cm}) / 13,77] \cdot (7,7 \text{ cm} / 2)}{162,2 \text{ cm}^2} = 12,44 \text{ cm}$$

όπου:

$z_a$  είναι το κέντρο βάρους της χαλύβδινης διατομής μετρούμενο από την πάνω πλευρά της πλάκας σκυροδέματος

$z_c$  είναι το κέντρο βάρους της διατομής σκυροδέματος

Ροπή αδρανείας ισοδύναμης διατομής

$$I_c = (b_{\text{eff}} \cdot h_c^3) / 12 = (175 \text{ cm} \cdot 7,7^3 \text{ cm}^3) / 12 = 6657,8 \text{ cm}^4.$$

$$I_{ea} = I_a + A_a \cdot (z_a - z_e)^2 + \frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n} \cdot (z_e - z_c)^2,$$

$$I_{ea} = 5410 \text{ cm}^4 + 10974,1 \text{ cm}^4 + 483,5 \text{ cm}^4 + 7220,7 \text{ cm}^4 = 24088,3 \text{ cm}^4$$

όπου:

$I_a$  είναι η ροπή αδρανείας της χαλύβδινης διατομής

$I_c$  είναι η ροπή αδρανείας της διατομής σκυροδέματος

$z_e$  είναι το κέντρο βάρους της ισοδύναμης διατομής

Ο έλεγχος των παραμορφώσεων γίνεται στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας. Το βέλος  $\delta$  της παραμόρφωσης για αμφιέρειστες δοκούς δίνεται από την σχέση :

$$\delta = \frac{5}{383} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_a \cdot I} \quad (5.7)$$

Στην φάση κατασκευής (σκυροδέτηση) το φορτίο παραλαμβάνεται από την χαλύβδινη διατομή (HEA220). Στην φάση λειτουργίας η διατομή λειτουργεί ως σύμμικτη.

Πίνακας 5.6: Αποτελέσματα ελέγχου παραμορφώσεων.

Διατομή	Φορτίο	q(kN/m)	Ροπή αδράνειας I (cm <sup>4</sup> )	Βέλος δ(cm)
Χαλύβδινη	I.B. δοκού και πλάκα σκυροδέματος	5,91	5410	1,62
Σύμμικτη	Πρόσθετα μόνιμα	4,40	24088	0,27
Σύμμικτη	Ωφέλιμα	4,00	24088	0,25
Σδ=				2,14

Πίνακας 5.7: Συνιστώμενα επιτρεπόμενα βέλη.

	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Στέγες γενικώς	1/200	1/250
Πατώματα γενικώς	1/250	1/300
Πατώματα με ευαίσθητα διαχωριστικά	1/250	1/350
$\delta_{\max}$ =τελικό βέλος από την οριζόντιο		
$\delta_2$ = πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρόνιων παραμορφώσεων		
Για προβόλους το μήκος l είναι ίσο με το μισό του μήκους του προβόλου		

Έχουμε  $\delta_{\max}=700\text{cm}/250=2,8\text{cm}$  και  $\delta_2=700\text{cm}/300=2,3\text{cm}$ . επομένως οι παραμορφώσεις είναι εντός επιτρεπτών ορίων.

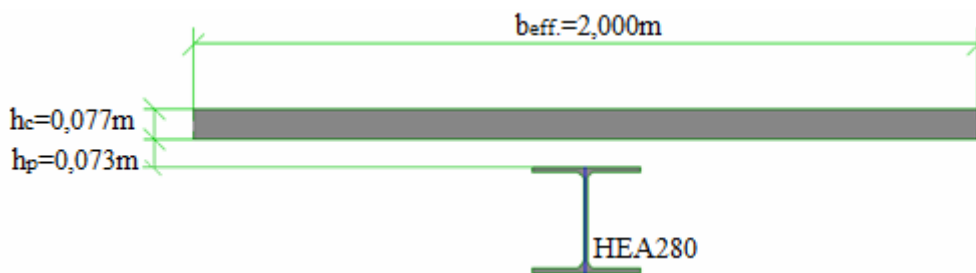
#### 5.6.4 Έλεγχος ευστάθειας

Κατά την φάση λειτουργίας λόγω της σύνδεσης της σύμμικτης πλάκας με το άνω (θλιβόμενο) πέγμα μέσω των διατμητικών ήλων, δεν υπάρχει κίνδυνος πλευρικής εκτροπής. Επίσης η πλάκα προσφέρει στρωφική δέσμευση στην αμφιαρθρωτή δοκό. Συνεπώς δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για τις αμφιαρθρωτές σύμμικτες δοκούς.

Οι έλεγχοι ταλάντωσης, ρηγματώσης και πυρκαγιάς δεν έγιναν, καθώς δεν αποτελούν αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

## 5.7 Σχεδιασμός κύριων δοκών κατά Y

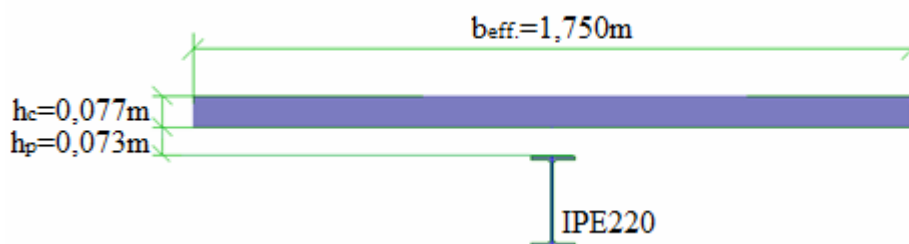
Όμοια σχεδιάστηκαν και οι κύριες σύμμικτες δοκοί κατά την διεύθυνση Y διατομής HEA280. Το συνεργαζόμενο πλάτος τους είναι  $b_{eff}=2,00m$ . Τοποθετήθηκαν διατμητικοί ήλοι με διάμετρο  $d=22mm$ , ύψος  $h_{sc}=125mm$  και ποιότητας S355. Η διάταξή τους είναι ένας ήλος ανά απόσταση  $e_L=170mm$  (όπου  $e_{L,min}=110mm$  και  $e_{L,max}=800mm$ ). Η διαμήκης απόσταση που επιλέχθηκε εξασφαλίζει την πλήρη διατμητική κάλυψη των δοκών. Επιπλέον ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι της Οριακής Κατάστασης Αστοχίας τόσο στην φάση κατασκευής όσο και στην φάση λειτουργίας του κτιρίου. Κατά τον έλεγχο των παραμορφώσεων κρίθηκε απαραίτητη η προσωρινή υποστήριξη των σύμμικτων κύριων δοκών κατά Y στην φάση κατασκευής.



Σχήμα 5.7: Σύμμικτη κύρια δοκός κατά την διεύθυνση Y.

## 5.8 Σχεδιασμός διαδοκίδων

Το συνεργαζόμενο πλάτος των διαδοκίδων είναι  $b_{eff}=1,75m$ . Τοποθετήθηκαν οι ίδιοι διατμητικοί ήλοι κεφαλής με ύψος  $h_{sc}=125mm$ , διάμετρο  $d=22mm$  και ποιότητα S355. Η διάταξή τους είναι ένας ήλος ανά αυλάκωση  $e_L=188mm$ . Η διαμήκης απόσταση αυτή, εξασφαλίζει την πλήρη διατμητική κάλυψη των διαδοκίδων. Επίσης ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι που αφορούν την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας στις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας του κτιρίου. Τέλος κατά τον έλεγχο των παραμορφώσεων για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας κρίθηκε απαραίτητη η προσωρινή υποστήριξη των διαδοκίδων στην φάση σκυροδέτησης.



Σχήμα 5.8: Διαδοκίδα κατά την διεύθυνση X.

## 6 Συνδέσεις

### 6.1 Γενικά

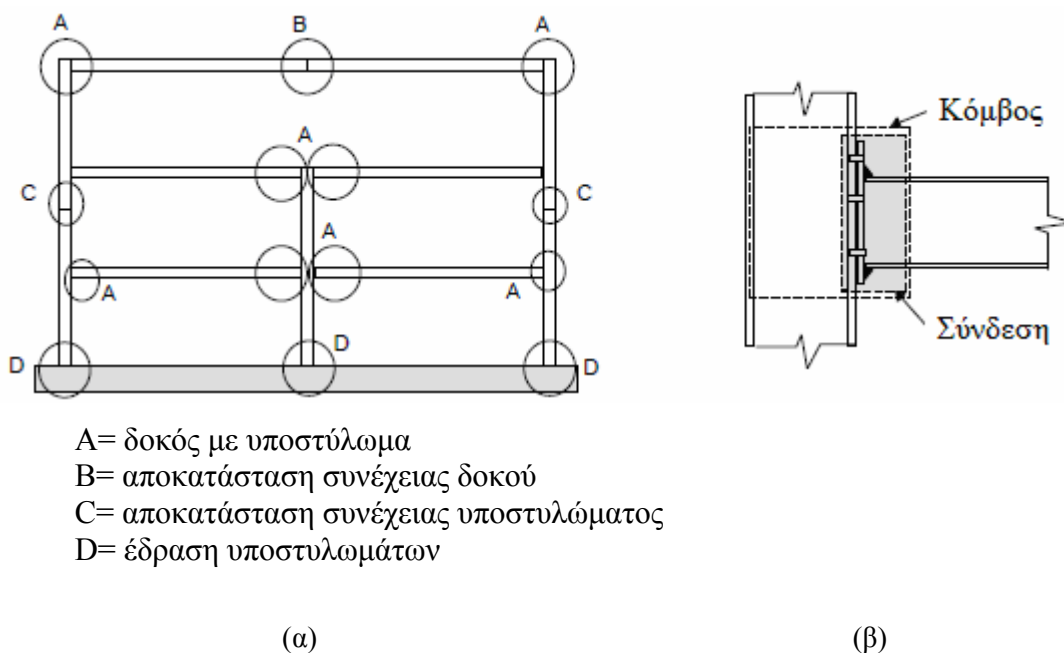
«Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι σκοπός των συνδέσεων είναι:

1. η διαμόρφωση μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων
2. η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων

Οι θέσεις αποκατάστασης της συνέχειας αποκαλούνται, υπό την ευρεία έννοια, κόμβοι. Στο Σχήμα 6.1(α) φαίνονται ενδεικτικά οι θέσεις διαμόρφωσης συνδέσεων σε ένα επίπεδο πλαίσιο. Ως προς την έννοια των όρων ισχύουν τα ακόλουθα:

Η *σύνδεση* ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Η σύνδεση είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση, π.χ. στην διεπιφάνεια μεταξύ άκρου της δοκού και του υποστυλώματος.

Ο όρος *κόμβος* χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών. »[1]

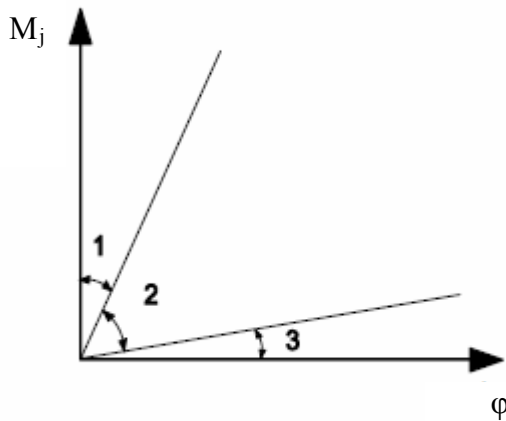


- A= δοκός με υποστύλωμα  
B= αποκατάσταση συνέχειας δοκού  
C= αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος  
D= έδραση υποστυλωμάτων

Σχήμα 6.1: (α) Τύποι συνδέσεων σε επίπεδο πλαίσιο και (β) Επεξήγηση όρων «κόμβος» και «σύνδεση»

## 6.2 Ταξινόμηση κόμβων με βάση τη δυσκαμψία

Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως άκαμπτος, ονομαστικά αρθρωτός ή ημιάκαμπτος σύμφωνα με τη στροφική του δυσκαμψία, συγκρίνοντας την αρχική στροφική του δυσκαμψία  $S_{j,ini}$  με τα όρια που δίνονται από κάτω (εξαιρούνται οι βάσεις των υποστυλωμάτων).



Περιοχή1: άκαμπτοι αν

$S_{j,ini} \geq 8 \cdot E \cdot I_b / L_b$  για αμετάθετα πλαίσια και  
 $S_{j,ini} \geq 25 \cdot E \cdot I_b / L_b$  για μεταθετά πλαίσια

Περιοχή2: ημιάκαμπτοι

Περιοχή3: ονομαστικά αρθρωτοί αν  
 $S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b$

όπου:

$S_{j,ini}$  είναι η αρχική στροφική δυσκαμψία

$I_b$  είναι η ροπή αδρανείας της δοκού

$L_b$  είναι το άνοιγμα της δοκού

### 1. Ονομαστικά αρθρωτοί κόμβοι

Πρόκειται για κόμβους με ελεύθερη δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Επομένως η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρθρωση.

### 2. Άκαμπτοι κόμβοι

Πρόκειται για κόμβους στους οποίους δεν μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.

### 3. Ημιάκαμπτοι κόμβοι

Πρόκειται για κόμβους στους οποίους η γωνία  $\varphi$  μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου μεταβάλλεται ανάλογα με την επιβαλλόμενη ροπή  $M$  στο μέλος. Η σύνδεση λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται συνήθως με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

«Όταν όλα τα επιμέρους τμήματα του κόμβου είναι επαρκώς δύσκαμπτα, ο κόμβος μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ιδεατά άκαμπτος, οπότε δεν υπάρχει διαφορά μεταξύ των σχετικών στροφών στα άκρα των μελών που συνδέονται σε αυτόν. Ο κόμβος υφίσταται μια συνολική στροφή ως στερεό σώμα, η οποία ταυτίζεται με την επικόμβια στροφή που προκύπτει από τις συνήθειες μεθόδους στατιστικής ανάλυσης.

Εάν ο κόμβος δεν διαθέτει καθόλου δυσκαμψία, τότε η δοκός συμπεριφέρεται ως απλά εδραζόμενη, όποια και αν είναι η συμπεριφορά των άλλων συνδεόμενων μελών (αρθρωτός κόμβος).

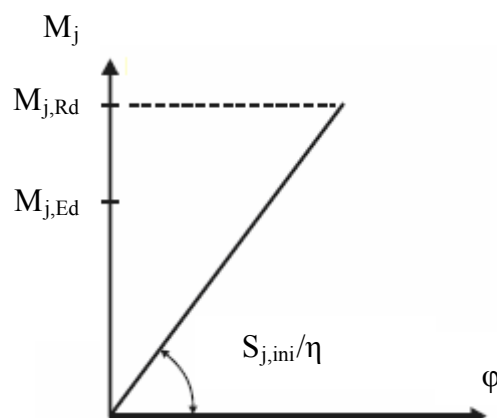
Για ενδιάμεσες περιπτώσεις (μεταξύ μηδενικής και άπειρης δυσκαμψίας) η μεταβιβαζόμενη ροπή θα προκαλέσει μία μεταβολή  $\varphi$  στην αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Σε αυτές τις περιπτώσεις ο κόμβος είναι ημιάκαμπος. Ο απλούστερος τρόπος για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά ενός τέτοιου κόμβου είναι μέσω ενός στροφικού ελατηρίου μεταξύ των άκρων των δύο συνδεόμενων μελών. Η στροφική δυσκαμψία  $S$  του ελατηρίου είναι η παράμετρος που συνδέει τη μεταβιβαζόμενη ροπή  $M_j$  προς τη σχετική στροφή  $\varphi$ .

Πρέπει να γίνει κατανοητό, ότι η επίδραση της χρήσης ημιάκαμπτων κόμβων αντί για αρθρωτούς ή άκαμπτους κατά την ανάλυση της κατασκευής μεταβάλλει *όχι μόνο τις μετατοπίσεις, αλλά και την κατανομή και το μέγεθος των εντατικών μεγεθών σε όλο το φορέα.* »[1]

### 6.3 Ελαστική ανάλυση

Οι κόμβοι πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή προκειμένου να μεταφέρουν τις δυνάμεις και τις ροπές, οι οποίες από την ανάλυση προκύπτει ότι δρουν επ' αυτών.

Στην περίπτωση ενός ημιάκαμπτου κόμβου, η τιμή της στροφικής δυσκαμψίας  $S_j$  που πρέπει να χρησιμοποιείται στην ανάλυση είναι ίση με  $S_{j,ini}/\eta$ , όπου  $\eta$  είναι ο διορθωτικός συντελεστής δυσκαμψίας του Πίνακα 6.1.



Σχήμα 6.2:  $S_j = S_{j,ini}/\eta$  για  $M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$ .

Πίνακας 6.1: Διορθωτικός συντελεστής δυσκαμψίας  $\eta$ .

Τύπος σύνδεσης	Κόμβοι δοκού-υποστυλώματος	Άλλοι τύποι κόμβων (βάση υποστυλώματος, δοκός επί δοκού, αποκατάσταση συνέχειας δοκού)
Συγκολλητή	2	3
Κοχλιωτή με μετωπική πλάκα	2	3
Κοχλιωτή με γωνιακά	2	3,5
Πλάκα έδρασης	-	3

## 6.4 Συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων

### 6.4.1 Απλές συνδέσεις τέμνουσας

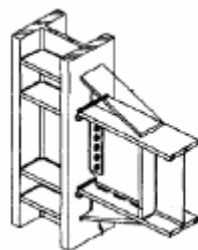
«Η ανάγκη υλοποίησης στην πράξη συνδέσεων-στηρίξεων δοκών που κατά την ανάλυση να θεωρηθούν αρθρώσεις είναι πολύ συχνή στις σιδηρές κατασκευές. Οι συνδέσεις αυτές μεταφέρουν μόνο τέμνουσες και κατ' εξαίρεση μικρές αξονικές δυνάμεις. Λόγω μη μεταφοράς ροπών, η διαμόρφωση τέτοιου είδους συνδέσεων είναι σχετικά απλή (απλές συνδέσεις τέμνουσας). Οι απλές συνδέσεις χρησιμοποιούνται συνήθως για την σύνδεση δευτερευουσών σε κύριες δοκούς ή την απλή σύνδεση δοκών με υποστυλώματα. Για συνδέσεις σε υποστυλώματα, η μεταφορά τέμνουσας δύναμης μπορεί να εξασφαλισθεί μέσω μετωπικών πλακών. »[4]

### 6.4.2 Συνδέσεις ροπής

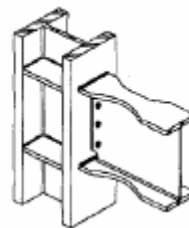
«Σε φορείς των οποίων η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται μέσω πλαισιακής λειτουργίας, αναπτύσσονται ροπές στους κόμβους. Επομένως οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων πρέπει να διαμορφώνονται ως συνδέσεις ροπής, ικανές να μεταφέρουν τις ροπές και τις σχετικές τέμνουσες από τις δοκούς στα υποστυλώματα. Η διαμόρφωση των συνδέσεων ροπής είναι συνάρτηση πολλών παραγόντων όπως της μορφής της διατομής της δοκού και του υποστυλώματος (ανοιχτές, κλειστές) , του είδους της σύνδεσης (κοχλιωτή, συγκολλητή), του τρόπου εκτέλεσης (μόνο εργοστασιακές ή και επί τόπου συγκολλήσεις)κ.α. Οι ευρωπαϊκού τύπου συνδέσεις διαμορφώνονται με μετωπικές πλάκες κοχλιωτές στο πέλαμα του υποστυλώματος. »[4]

Στους πλαισιακούς φορείς τα πλάστιμα μέλη είναι οι δοκοί. Η απορρόφηση ενέργειας αναμένεται να λάβει χώρα μέσω σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων κοντά στις περιοχές των κόμβων. Επομένως οι δοκοί διαστασιολογούνται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση. Η εξασφάλιση σχηματισμού των πλαστικών αρθρώσεων στην ίδια την διατομή της δοκού και όχι στη σύνδεση με τα υποστυλώματα επιτυγχάνεται με δύο τρόπους:

1. Ενίσχυση της διατομής της δοκού στις θέσεις των κόμβων (Σχήμα 6.3α)
2. Εξασθένηση της δοκού σε μικρή απόσταση από τον κόμβο (Σχήμα 6.3β)



(α)



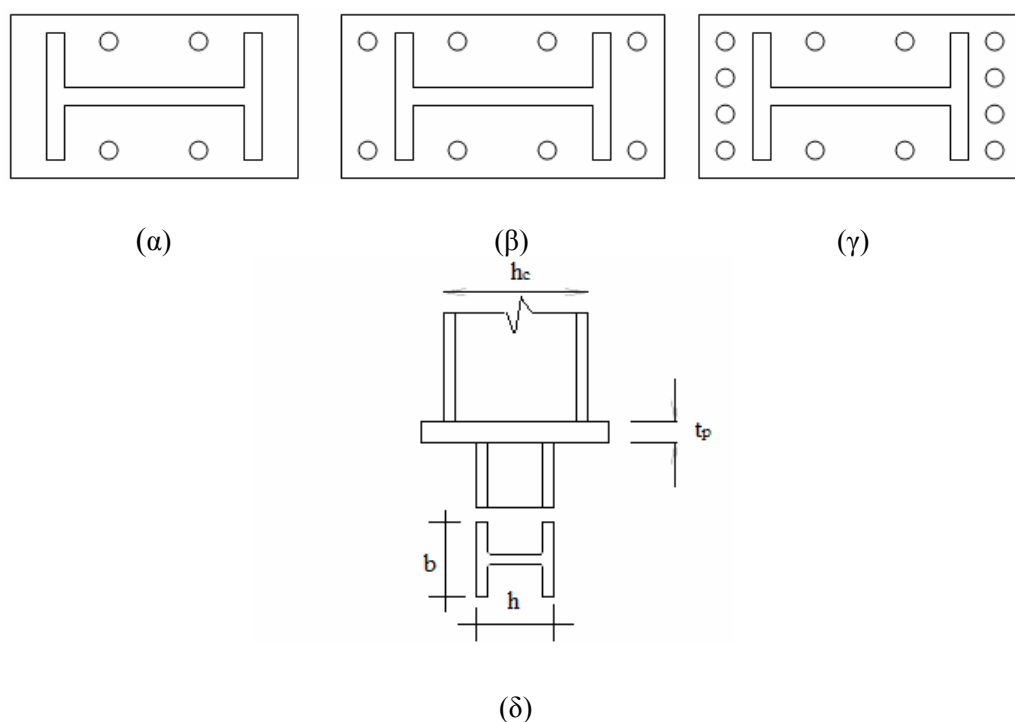
(β)

Σχήμα 6.3: Συνδέσεις ροπής δοκών-υποστυλωμάτων (α) με ενίσχυση της δοκού και (β) με εξασθένηση των πελμάτων της δοκού.



## 6.5 Συνδέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων

Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στην θεμελίωση. Αρθρωτή έδραση πραγματοποιείται συνήθως με τέσσερα αγκύρια που τοποθετούνται μεταξύ των πελμάτων του υποστυλώματος όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.4α. Παράδειγμα διαμόρφωσης βάσης, η οποία στον ισχυρό άξονα του υποστυλώματος λειτουργεί ως πάκτωση και στον ασθενή άξονα ως άρθρωση δίνεται στο Σχήμα 6.4β. Ενώ διαμόρφωση πάκτωσης και στους δύο άξονες του υποστυλώματος δίνεται στο Σχήμα 6.4γ. Κάτω από την πλάκα της βάσης συγκολλάται διατομή διπλού ταυ, η οποία παραλαμβάνει όλη την τέμνουσα, Σχήμα 6.4δ. Με αυτό τον τρόπο αποφεύγεται η μεταφορά διατμητικών δυνάμεων στα αγκύρια, τα οποία καταπονούνται μόνο σε εφελκυσμό.



Σχήμα 6.4: Διαμόρφωση συνδέσεων στις βάσεις των υποστυλωμάτων: (α) Αρθρωτή σύνδεση, (β) Αρθρωση στον ασθενή άξονα του στύλου και πάκτωση στον ισχυρό, (γ) Πάκτωση και στους δύο άξονες του στύλου και (δ) Συγκόλληση διπλού ταυ κάτω από την πλάκα βάσης υποστυλώματος.

## 6.6 Έλεγχοι κοχλιωτής σύνδεσης με μετωπική πλάκα δοκού-υποστυλώματος

Οι συνδέσεις δοκού-υποστυλώματος αναλύονται σε μία εφελκυσόμενη και μία θλιβόμενη ζώνη. Οι έλεγχοι που γίνονται ανά ζώνη είναι:

1. Θλιβόμενη ζώνη
  - a. Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
  - b. Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη
  - c. Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη
2. Εφελκυσόμενη ζώνη (ανά σειρά κοχλιών)
  - a. Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
  - b. Μετωπική πλάκα σε κάμψη
  - c. Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό
  - d. Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

### 6.6.1 Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση  $V_{w,Rd}$  του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος πρέπει να προσδιορίζεται από την σχέση:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{vc} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \quad (6.1)$$

όπου:

$A_{vc}$  είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

$f_{yc}$  είναι το όριο διαρροής του υποστυλώματος

### 6.6.2 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη πρέπει να προσδιορίζεται από την σχέση:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}, \quad (6.2)$$

όπου:

$\omega$  είναι ένας μειωτικός συντελεστής, υπολογίζεται βάση Πίνακα 6.3 EC3, part1-8

$b_{eff,c,wc}$  είναι το ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη,

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_p + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) + t_p$$

$\rho$  είναι ένας μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος

$k_{wc}$  είναι μειωτικός συντελεστής (γενικά είναι ίσος με 1,0)

### 6.6.3 Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

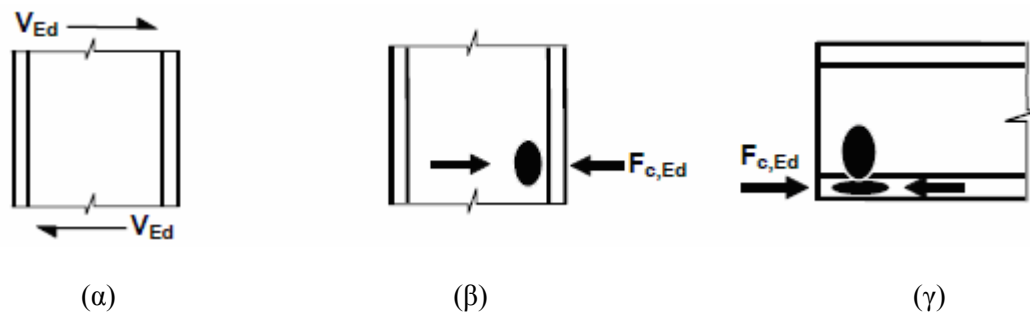
Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του πέλματος και του κορμού της δοκού πρέπει να προσδιορίζεται από την σχέση:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h_b - t_{fb}), \quad (6.3)$$

όπου:

$h_b, t_{fb}$  είναι το ύψος και το πάχος πέλματος της συνδεδεμένης δοκού

$M_{c,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού



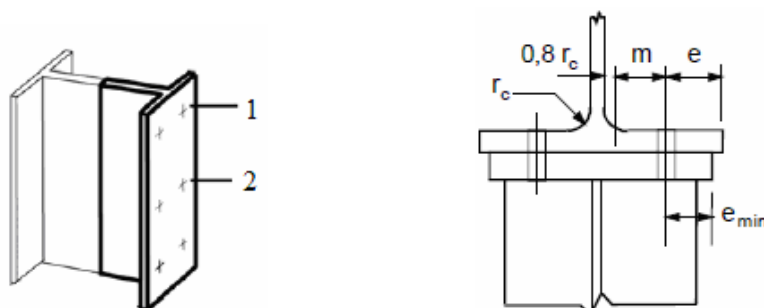
Σχήμα 6.5: (α) κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση, (β) κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη, (γ) πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη.

#### 6.6.4 Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας ενός μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος σε εγκάρσια κάμψη σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να υπολογίζεται βάση ενός ισοδύναμο βραχύ ταυ, για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλίων που απαιτείται να πάρει εφελκυσμό αλλά και για κάθε ομάδα σειρών από κοχλίες που παραλαμβάνουν εφελκυσμό. Το ενεργό μήκος του ισοδύναμου βραχέος ταυ προσδιορίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 6.2 .

Πίνακας 6.2: Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος.

Θέση σειράς κοχλίων	Σειρά κοχλίων θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλίων θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλίων	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Εσωτερική σειρά κοχλίων	$2\pi m$	$4m+1,25e$	$2p$	$p$
Ακραία σειρά κοχλίων	Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m+2e_1$	Το μικρότερο από: $4m+1,25e$ $2m+0,625e+2e_1$	Το μικρότερο από: $\pi m+p$ $2e_1+p$	Το μικρότερο από: $2m+0,625e+0,5p$ $e_1+0,5p$
Μηχανισμός 1	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ αλλά $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,nc}$	



1.Ακραία σειρά κοχλίων  
2.Εσωτερική σειρά κοχλίων

Σχήμα 6.6: Αποστάσεις  $m$ ,  $e$ ,  $e_{\min}$  για το υποστύλωμα (με συγκολλητή μετωπική πλάκα στενότερη από το πέλμα του υποστυλώματος).

Πίνακας 6.3: Αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος, βραχέος ταυ.

Μηχανισμός 1 (Πλήρης διαρροή πέλματος)	$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m}$
Μηχανισμός 2 (Αστοχία κοχλίας με διαρροή πέλματος)	$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd} + n \cdot \Sigma F_{t,Rd}}{m + n}$
Μηχανισμός 3 (Αστοχία κοχλίας)	$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

όπου:

$$M_{pl,1,Rd} \quad \text{είναι} \quad M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pl,2,Rd} \quad \text{είναι} \quad M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

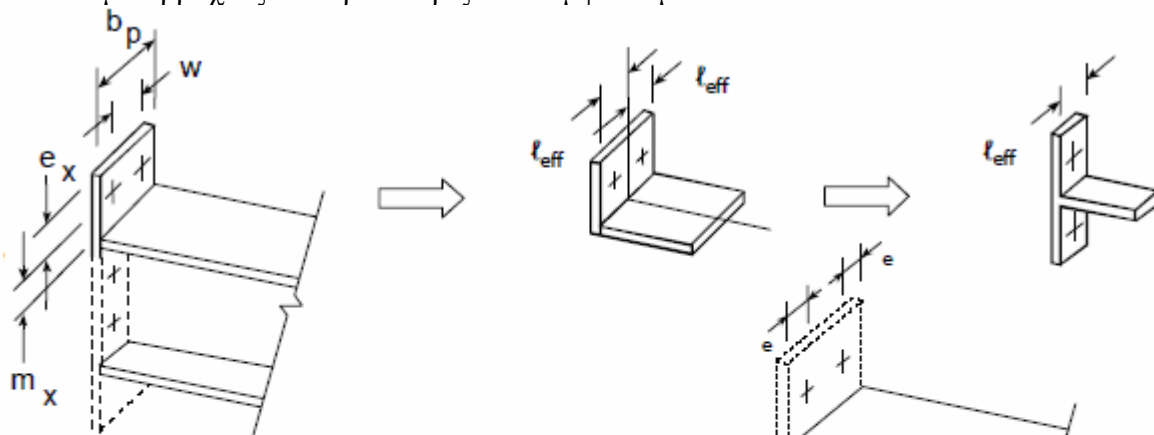
$$n \quad n = e_1 \text{ αλλά } n \leq 1,25 \cdot m$$

$F_{t,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κοχλίας

$\Sigma F_{t,Rd}$  είναι η συνολική τιμή του  $F_{t,Rd}$  για όλους τους κοχλίες στο βραχύ ταυ

### 6.6.5 Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας μετωπικής πλάκας σε κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, πρέπει να υπολογίζεται βάση ενός ισοδύναμο βραχύ ταυ, για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να πάρει εφελκυσμό αλλά και για κάθε ομάδα σειρών από κοχλίες που παραλαμβάνουν εφελκυσμό. Το ενεργό μήκος του ισοδύναμου βραχέος ταυ προσδιορίζεται σύμφωνα με τον Πίνακα 6.4.



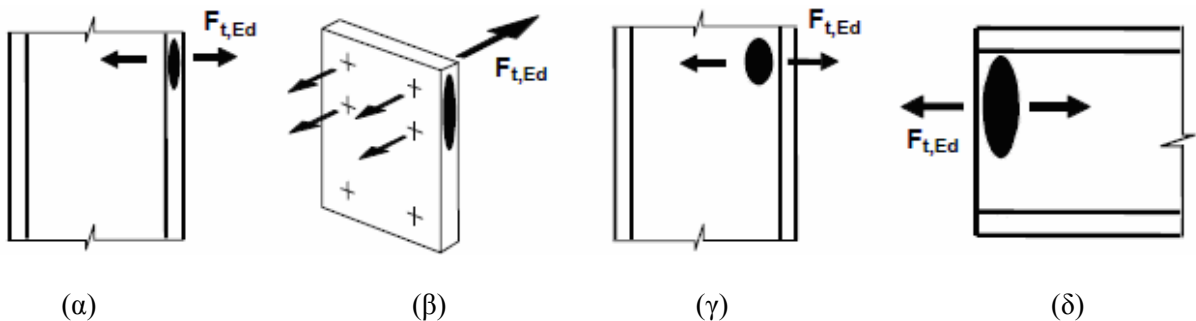
Το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας και το τμήμα μεταξύ των πελμάτων της δοκού προσομοιώνονται ως δύο διαφορετικά ταυ.

Όταν υπολογίζεται η αντοχή σχεδιασμού του ισοδύναμου βραχέος ταυ για το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας, χρησιμοποιούνται τα μεγέθη  $e_x$  και  $m_x$  αντί των  $e$  και  $m$ .

Σχήμα 6.7: Προσομοίωση προεξέχουσας μετωπικής πλάκας με βραχέα ταυ.

Πίνακας 6.4: Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας.

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού	Το μικρότερο από: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + e$	Το μικρότερο από: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	-	-
Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα της δοκού	$2\pi m$	$am$	$\pi m + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	$p$
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Μηχανισμός 1	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ αλλά $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,nc}$	



Σχήμα 6.8: (α) Πέλμα στύλου σε κάμψη, (β) μετωπική πλάκα σε κάμψη, (γ) κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό και (δ) κορμός δοκού σε εφελκυσμό.

### 6.6.6 Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό δίνεται από τη σχέση:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}, \quad (6.4)$$

όπου το ενεργό πλάτος  $b_{eff,t,wc}$  για κοχλιωτή σύνδεση λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στο πέλμα υποστυλώματος.

### 6.6.7 Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

Σε μία κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad (6.5)$$

όπου το ενεργό πλάτος  $b_{eff,t,wb}$  λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα.

### 6.6.8 Ροπή αντοχής

Η αντοχή του κόμβου δίνεται από τη σχέση:

$$M_{Rd} = \sum F_{ti} \cdot h_i = F_{t1} \cdot h_1 + F_{t2} \cdot h_2 + \dots + F_{ti} \cdot h_i, \quad (6.6)$$

Θα πρέπει να ισχύει η ισορροπία δυνάμεων  $F_c = \sum F_{ti} = F_{t1} + F_{t2} + \dots + F_{ti}$ .

Όπου  $F_c = \min (V_{wp,Rd} ; F_{c,wc,Rd} ; F_{c,fb,Rd})$

## 6.7 Σχεδιασμός Συνδέσεων

Οι συνδέσεις σχεδιάστηκαν έτσι ώστε να έχουν επαρκή αντοχή προκειμένου να μεταφέρουν τις δυνάμεις και τις ροπές, οι οποίες από την ανάλυση προκύπτει ότι δρουν επ' αυτών. Επίσης λήφθηκε υπόψη η μορφή αστοχίας να είναι λόγω πλήρης διαρροής του πέλματος (1<sup>ος</sup> μηχανισμός αστοχίας) ή λόγω αστοχίας κοχλιών με διαρροή του πέλματος (2<sup>ος</sup> μηχανισμός αστοχίας) αλλά και να τηρούνται οι αποστάσεις που δίνονται στον Πίνακα 3.3 στον Ευρωκώδικα 3, μέρος 1-8. Ενδεικτικά θα παρουσιαστούν κάποιες από τις συνδέσεις ροπής, τέμνουσας και βάσης υποστυλώματος που σχεδιάστηκαν.

### 6.7.1 Σύνδεση ροπής

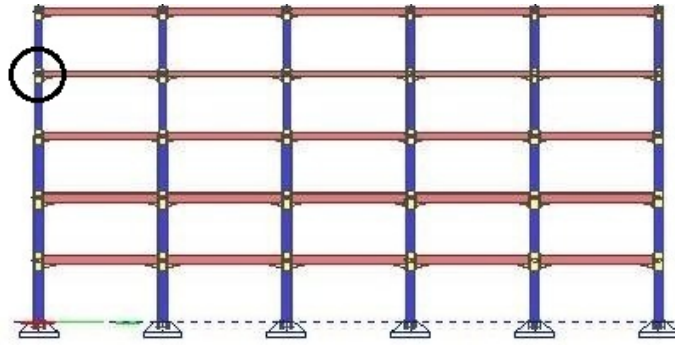
Οι συνδέσεις σε ζώνες απόδοσης ενέργειας πρέπει επίσης να ικανοποιούν και τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8. Για κοχλιωτές συνδέσεις πρέπει να ισχύει:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}, \quad (6.7)$$

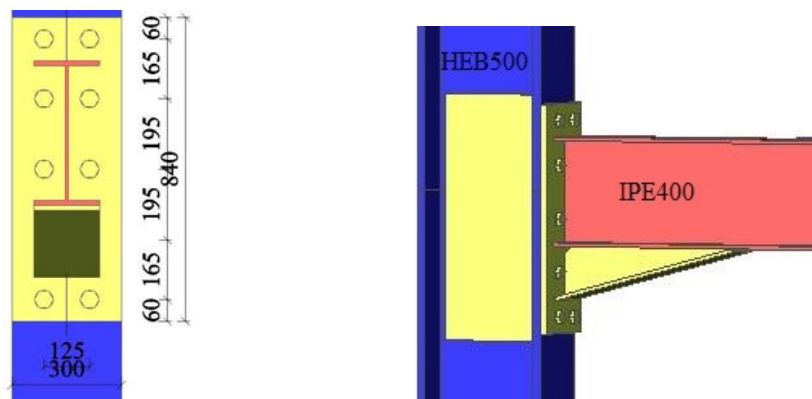
όπου:

$R_d$  είναι η αντοχή της σύνδεσης  
 $R_{fy}$  είναι η πλαστική αντοχή του συνδεδεμένου πλαστικού μέλους  
 $\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής,  $\gamma_{ov} = 1,25$ .

Παρουσιάζεται η σύνδεση ροπής δοκού IPE400 με υποστύλωμα HEB500. Έχει τοποθετηθεί μετωπική πλάκα PI 30x840x300mm (S275), δέκα κοχλίες διαμέτρου M27 και ποιότητας 10.9. Η δοκός έχει ενισχυθεί στην περιοχή του κόμβου για εξασφάλιση πλαστικής άρθρωσης στην δοκό. Επίσης έχει τοποθετηθεί ενίσχυση στον κορμό του υποστυλώματος πάχους  $t=8\text{mm}$ .



Σχήμα 6.9: Σύνδεση που σχεδιάστηκε.



Σχήμα 6.10: Διαμόρφωση σύνδεσης ροπή.

Οι αντοχές της σύνδεσης είναι:

$$M_{Rd} = 608 \text{ kNm} > 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd, IPE400} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 359,4 = 494 \text{ kNm.}$$

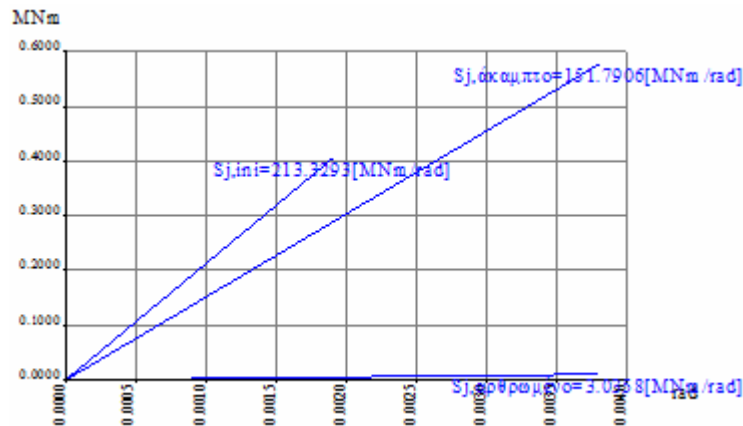
$$V_{Rd} = 1249 \text{ kN} > 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 159,8 = 220 \text{ kN.}$$

όπου:

$$V_{Ed,G} = 69,95 \text{ kN από συνδυασμό φόρτισης } 1,0G+0,3Q$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = (359,4 + 359,4) \text{ kNm} / 8,0 \text{ m} = 89,85 \text{ kN}$$

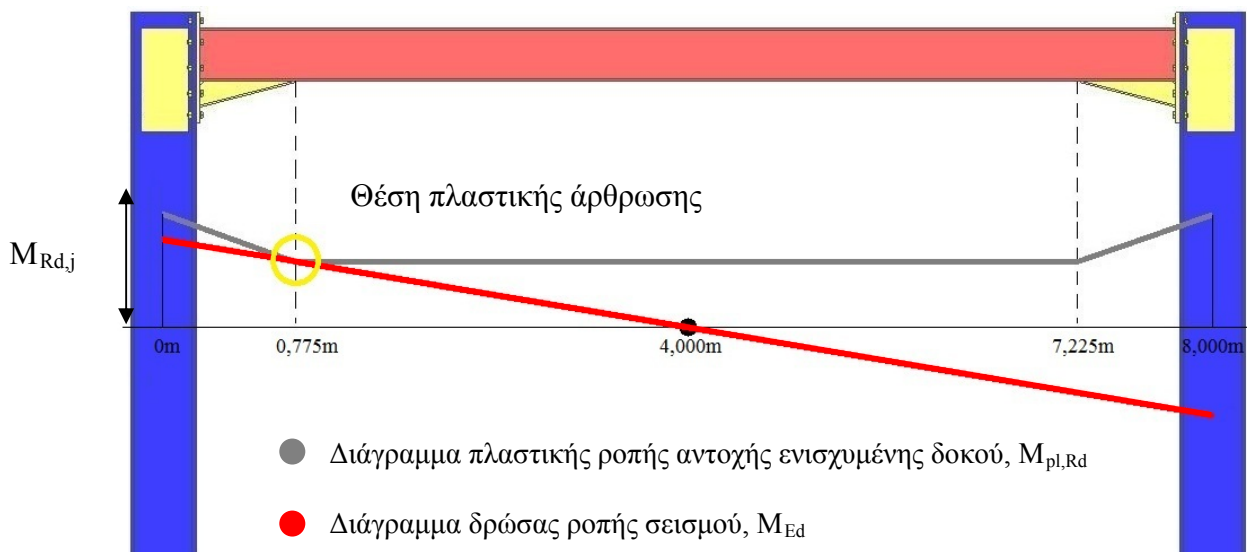
Σύνδεση Χαλύβα	
Όνομα	Συνδ371
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού MRd [kNm]	608,76
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού Vrd [kN]	1249,57
Αξονική αντοχή σχεδιασμού Nrd [kN]	2017,33
Αποτέλεσμα δυσκαμψίας: S <sub>j,ini</sub> [MNm/rad]	2,1333e+02
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος MN	Η σύνδεση ικανοποιείται
Ασθενέστερο συστατικό	Μετωπική πλάκα σε εφελκυσμό
Ασθενέστερο συστατικό σε θλίψη	Πέλμα δοκού / Ενίσχυση σε θλίψη



Σχήμα 6.11: Κατάταξη κόμβου βάση στροφικής δυσκαμψίας,  $S_{j,ini}$ .

Ο κόμβος που σχεδιάστηκε κατατάσσεται στην κατηγορία των άκαμπτων αφού  $S_{j,ini} > 25 \cdot E \cdot I_b / L_b = 25 \cdot (210000 \text{ MN/m}^2 \cdot 2,313 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4) / 8 \text{ m} = 151,79 \text{ MNm}$ , που αποτελεί όριο για τους άκαμπτους κόμβους μεταθετών πλαισίων.

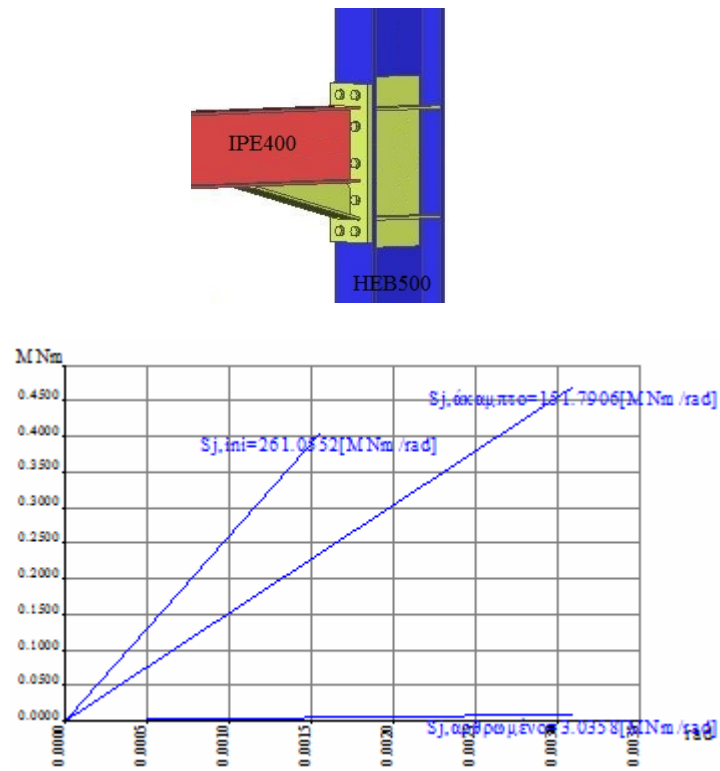
Όπως έχει αναφερθεί στους πλαισιακούς φορείς τα πλάστιμα μέλη είναι οι δοκοί. Για την εξασφάλιση του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στην διατομή της δοκού και όχι στην σύνδεση με τα υποστυλώματα τοποθετήθηκαν ενισχύσεις στις θέσεις των κόμβων.



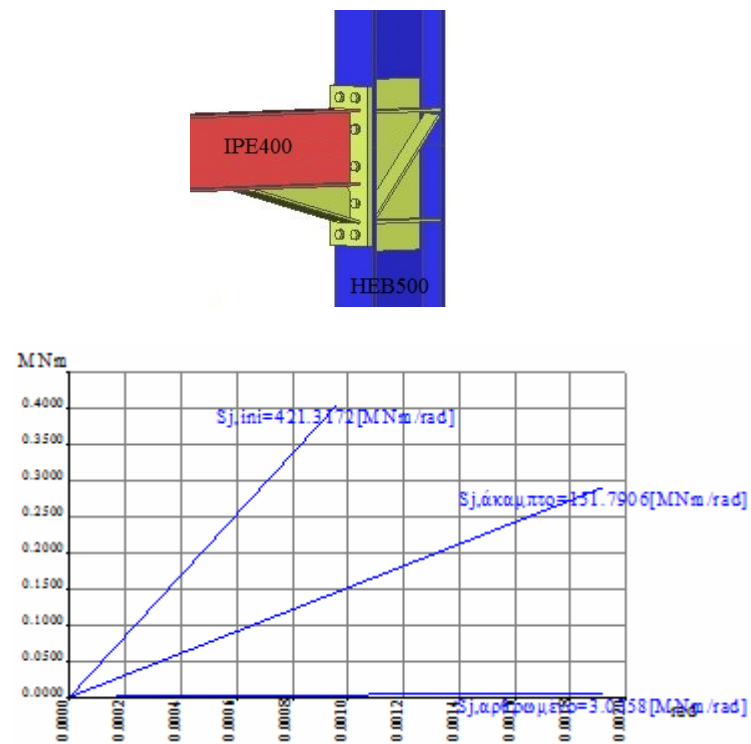
Σχήμα 6.12: Εξασφάλιση πλαστικής άρθρωσης στην δοκό και όχι στον κόμβο δοκού-υποστυλώματος.

Ακολούθως παρουσιάζεται πως μεταβάλλεται η δυσκαμψία της σύνδεσης ροπής που σχεδιάστηκε με την χρήση νευρώσεων.



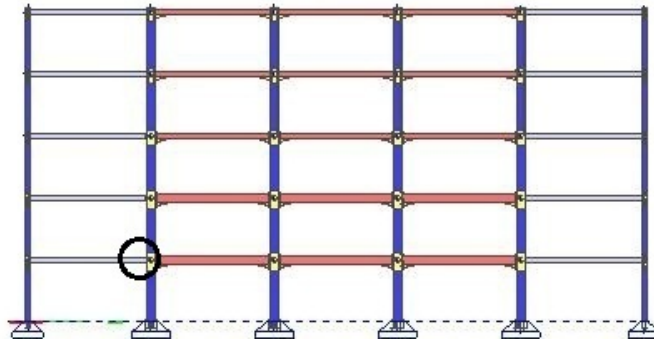


Σχήμα 6.13: Κατάταξη δυσκαμψίας κόμβου με χρήση νευρώσεων στην θλιβόμενη και εφελκυσμένη περιοχή του κόμβου.



Σχήμα 6.14: Κατάταξη δυσκαμψίας κόμβου με χρήση νευρώσεων όπως παρουσιάζεται στην παραπάνω εικόνα.

## 6.7.2 Σύνδεση τένουσας



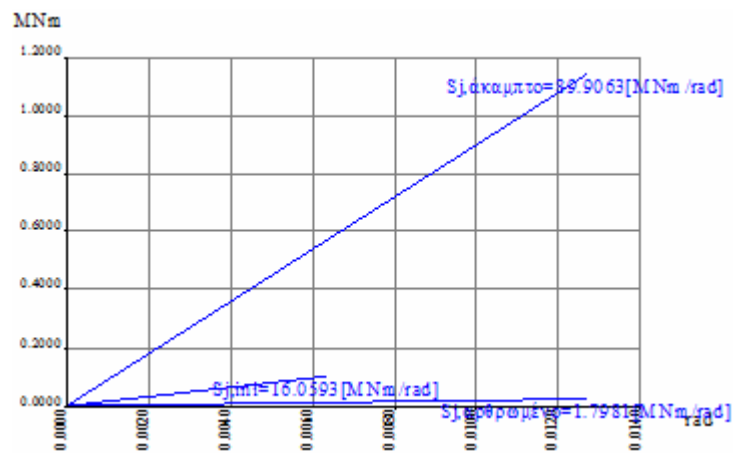
Σχήμα 6.15: Σύνδεση που σχεδιάστηκε.

Παρουσιάζεται η σύνδεση τένουσας δοκού HEA280 με υποστύλωμα HEB600. Έχει τοποθετηθεί μετωπική πλάκα P1 20x310x300mm (S275) με έξι κοχλίες διαμέτρου M24 και ποιότητας 10.9. Η αντοχή σχεδιασμού σε τένουσα της σύνδεσης είναι:

$$V_{Rd} = 237,2 \text{ kN} > V_{Ed} = 209,0 \text{ kN}.$$



Σχήμα 6.16: Διαμόρφωση σύνδεσης τένουσας.



Σχήμα 6.17: Κατάταξη κόμβου βάση στροφικής δυσκαμψίας,  $S_{j,ini}$ .

Αξίζει να επισημανθεί ότι ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία των ημιάκαμπτων κόμβων αφού  $S_{j,ini} > 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b = 0,5 \cdot (210000 \text{ MN/m}^2 \cdot 1,37 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4) / 8 \text{ m} = 1,798 \text{ MNm}$ , που αποτελεί όριο για τους ονομαστικά αρθρωτούς κόμβους.

Όνομα	Συνδ388
Καμπτική αντοχή σχεδιασμού $M_{Rd}$ [kNm]	153,02
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού $V_{Rd}$ [kN]	237,22
Αξονική αντοχή σχεδιασμού $N_{Rd}$ [kN]	1104,68
Αποτέλεσμα δυσκαμμίας: $S_{jini}$ [MNm/rad]	1,6059e+01
Έλεγχος M	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος V	Η σύνδεση ικανοποιείται
Έλεγχος MN	Η σύνδεση ικανοποιείται
Ασθενέστερο συστατικό	Μετωπική πλάκα σε εφελκυσμό
Ασθενέστερο συστατικό σε θλίψη	Πέλμα δοκού / Ενίσχυση σε θλίψη

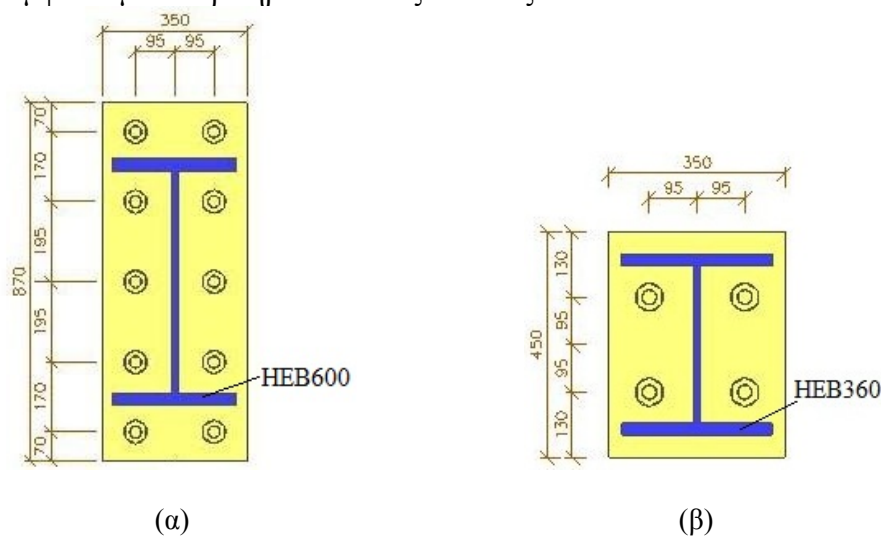
### 6.7.3 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος

Οι συνδέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων (HEB600) που ανήκουν στα πλαίσια παραλαβής ροπών σχεδιάζονται έτσι ώστε να λειτουργούν ως πακτώσεις στον ισχυρό άξονα και ως αρθρώσεις στον ασθενή άξονα των υποστυλωμάτων, Σχήμα 6.18α. Οι βάσεις των εσωτερικών υποστυλωμάτων (εκτός πλαισίων ροπή) έχουν σχεδιασθεί αρθρωτές και στους δύο κυρίους άξονες των υποστυλωμάτων (HEB360), Σχήμα 6.18β.

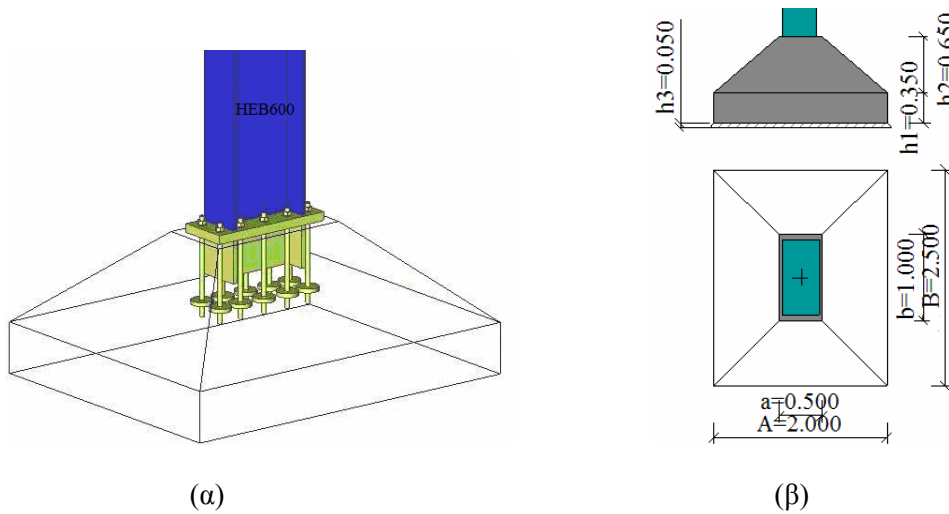
Για την σύνδεση του Σχήματος 6.18α χρησιμοποιήθηκε μετωπική πλάκα PI 50x870x350mm (S275), δέκα αγκύρια ποιότητας 10.9 και διαμέτρου M27. Κάτω από την μετωπική πλάκα του υποστυλώματος έχουμε συγκολληθεί διατομή διπλού ταν η οποία παραλαμβάνει όλη την τέμνουσα. Το θεμέλιο είναι από σκυρόδεμα ποιότητας C25/30, ενώ οι διαστάσεις του φαίνονται στο Σχήμα 6.19β. Οι αντοχές σχεδιασμού της σύνδεσης είναι:  $M_{Rd}=487\text{kNm}$ ,  $V_{Rd}=1350\text{kN}$  και  $N_{Rd}=4900\text{kN}$ .

Για την σύνδεση του Σχήματος 6.18β χρησιμοποιήθηκε μετωπική πλάκα PI 50x450x350mm (S275), αγκύρια διαμέτρου M27 και ποιότητας 10.9. Κάτω από την μετωπική πλάκα του υποστυλώματος έχουμε συγκολληθεί διατομή διπλού ταν. Το θεμέλιο είναι από σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 και οι διαστάσεις του είναι 1,00x2,50x2,50m. Οι αντοχές σχεδιασμού της σύνδεσης είναι:  $M_{Rd}=193,2\text{kNm}$ ,  $V_{Rd}=961,6\text{kN}$  και  $N_{Rd}=2900\text{kN}$ .

Για κτίρια με μεμονωμένα στοιχεία θεμελίωσης (πέδιλα ή πασσάλους), συνιστάται χρήση πλάκας θεμελίωσης ή συνδετήριων δοκών μεταξύ των στοιχείων αυτών και στις δύο κύριες διευθύνσεις, σύμφωνα με τα κριτήρια και τους κανόνες του EN 1998-5:2004.



Σχήμα 6.18: Διαμόρφωση βάσεων υποστυλωμάτων.



Σχήμα 6.19: (α) Σύνδεση βάσης υποστυλώματος η οποία στον ισχυρό του υποστυλώματος λειτουργεί ως πάκτωση και στον ασθενή ως άρθρωση και (β) διαστάσεις θεμελίου.

Η διαστασιολόγηση των θεμελίων έγινε λαμβάνοντας υπόψη τα εξής:

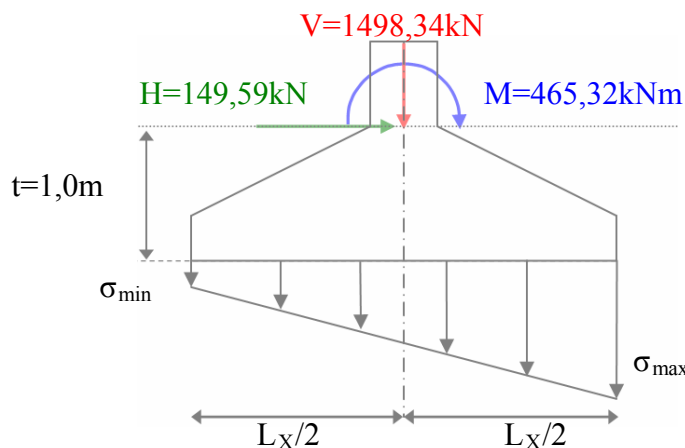
1. Η μέγιστη επιτρεπόμενη εκκεντρότητα λόγω των φορτίων που ασκούνται στην βάση του υποστυλώματος να είναι  $L/3$ , όπου  $L$  το μήκος του θεμελίου στην διεύθυνση που εξετάζεται. Έτσι εξασφαλίζεται ότι "δουλεύει" τουλάχιστον η μισή διατομή ( $L/2$ ) του θεμελίου.

$$e = \frac{M + H \cdot t}{V + G_{\theta\epsilon\mu.} + G_{\epsilon\pi\iota\chi.}} = \frac{465,32\text{kNm} + 149,59\text{kN} \cdot 1,00\text{m}}{1498,34\text{kN} + 82,11\text{kN} + 34,32\text{kN}} = 0,38\text{m} < \frac{L_x}{3} = \frac{2,5}{3} = 0,83\text{m}$$

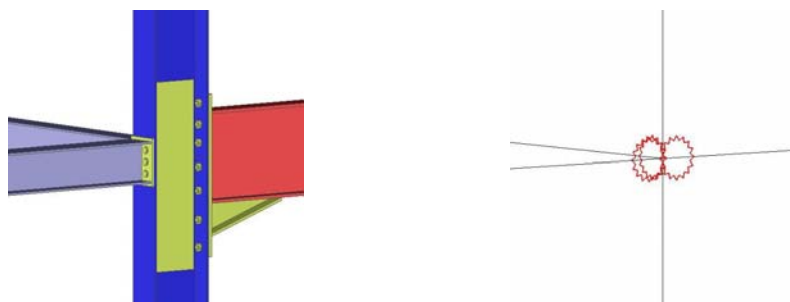
2. Η κατανομή των τάσεων στην βάση του θεμελίου να είναι τέτοια ώστε να μην υπάρχει αδρανής περιοχή (με μηδενικές τάσεις). Για εκκεντρότητα  $e=0,38 < L_x/6=0,42$  έχουμε τραπεζοειδή κατανομή των τάσεων με τιμές:

$$\sigma_{\max} = \frac{V + G_{\theta\epsilon\mu.} + G_{\epsilon\pi\iota\chi.}}{L_x \cdot L_y} \cdot \left[ 1 + \frac{6 \cdot e}{L_x} \right] = \frac{1498,34\text{kN} + 82,11\text{kN} + 34,32\text{kN}}{2,5\text{m} \cdot 2,0\text{m}} \cdot \left[ 1 + \frac{6 \cdot 0,38\text{m}}{2,5\text{m}} \right] = 617,5\text{kPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V + G_{\theta\epsilon\mu.} + G_{\epsilon\pi\iota\chi.}}{L_x \cdot L_y} \cdot \left[ 1 - \frac{6 \cdot e}{L_x} \right] = \frac{1498,34\text{kN} + 82,11\text{kN} + 34,32\text{kN}}{2,5\text{m} \cdot 2,0\text{m}} \cdot \left[ 1 - \frac{6 \cdot 0,38\text{m}}{2,5\text{m}} \right] = 28,5\text{kPa}$$



## 7 Επιρροή των συνδέσεων στην συμπεριφορά της κατασκευής



Σχήμα 7.1: Προσομοίωση κόμβων με στροφικά ελατήρια στο Scia Engineering.

«Οι κόμβοι δοκού-υποστυλώματος θεωρούνται και σχεδιάζονται παραδοσιακά ως άκαμπτοι ή ως αρθρωτοί, παρά το γεγονός ότι και οι πλέον δύσκαμπτοι κόμβοι έχουν κάποιο βαθμό ευκαμψίας ενώ και οι πλέον εύκαμπτοι κόμβοι προβάλλουν κάποια αντίσταση σε επιβαλλόμενη ροπή.

Οι παραδοχές για τη προσομοίωση των κόμβων ως άκαμπτων και αρθρωτών, προέκυψαν λόγω των απλοποιήσεων που αυτές παρέχουν στην ανάλυση των πλαισίων και επομένως στον σχεδιασμό. Στην πραγματικότητα όλοι οι κόμβοι έχουν πεπερασμένη δυσκαμψία και ειδικά χαρακτηριστικά που συνδέουν τη ροπή με τη σχετική στροφή των συνδεόμενων μελών.»[1]

Έγινε δυναμική ανάλυση της κατασκευής λαμβάνοντας υπόψη τις στροφικές δυσκαμψίες των κόμβων δοκού-υποστυλώματος που σχεδιάστηκαν, με χρήση κατάλληλων στροφικών ελατηρίων. Η σταθερά των στροφικών ελατηρίων εξαρτάται από τις παραμορφώσεις των επιμέρους συνιστωσών του κόμβου.

### 7.1 Ιδιομορφές και ιδιοπερίοδοι

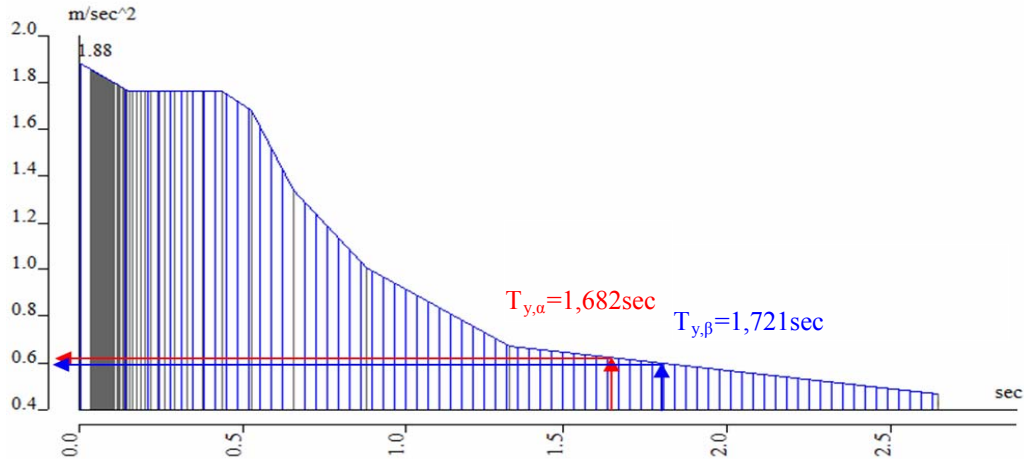
Σύμφωνα με τα παραπάνω και επειδή η συνεισφορά των άκαμπτων κόμβων δοκού-υποστυλώματος (των πλαισίων ροπής) στην δυσκαμψία του κτιρίου είναι καθοριστική, οι ιδιοπερίοδοι των θεμελιωδών ιδιομορφών αυξήθηκαν.

Πίνακας 7.1: Αντιπαράθεση ιδιοπεριόδων για τις δύο πρώτες ιδιομορφές .

Αριθμός Ιδιομορφής	Ανάλυση με θεώρηση άκαμπτων και αρθρωτών συνδέσεων			Ανάλυση βάση στροφικής δυσκαμψίας των συνδέσεων που σχεδιάστηκαν		
	Περίοδος T (sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας		Περίοδος T (sec)	Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας	
		X	Y		X	Y
1	1,8195	0,7091	0	1,8883	0,7173	0
2	1,6823	0	0,7211	1,7208	0	0,7338

## 7.2 Μετατοπίσεις και εντατικά μεγέθη

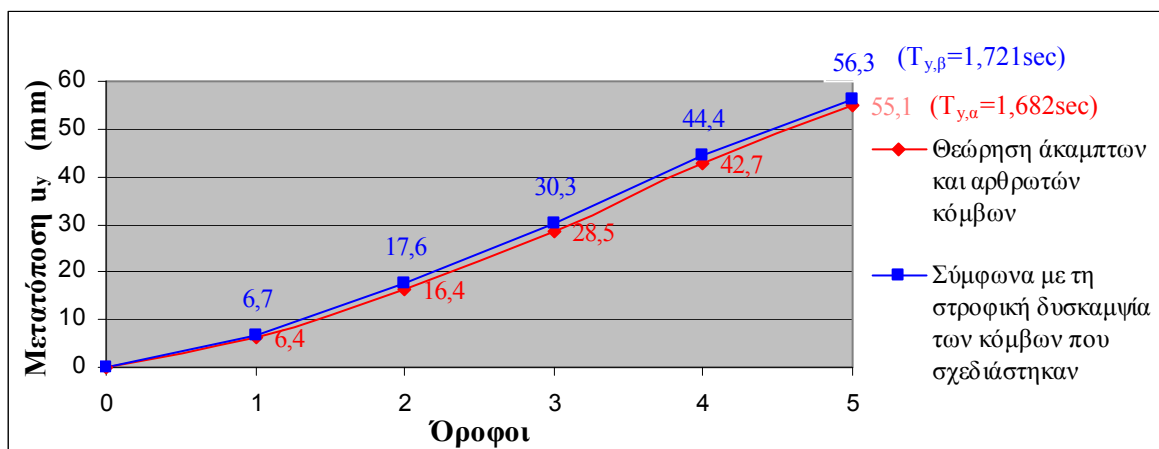
Λόγω μείωσης της δυσκαμψίας του κτιρίου οι μετατοπίσεις σε κάθε όροφο αυξήθηκαν. Επιπλέον τα εντατικά μεγέθη στα μέλη του φορέα μειώθηκαν. Αυτό οφείλεται στο ότι η αύξηση των ιδιοπεριόδων (για τις θεμελιώδεις ιδιομορφές) οδήγησε στην μείωση των επιταχύνσεων σχεδιασμού (Σχήμα 7.2) και συνεπώς των τεμνουσών βάσης,  $F_b = m \cdot S_d(T)$ .



Σχήμα 7.2: Μείωση της επιτάχυνσης σχεδιασμού  $S_{d,y}(T)$  λόγω αύξησης της ιδιοπεριόδου  $T_y$ .

Πίνακας 7.2: Σύγκριση μετατοπίσεων περιμετρικού πλαισίου κατά Y, για σεισμική διέγερση  $E_Y$ .

	Ανάλυση με θεώρηση άκαμπτων και αρθρωτών συνδέσεων	Ανάλυση βάση στροφικής δυσκαμψίας των συνδέσεων που σχεδιάστηκαν
Όροφος	Μετατοπίσεις $u_y$ (mm)	Μετατοπίσεις $u_y$ (mm)
1 <sup>ος</sup>	6,4	6,7
2 <sup>ος</sup>	16,4	17,6
3 <sup>ος</sup>	28,5	30,3
4 <sup>ος</sup>	42,7	44,4
5 <sup>ος</sup>	55,1	56,3



Σχήμα 7.3: Διάγραμμα μετακινήσεων περιμετρικού πλαισίου άξονα Y, για σεισμική φόρτιση  $E_Y$ .

Πίνακας 7.3: Σύγκριση εντατικών μεγεθών ακραίων δοκών περιμετρικού πλαισίου κατά Υ υπό την σεισμική διέγερση  $E_Y$ .

Όροφος	Ανάλυση με θεώρηση άκαμπτων και αρθρωτών συνδέσεων		Ανάλυση βάση στροφικής δυσκαμψίας των συνδέσεων που σχεδιάστηκαν	
	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$V_{Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$V_{Ed}$ (kN)
1 <sup>ος</sup>	249,46	60,57	204,33	49,98
2 <sup>ος</sup>	304,09	73,76	248,57	60,91
3 <sup>ος</sup>	119,95	29,80	105,58	26,29
4 <sup>ος</sup>	123,47	30,56	104,00	25,78
5 <sup>ος</sup>	100,07	24,45	82,64	20,25

Πίνακας 7.4: Σύγκριση εντατικών μεγεθών ακραίων υποστυλωμάτων περιμετρικού πλαισίου κατά Υ υπό την σεισμική φόρτιση  $E_Y$ .

Όροφος	Ανάλυση με θεώρηση άκαμπτων και αρθρωτών συνδέσεων			Ανάλυση βάση στροφικής δυσκαμψίας των συνδέσεων που σχεδιάστηκαν		
	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$N_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)	$M_{y,Ed}$ (kNm)	$N_{Ed}$ (kN)	$V_{Ed}$ (kN)
1 <sup>ος</sup>	417,80	203,53	123,07	426,37	171,07	116,89
2 <sup>ος</sup>	193,85	150,61	78,77	175,96	126,90	66,94
3 <sup>ος</sup>	237,86	83,29	64,56	204,95	71,00	56,48
4 <sup>ος</sup>	147,78	54,99	58,79	132,19	46,02	53,19
5 <sup>ος</sup>	98,69	24,52	37,06	82,64	20,32	30,05

### 7.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Πίνακας 7.5: Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων για σεισμική διέγερση κατά την διεύθυνση X.

Όροφος	$d_c$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{co}-d_{cu}$ (cm)	$\frac{q \cdot (d_{co} - d_{cu})}{h} \cdot \nu$
1 <sup>ος</sup>	0,75	0,75	0,0030
2 <sup>ος</sup>	1,98	1,23	0,0049
3 <sup>ος</sup>	3,51	1,53	0,0061
4 <sup>ος</sup>	5,24	1,73	0,0069
5 <sup>ος</sup>	6,72	1,48	0,0059

Παρατηρείται ότι κατά την διεύθυνση X δεν έχουμε υπέρβαση του ορίου για περιορισμό βλαβών.

Πίνακας 7.6: Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων για σεισμική διέγερση κατά Υ.

Όροφος	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo}-d_{eu}$ (cm)	$\frac{q \cdot (d_{eo} - d_{eu})}{h} \cdot \gamma$
1 <sup>ος</sup>	0,73	0,73	0,0029
2 <sup>ος</sup>	1,93	1,20	0,0048
3 <sup>ος</sup>	3,35	1,42	0,0057
4 <sup>ος</sup>	4,91	1,56	0,0062
5 <sup>ος</sup>	6,22	1,31	0,0052

Για την σεισμική διέγερση κατά την διεύθυνση Υ ομοίως δεν έχουμε υπέρβαση του ορίου για περιορισμό βλαβών.

#### 7.4 Έλεγχος επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης

Πίνακας 7.7: Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά Χ.

Όροφος	Ύψος ορόφου h (m)	Ptot (kN)	Vtot (kN)	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo}-d_{eu}$ (cm)	$\theta_x$
1 <sup>ος</sup>	4,00	54733,42	2710,25	0,75	0,75	0,151
2 <sup>ος</sup>	4,00	43258,42	2604,01	1,98	1,23	<b>0,204</b>
3 <sup>ος</sup>	4,00	31762,60	2298,89	3,51	1,53	<b>0,211</b>
4 <sup>ος</sup>	4,00	20395,09	1735,80	5,24	1,73	<b>0,203</b>
5 <sup>ος</sup>	4,00	9078,12	878,35	6,72	1,48	0,153

Πίνακας 7.8: Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά Υ.

Όροφος	Ύψος ορόφου h (m)	Ptot (kN)	Vtot (kN)	$d_e$ (cm)	Σχετική παραμόρφωση $d_{eo}-d_{eu}$ (cm)	$\theta_y$
1 <sup>ος</sup>	4,00	54733,42	2905,31	0,73	0,73	0,138
2 <sup>ος</sup>	4,00	43258,42	2782,53	1,93	1,20	0,187
3 <sup>ος</sup>	4,00	31762,60	2440,61	3,35	1,42	0,185
4 <sup>ος</sup>	4,00	20395,09	1826,26	4,91	1,56	0,174
5 <sup>ος</sup>	4,00	9078,12	917,04	6,22	1,31	0,130

Στους ορόφους: 2<sup>ο</sup>, 3<sup>ο</sup> και 4<sup>ο</sup> κατά την διεύθυνση Χ ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης υπερβαίνει το επιτρεπτό όριο ( $\theta < 0,20$ ). Συνεπώς ή θα πρέπει να ξανασχεδιασθούν τα πλαίσια ή οι κόμβοι ή και τα δύο.

Μέσω της αύξησης των διατομών η κατασκευή γίνεται πιο δύσκαμπτη με αποτέλεσμα να περιορίζονται τα φαινόμενα δευτέρας τάξης. Με την αύξηση της δυσκαμψίας των κόμβων πετυχαίνουμε αντίστοιχο αποτέλεσμα αλλά σε μικρότερο βαθμό.



## 8 Συμπεράσματα

- Τα σύγχρονα προγράμματα ανάλυσης παρά τις πολλές υπολογιστικές δυνατότητες που προσφέρουν θα πρέπει να ελέγχονται αλλά και να συγκρίνονται με σκοπό την ασφαλή χρήση τους.
- Η μόρφωση του προσομοιώματος της κατασκευής που θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση είναι ιδιαίτερα σημαντική αφού μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένη αποτίμηση της κατάστασης.
- Καθοριστικοί παράμετροι στο σχεδιασμό ενός κτιρίου με πλαίσια ροπής αποτελούν τόσο ο έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως μέσω του συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου ( $\theta$ ) όσο και ο έλεγχος περιορισμού βλαβών.
- Με σκοπό τον περιορισμό των παραμορφώσεων πιθανόν να οδηγηθούμε στην επιλογή σχετικά ισχυρών διατομών για τα πλαίσια ροπής. Ο παραπάνω στόχος επιτυγχάνεται χρησιμοποιώντας διατομές δοκών και υποστυλωμάτων των οποίων η εκμετάλλευση στα κατακόρυφα φορτία είναι της τάξης του 75%.
- Με την θεώρηση των κόμβων δοκού-υποστυλώματος ως άκαμπτων η σχετική στροφή μεταξύ των συνδεδεμένων μελών είναι μηδενική, εξιδανίκευση που πρακτικά δεν μπορεί να υλοποιηθεί.
- Η προσομοίωση κόμβων ως άκαμπτων, οι οποίοι στην πραγματικότητα θα λειτουργήσουν ως ημιάκαμπτοι μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική απόκλιση των αποτελεσμάτων. Έτσι λοιπόν ο σχεδιασμός των κόμβων ροπής πρέπει να λαμβάνει υπόψη του εκτός από τις απαιτήσεις αντοχής και αυτές τις στρωφικής δυσκαμψίας.
- Σύμφωνα με τα παραπάνω όταν δεν ικανοποιείται ο έλεγχος επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης θα πρέπει να γίνει είτε επανασχεδιασμός των πλαισίων με χρήση μεγαλύτερων διατομών είτε επανασχεδιασμός των κόμβων ροπής με σκοπό την αύξηση της δυσκαμψίας τους. Η επέμβαση στους κόμβους έχει αποτέλεσμα μόνο όταν ο αρχικός σχεδιασμός τους απέχει πολύ από τα όρια του πλήρους άκαμπτου κόμβου.
- Ο μελετητής θα πρέπει να εξασφαλίζει ότι οι παραδοχές που έχουν γίνει κατά την προσομοίωση του φορέα υλοποιούνται στην φάση κατασκευής.

## 9 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
7. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004.
8. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2003.
9. EN 1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004.
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
11. <http://www.techscience.gr> (Scia Engineering)