



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Μεταλλικού Κτιρίου με Συνδέσμους Δυσκαμψίας με Εκκεντρότητα και Άνευ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γεώργιος Γρ. Σκαρμέας

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα , Μάρτιος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017 9



## **Περιεχόμενα**

Ευχαριστίες .....	3
<b>Εισαγωγή</b>	
1.1 Σκοπός της εργασίας	
<b><u>Περιγραφή Κτιρίου</u></b>	
2.1 Προσομοίωση κτιρίου στο Sap .....	7
<b><u>Υλικά και Φορτίσεις</u></b>	
3.1 Υλικά Κατασκευής	
3.1.1 Σκυρόδεμα C 20 / 25 .....	10
3.1.2 Δομικός Χάλυβας S 235 .....	10
3.1.3 Χάλυβας Οπλισμού .....	10
3.2 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	
3.2.1 Μόνιμα φορτία ( DEAD LOADS ) .....	11
3.2.2 Κινητά Φορτία ( LIVE LOADS )	
3.2.3 Δράσεις ανέμου .....	15
3.2.4 Σεισμικές Δράσεις .....	30
3.3 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	
3.3.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας	
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	
<b><u>Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα με συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ εκκεντρότητας</u></b>	
4.1 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	
4.1.1 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	36
4.1.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	39
4.1.3 Κύριες δοκοί .....	44
4.1.4 Υποστυλώματα .....	46
4.1.5 Δευτερεύουσες Δοκοί .....	47
4.1.6 Σεισμική απόκριση κτιρίου .....	48
4.2 Έλεγχων περιορισμού των βλαβών .....	57
4.3 Επιρροή φαινομένων 2 ας τάξεως .....	57
<b><u>Ανάλυση και διαστασιολόγηση κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντρότητα</u></b>	
5.1 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας	
5.1.1 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	60
5.1.2 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας .....	61
5.1.3 Κύριες δοκοί .....	71
5.1.4 Υποστυλώματα .....	74
5.1.5 Δευτερεύουσες Δοκοί .....	75

5.1.6 Σεισμική απόκριση κτιρίου .....	76
5.2 Έλεγχων περιορισμού των βλαβών .....	80
5.3 Επιρροή φαινομένων 2 ας τάξεως .....	81
Σχεδιασμός μεταλλικού κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντρότητα και άνευ	

#### **Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες**

6.1 Σύνδεση ροπής δοκού υποστυλώματος .....	89
6.2 Αρθρωτή σύνδεση κύριας δοκού με υποσύλωμα .....	94
6.3 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με υποσύλωμα .....	97
6.4 Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος .....	100
6.5 Θεμελίωση Υποστυλώματος .....	104
6.6 Σύνδεση ροπής δοκού σύζευξης .....	108

<b>Βιβλιογραφία .....</b>	<b>112</b>
---------------------------	------------

## Ευχαριστίες

Αρχικά , θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη για την επίβλεψη και επιστημονική του καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Επιπροσθέτως θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τους συμφοιτητές μου Γεώργιο Τζωρτζινάκη , Ελευθέριο Τομάνη και Κατερίνα Ρίππη με τους οποίους η συνύπαρξη στα φοιτητικά έδρανα αποτέλεσε μείζονος σημασία παράγοντα στην προσπάθειά μου να επανενταχθώ στις ακαδημαϊκές απαιτήσεις της σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.

Επιπλέον θα ήθελα να εκφράσω τις βαθύτατες ευχαριστίες μου στον κ. Άγγελο Ζωγράφο Πολιτικό Μηχανικό Ε.Μ.Π. για την καίριας σημασίας βοήθειά του στην εξήγηση του λογισμικού καθώς και την επιστημονική του καθοδήγηση .

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου Βισάκη Ιωάννη, ο οποίος αποτέλεσε για μένα φάρο στα δύσκολα χρόνια των πανελληνίων εξετάσεων και συνέβαλε τα μέγιστα για την είσοδό μου στη σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Ε.Μ.Π. .

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Διπλωματική Εργασία

ΕΜΚ ΔΕ 2017 / 9

Σκαρμέας Γεώργιος (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης)

## Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο τη μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) ενός τρώροφου μεταλλικού κτιρίου με σκοπό την εμπορική χρήση. Ειδικότερα το αντικείμενο μελέτης είναι η συμπεριφορά της υπάρχουσας κατασκευής με χρήση συνδέσμων δυσκαμψίας με εκκεντρότητα και άνευ, οι οποίοι τοποθετούνται ακριβώς στα ίδια φατνώματα. Επιπροσθέτως η διαφραγματική λειτουργία εξασφαλίζεται με την ύπαρξη οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας οι οποίοι τοποθετούνται σε όλα τα φατνώματα της κάτοψης. Στο πλαίσιο της ανάλυσης και διαστασιολόγησης της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sap, ενώ για τη μελέτη των συνδέσεων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Fides. Παράλληλα, εξετάστηκε η σεισμική απόκριση της κατασκευής και στις δύο περιπτώσεις και παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις ιδιομορφικές αναλύσεις.

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΜΕ  
ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΑΝΕΥ

National Technical University Athens

Faculty of Civil Engineering

Institute of steel structures

Diploma thesis

EMK ΔΕ 2017 / 9

Skarmeas G. (supervised by Raftoyiannis I.)

### **Abstract**

The present study deals with the study (design and analysis) of a three-storey building, steel-framed structured with underground made of reinforced concrete according to Eurocodes. The building has braced frames in order to reduce the horizontal displacements of the floors. More specifically, we studied the behavior of the metal building under adverse loadings, which are defined by Eurocode 8 in order to make the building inherently resistant to earthquake. Therefore, designing the model in Sap we estimated the necessary sections of columns, beams, stringers required for the static stability of the building. Furthermore, we examined the same building without V - braced frames in order to get new sections of columns and beams. The most important difference between the two buildings is that the second one is able to have horizontal displacements. Finally, we studied the seismic behavior in both buildings and we made the comparison between the two different solutions (chapter six).

# 1. Εισαγωγή

## 1.1 Σκοπός της εργασίας

Σκοπός της υπάρχουσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η μελέτη ενός τριώροφου μεταλλικού κτιρίου με δύο εκδοχές . Στη μία εκδοχή το υπό μελέτη κτίριο αποτελείται από συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντροτητα ενώ στην άλλη διατηρώ στις ίδιες θέσεις τα φατνώματα δυσκαμψίας αλλά αυτή τη φορά τοποθετώ συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντρότητα.

Δέουσας σημασίας κρίνεται η εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας αποκλειστικά από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Στα πρώτα μοντέλα που μελετήθηκαν τοποθετήθηκαν οριζόντια φατνώματα δυσκαμψίας μόνον στις θέσεις των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας . Όπως όμως προέκυψε από τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης , η ύπαρξη στρεπτικής ιδιομορφής με μεγάλη δρώσα σεισμική μάζα , οδήγησε στην τοποθέτηση των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας στο σύνολο της κάτοψης.

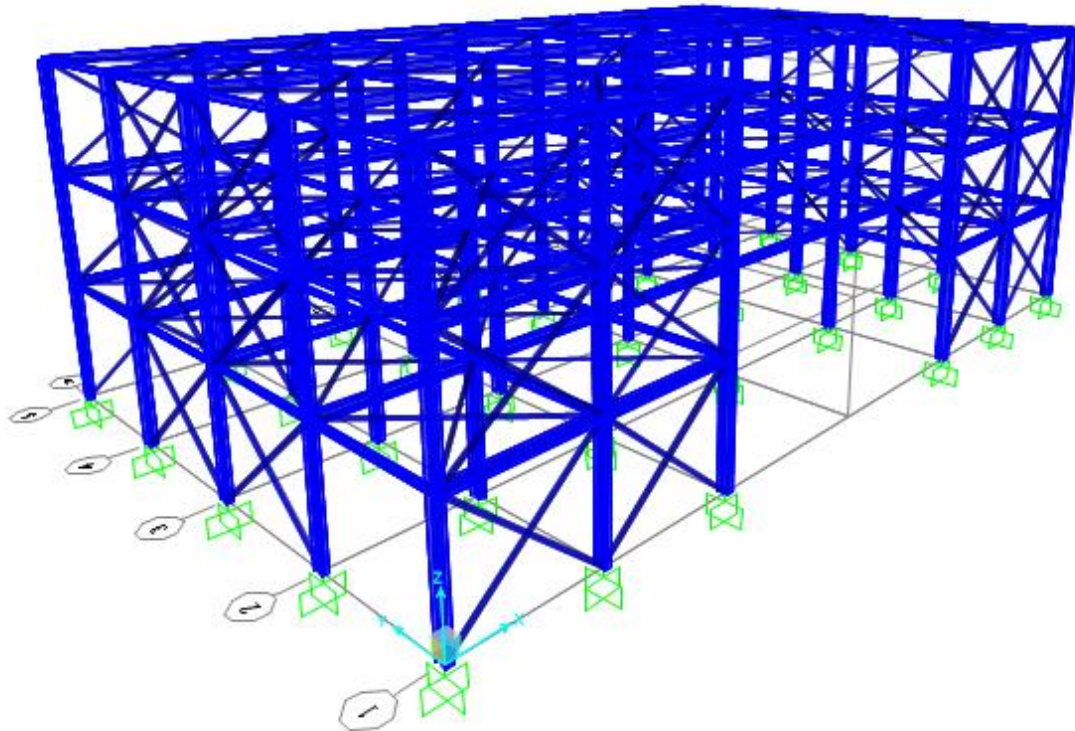
Στο πλαίσιο της υπάρχουσας διπλωματικής χρησιμοποιήθηκαν δύο λογισμικά. Πρώτα απ'όλα το λογισμικό Sap για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα . Επιπροσθέτως για την μελέτη των συνδέσεων οι οποίες περιγράφονται στο τελευταίο κεφάλαιο της διπλωματικής χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό fides.



## 2. Περιγραφή Κτιρίου

### 2.1 Αρχιτεκτονικά

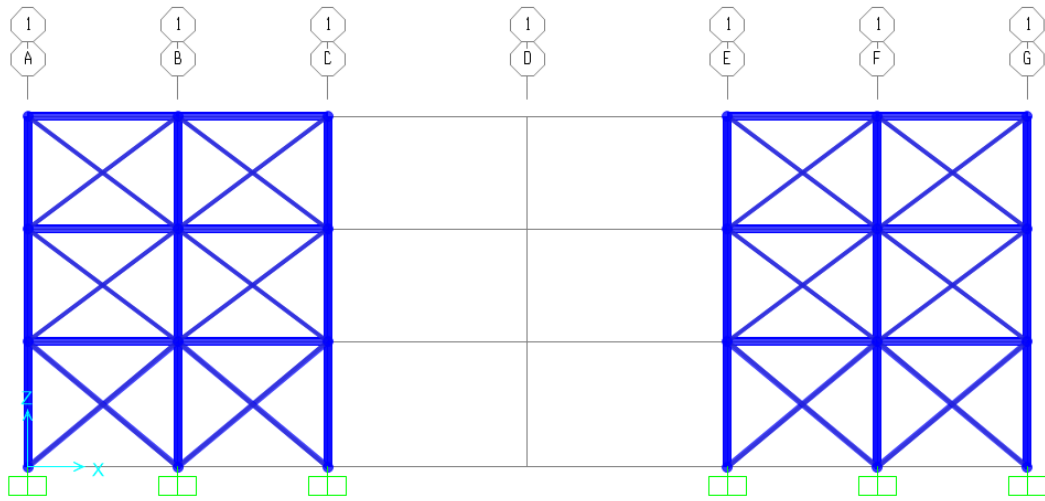
Πρόκειται για ένα τριώροφο μεταλλικό κτίριο το οποίο θα χρησιμοποιηθεί ως εμπορικό κέντρο. Η κάτοψη του ορόφου καλύπτει επιφάνεια  $960 \text{ m}^2$ . Κατά την διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου αποτελείται από 6 ανοίγματα όπου τα 2 εσωτερικά είναι 8 m ενώ τα υπόλοιπα 6 m . Κατά την εγκάρσια διεύθυνση αποτελείται από 4 ανοίγματα των 6 m έκαστο. Τα φατώματα δυσκαμψίας τοποθετούνται και στις δύο διευθύνσεις περιμετρικά του κτιρίου .



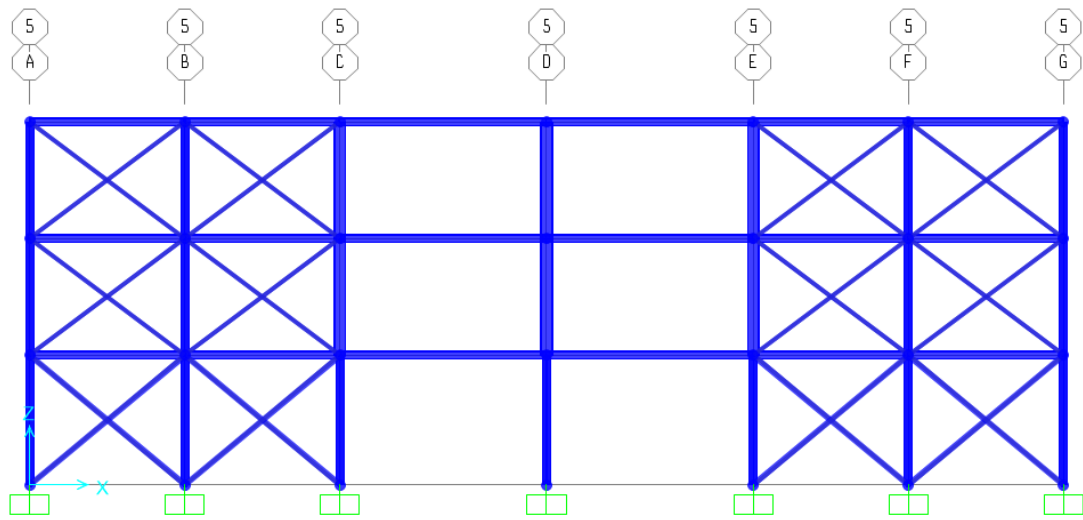
Άποψη του υπό μελέτη κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα.

Αξίζει να σημειωθεί πως η διαφραγματική λειτουργία του κτιρίου εξασφαλίζεται εξ' ολοκλήρου από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας . Στην άνωθεν λειτουργία τους ωφείλεται η ύπαρξή τους στο σύνολο της κάτοψης του κτιρίου .

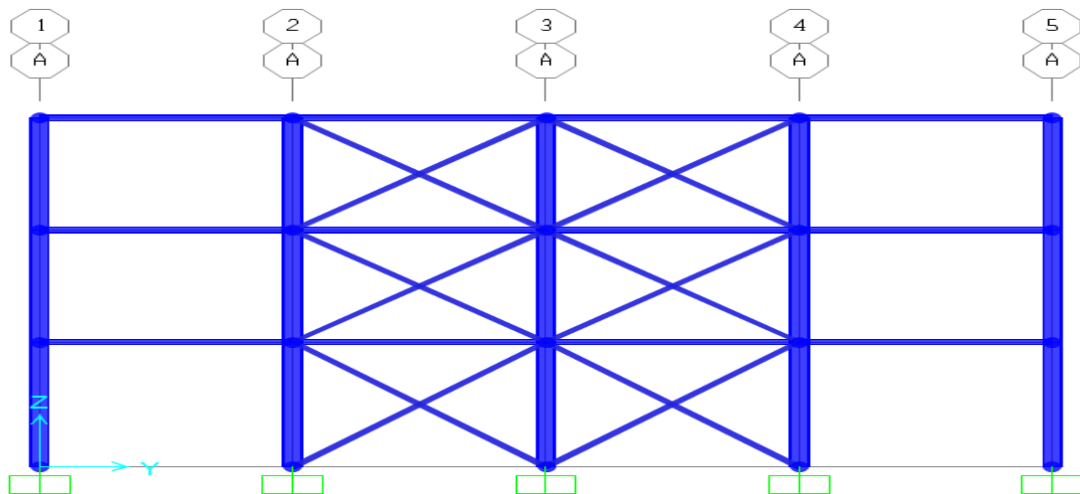
Επιπροσθέτως το δεύτερο κτίριο που σχεδιάστηκε έχει φατώματα δυσκαμψίας στις ίδιες θέσεις. Βασική διαφορά είναι η ύπαρξη συνδέσμων δυσκαμψίας με εκκεντρότητα.



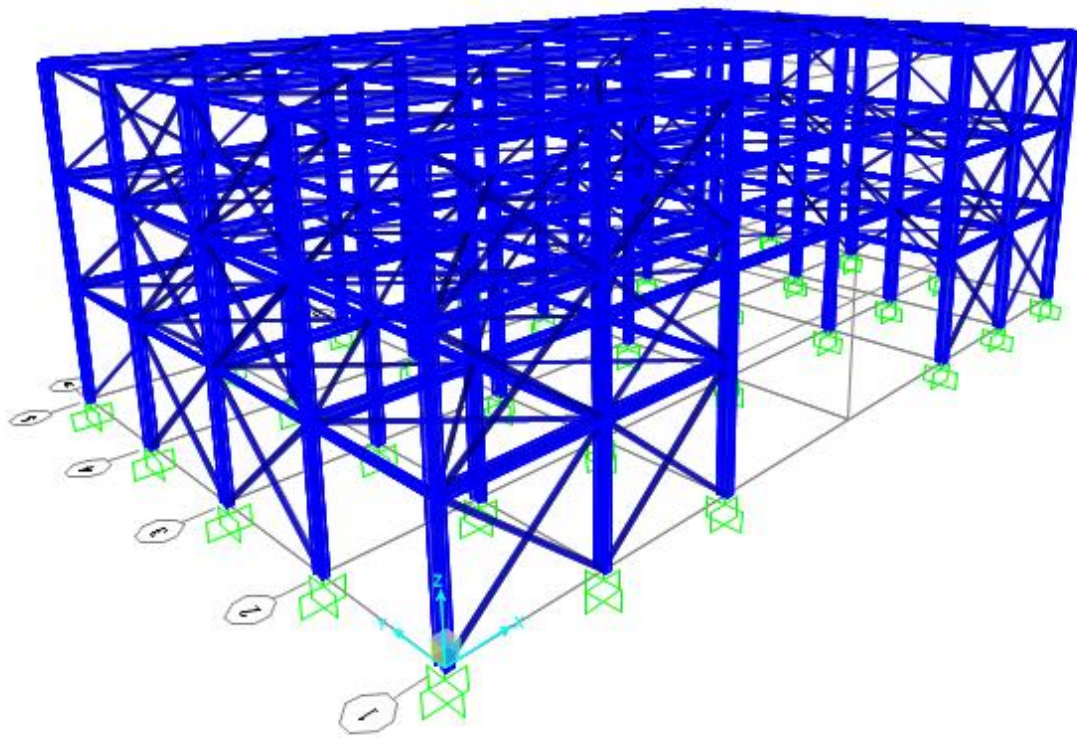
Η θέση των συνδέσμων δυσκαμψίας χωρίς εκκενρότητα στα περιμετρικά πλαίσια



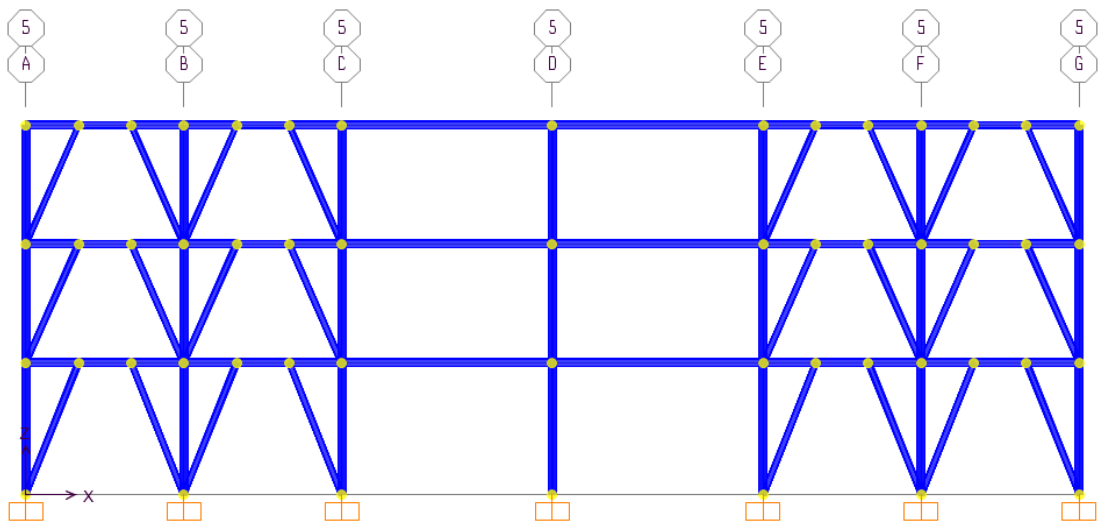
Όψεις του κτιρίου κατά την διαμήκη πλευρά του κτιρίου (άξονας χ)



Όψη του κτιρίου κατά την εγκάρσια διεύθυνση του κτιρίου (άξονας Y)



Άποψη κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντρότητα



Όψη κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας με εκκεντρότητα

## 3. Υλικά και φορτίσεις

### 3.1 Υλικά κατασκευής

#### 3.1.1 Σκυρόδεμα C25/30

Για τις πλάκες του κτιρίου και τα τοιχώματα , όπου αυτά υπάρχουν , έχει χρησιμοποιηθεί σκυρόδεμα C30/35 με τιμές σχεδιασμού :

Μέτρο ελαστικότητας :  $E = 31 \text{ GPa} (= 31 \cdot 10^6$

$\text{kN/m}^2)$  Σταθερά Poisson :  $\nu = 0.2$

Ειδικό βάρος :  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$  (οπλισμένο σκυρόδεμα)

Αντοχή :  $f_{ck} = 25000 \text{ kN/m}^2$

#### 3.1.2 Δομικός χάλυβας S235

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κατασκευών. Αυτό ισχύει και για το κτιριακό έργο που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία. Για τα μέλη του ( σύμμικτες δοκοί - υποστυλώματα - σύνδεσμοι δυσκαμψίας ) χρησιμοποιήθηκε χάλυβας S235 με τιμές σχεδιασμού :

Μέτρο ελαστικότητας :  $E = 210 \text{ 000}$

MPa Σταθερά Poisson :  $\nu = 0.3$

Ειδικό βάρος :  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Όριο διαρροής :  $f_y = 235 \text{ 000 kN/m}^2$

Εφελκυστική αντοχή :  $f_u = 360 \text{ 000 kN/m}^2$

#### 3.1.3 Χάλυβας οπλισμού

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας οπλισμού B500C με χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής :  
 $f_{yk} = 500 \text{ 000 kN/m}^2$

### 3.2 Φορτίσεις

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις , ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να παραλάβει και να μεταφέρει τα φορτία με ασφάλεια στο

έδαφος. Τα φορτία που δρούν στην κατασκευή διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες :

### **Μόνιμα Φορτία (G)**

- Ίδια βάρη της κατασκευής
- Ίδιο βάρος επικάλυψης
- Λοιπά μόνιμα (επικαλύψεις, δάπεδα κτλ)

### **Κινητά Φορτία (Q)**

- Κινητά φορτία ορόφων
- Δράσεις Ανέμου
- Φορτίο Χιονιού

### **Τυχηματικά Φορτία**

- Σεισμικά Φορτία

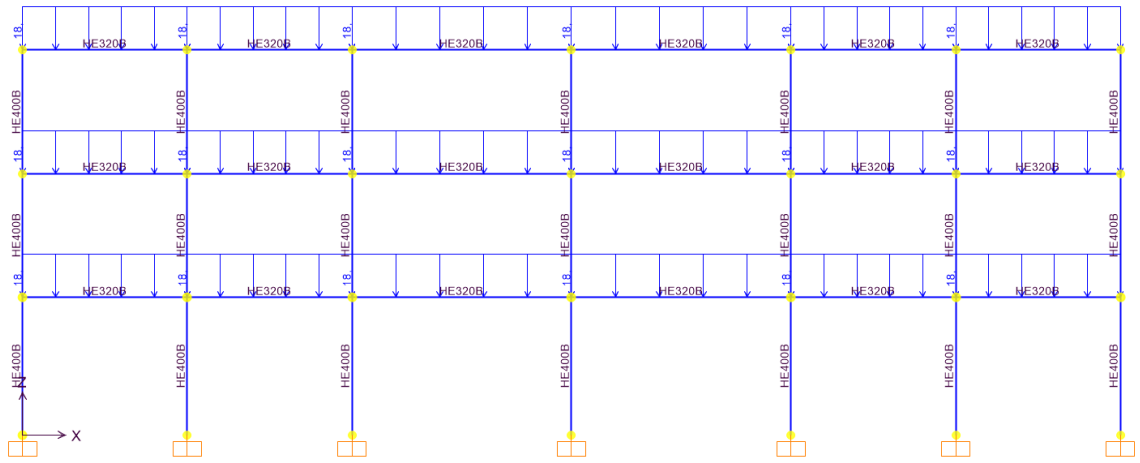
#### **3.2.1 Μόνιμα Φορτία ( Dead Loads )**

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

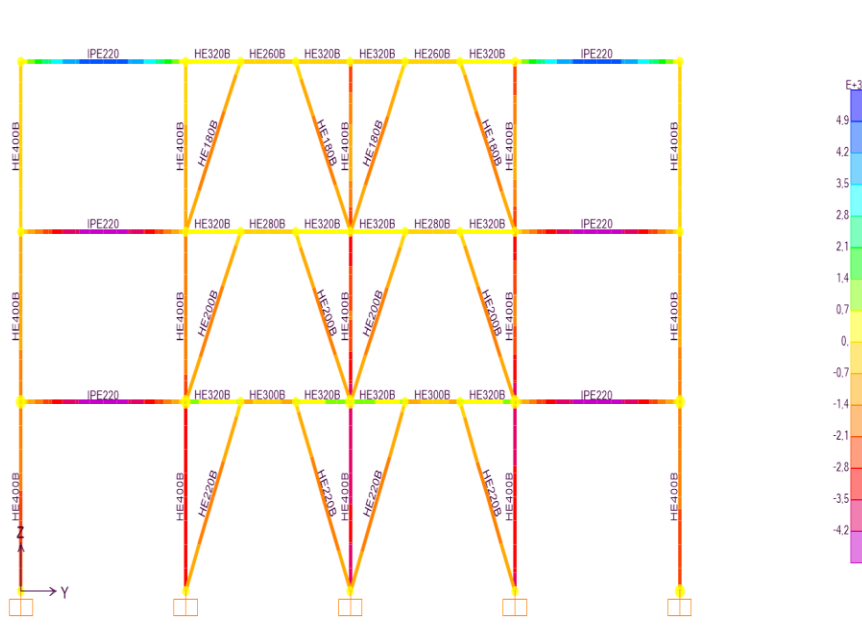
Ίδια βάρη κατασκευής :

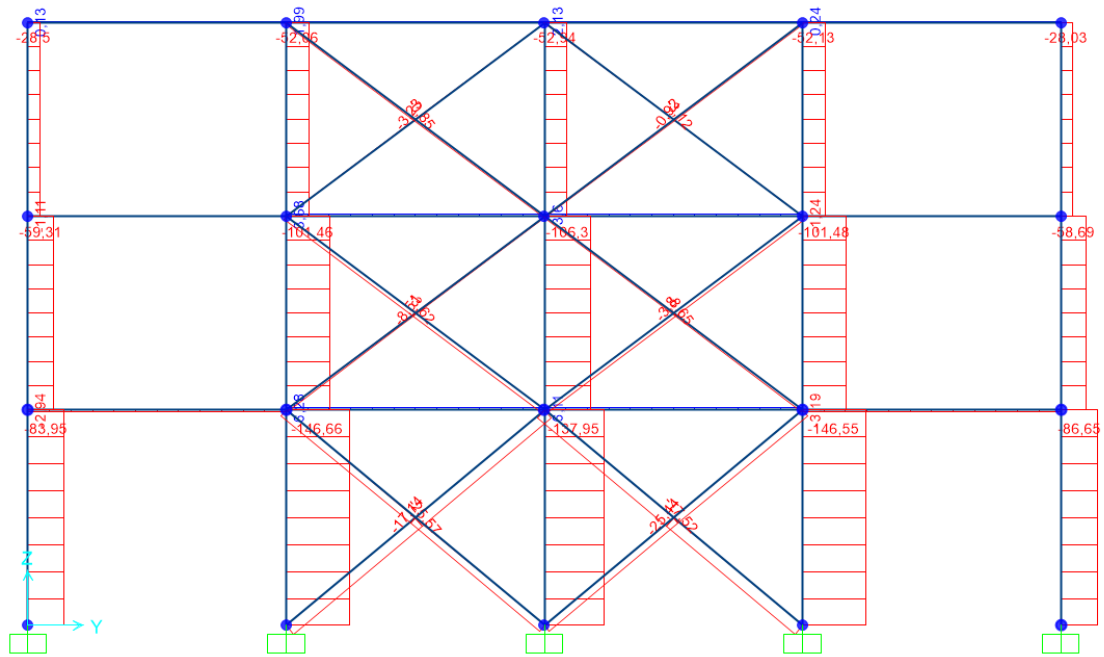
- Ίδιο βάρος σκυροδέματος :  $g_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού :  $g_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Λοιπά μόνιμα ( επικαλύψεις , δάπεδα , οροφή , ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός , μόνωση , σύμμικτη πλάκα κτλ ) με τιμή  $2 \text{ kN/m}^2$



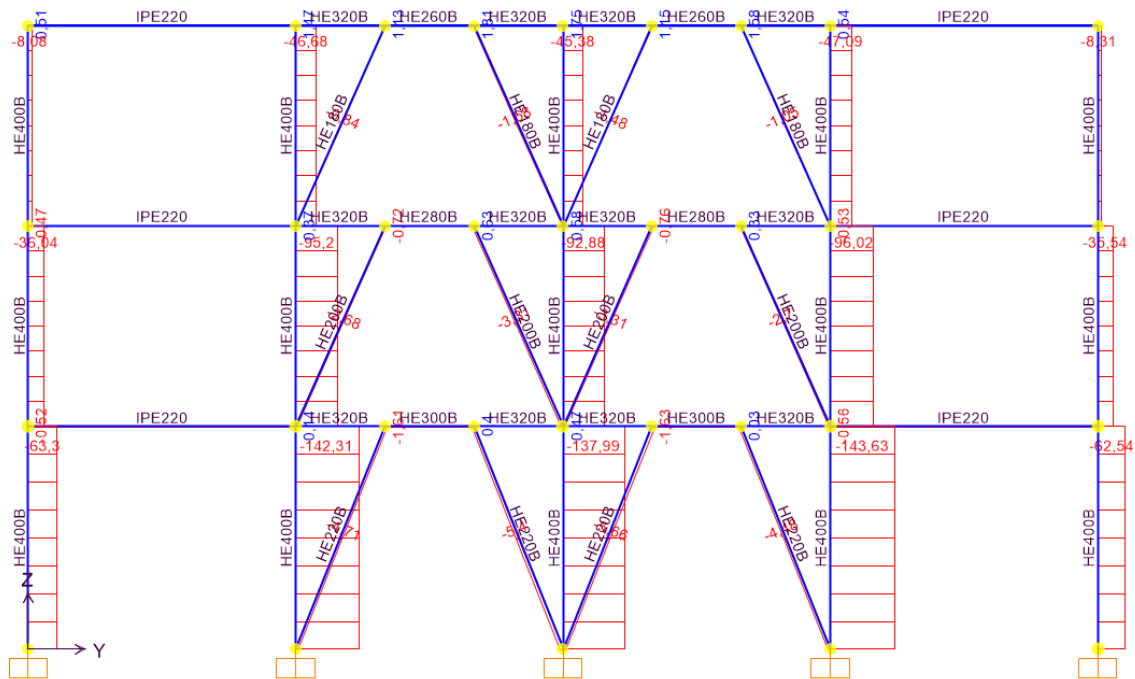
Σχήμα 3.1 : Μόνιμα φορτία σε απεικόνιση αξόνων z-x





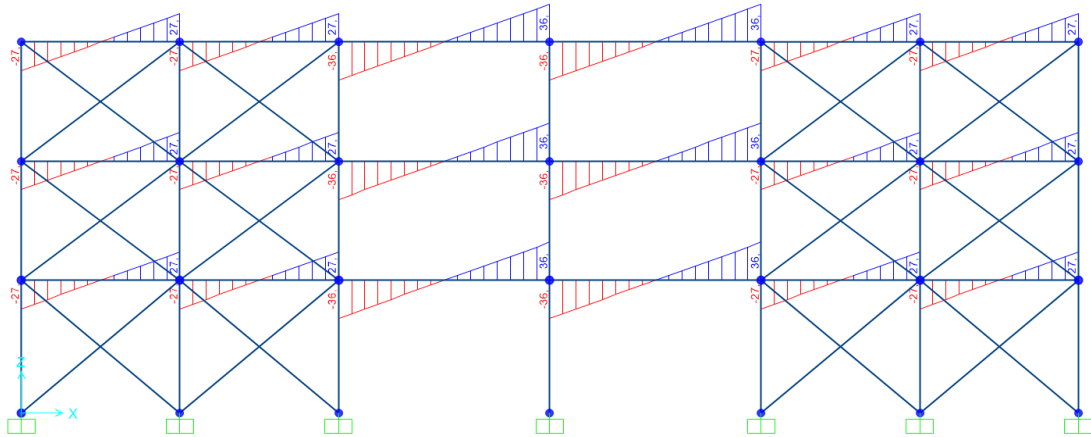
Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων υποστυλωμάτων λόγω μόνιμων φορτίων μοντέλου με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας

Σχήμα 3.3 : Διαγράμματα αξονικής δύναμης N σε απεικόνιση αξόνων z-x  
 Διαγράμματα αξονικής δύναμης N σε απεικόνιση αξόνων z-y

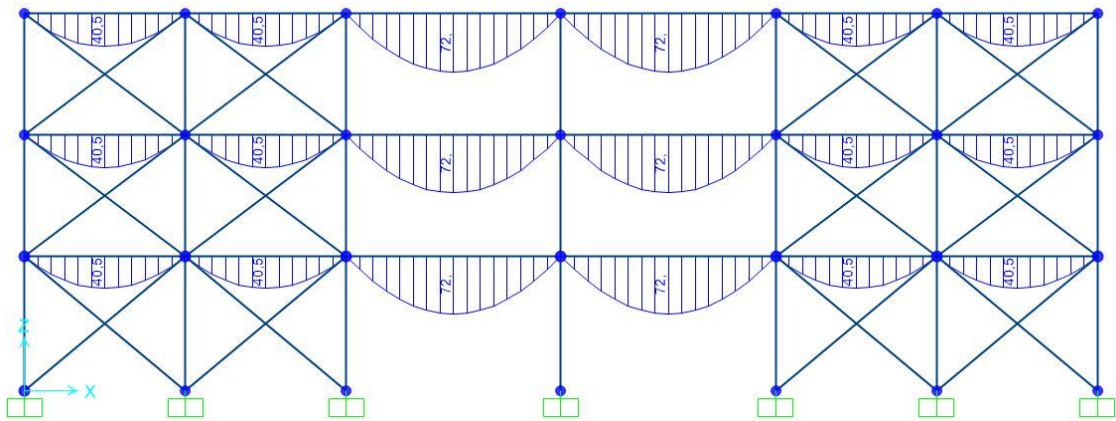


Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων Υποστυλωμάτων μοντέλου με έκκεντρους

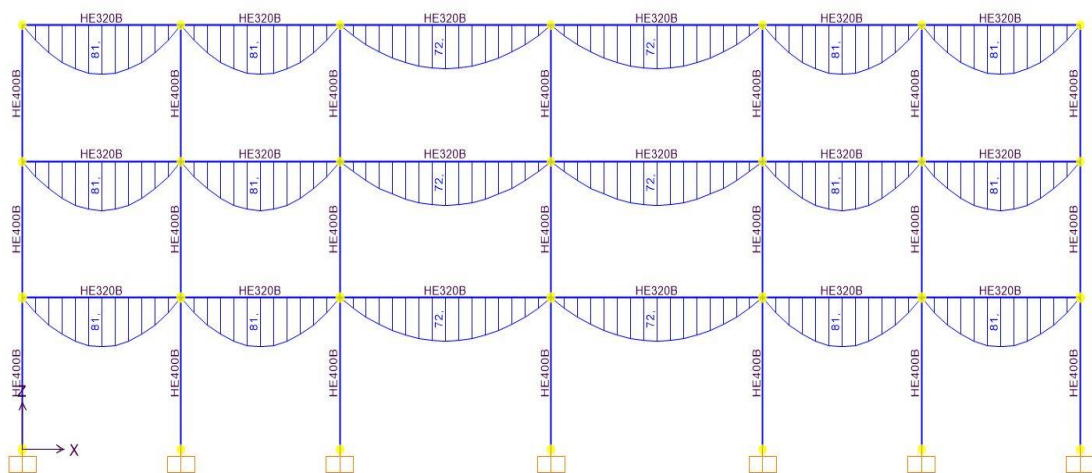
Συνδέσμους δυσκαμψίας



Διάγραμμα τεννουσών δυνάμεων μοντέλου με χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας



Διάγραμμα ροπών μοντέλου με χιαστί συνδέσμους



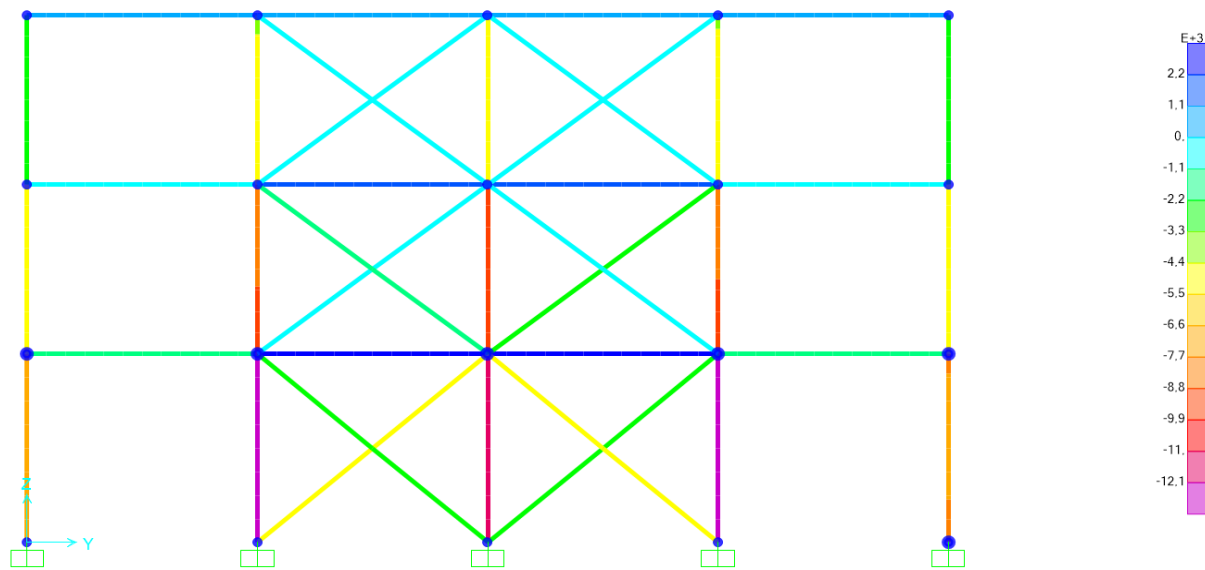
Διάγραμμα καμπτικών ροπών μοντελου με συνδέσμους με εκκεντρότητα





### 3.2.2 Κινητά Φορτία ( Live loads )

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων , επίπλων , κινητού



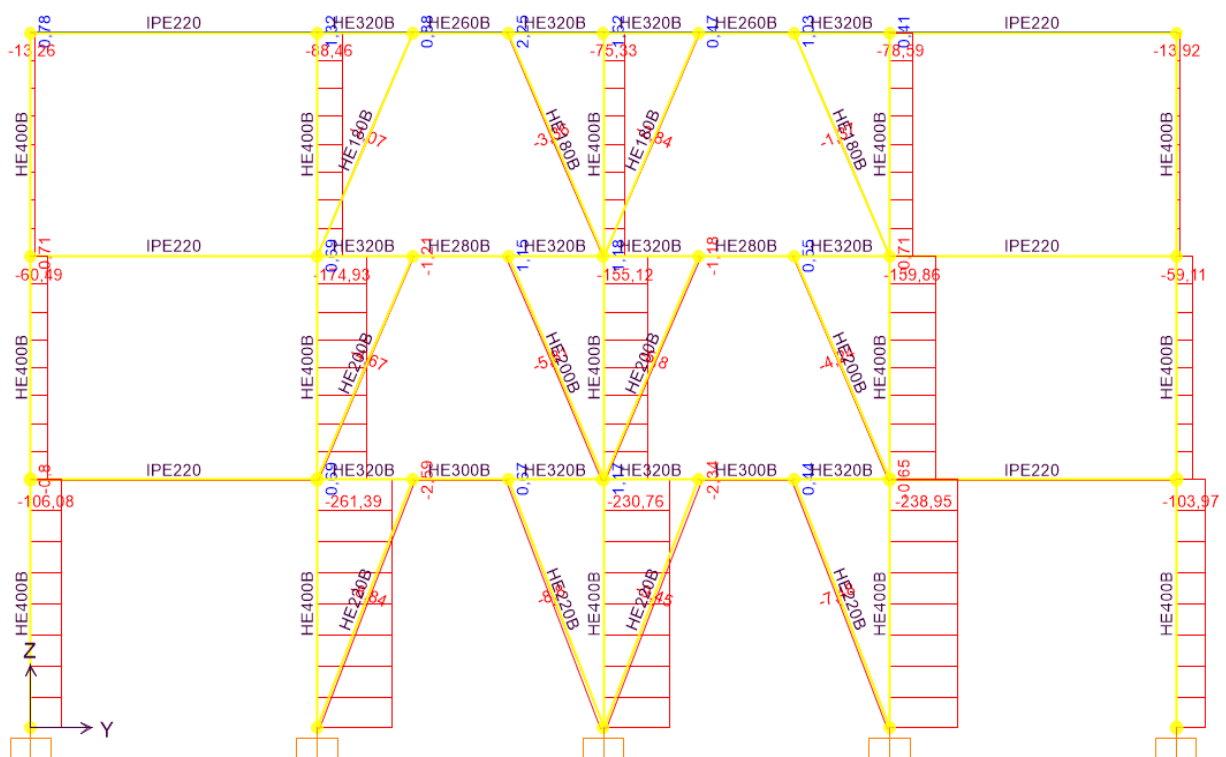


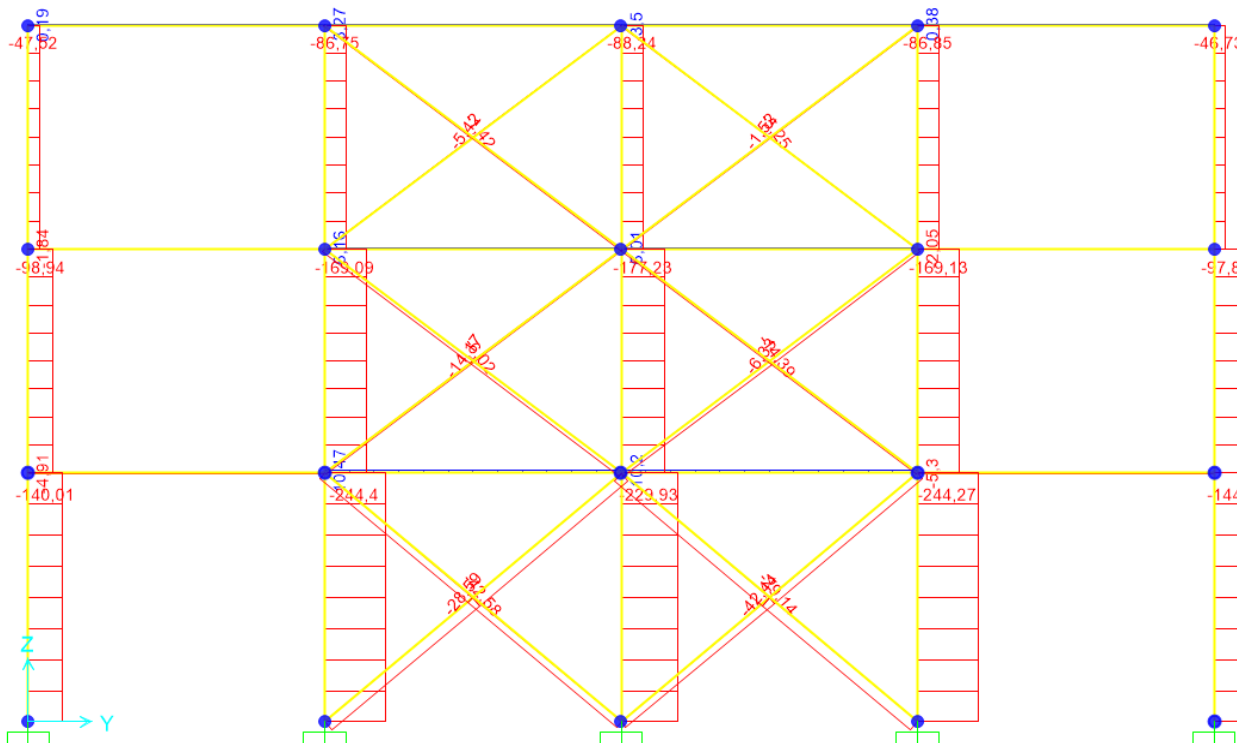
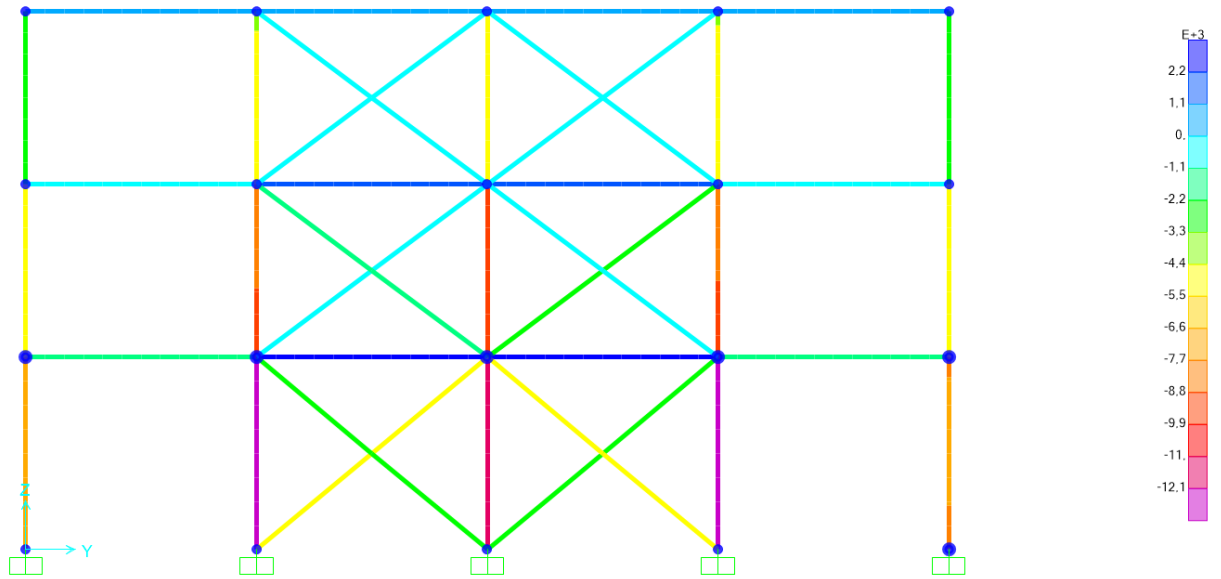
εξοπλισμού κτλ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους και για το λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά με τιμές που προκύπτουν από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανομημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι δυσμενείς φορτίσεις.

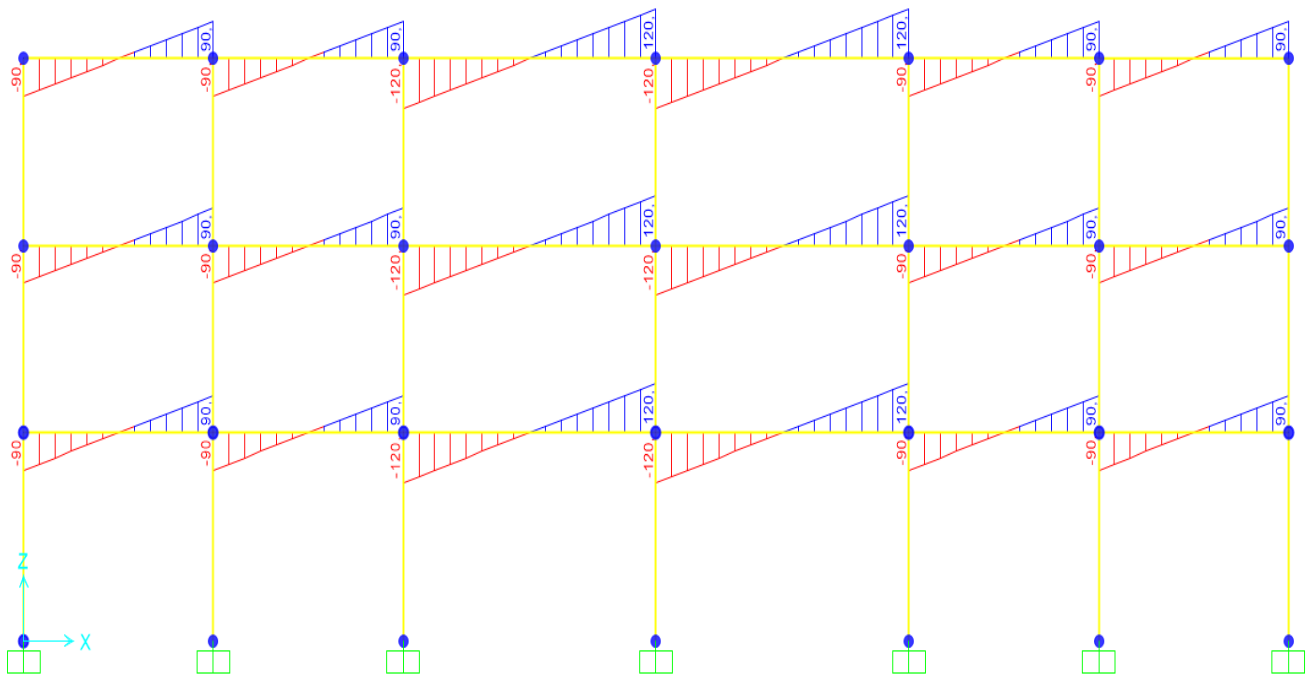
Στην παρούσα εργασία λήφθηκαν κινητά φορτία  $5 \text{ kN/m}^2$  για τον όροφο ενώ για την οροφή επιλέχθηκε η τιμή  $2 \text{ kN/m}^2$ .

Σχήμα 3.9 : Κινητά φορτία σε απεικόνιση αξόνων Z Y

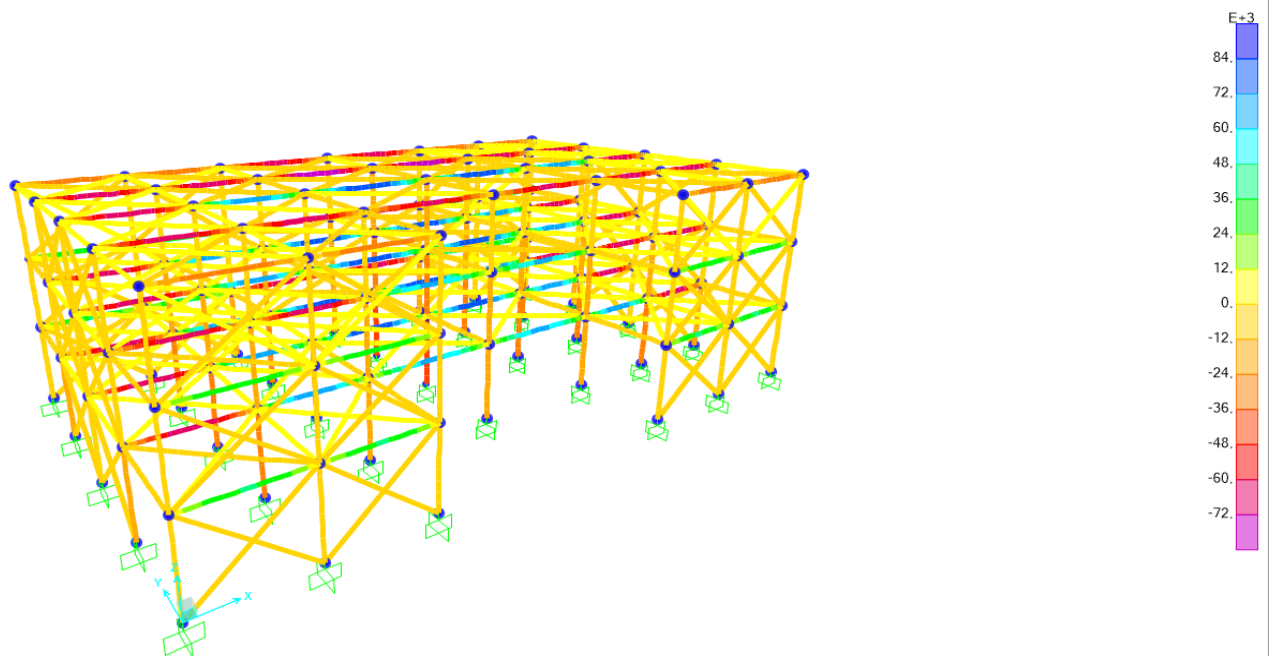




Σχήμα 3.10 : Κινητά φορτία σε απεικόνιση αξόνων z-y



Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων λόγω κινητών φορτίων



Συνολική εικόνα καταπόνησης φορέα λόγω κινητών φορτίων

### 3.2.3 Δράσεις ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επι της κατασκευής ( π.χ. χιόνι , κυκλοφορία , πάγος ) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές , καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση της κατασκευής , που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

Η ταχύτητα ανέμου επηρεάζεται από πλήθος παραγόντων όπως η γεωγραφική θέση , η φυσική θέση , η τοπογραφία , οι διαστάσεις του κτιρίου ( με κυριότερο το ύψος ) , η μέση ταχύτητα του ανέμου , το σχήμα της κατασκευής , η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Στην παρούσα εργασία εξετάζονται δυο διευθύνσεις ανέμου με φορά τη θετική διεύθυνση του άξονα  $x'x$  (  $\theta = 0$  ) και τη θετική διεύθυνση του άξονα  $y'y$  (  $\theta = 90^\circ$  ).

Στο συγκεκριμένο έργο οι δράσεις λόγω ανέμου υπολογίστηκαν ως εξής :

Δίδεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες :

- 33m/s σε απόσταση έως και 10km από την ακτή
- 27m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου  $v_{b,0} = 33\text{m/s}$  και κατηγορία εδάφους IV ( Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας της καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m ) εφόσον θεωρήσαμε ότι η κατασκευή θα γίνει στην Αθήνα.

#### Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m(z)$  , σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος , εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση , προσδιορίζεται δε από τη σχέση :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.1)$$

όπου :

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

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

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.2)$$

$c_{dir}$  είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1,0)

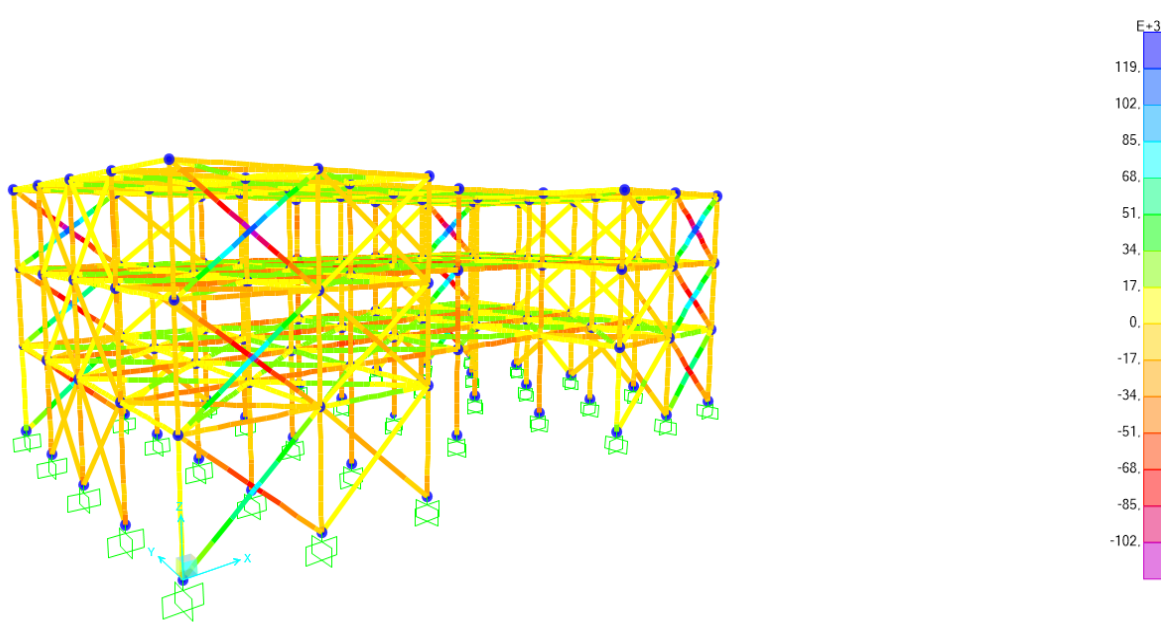
$c_{season}$  είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1,0)

$v_{b,0}$  είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου , η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα ανέμου 10 λεπτών , ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του

και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II).

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου  $v_{b,0}$  για τη χώρα μας ορίζεται σε 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Στην παρούσα εργασία  $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 33 = 33 \text{ m/s}$  ενώ  $z_0 = 1.0 \text{ m}$  και  $z_{min} = 10 \text{ m}$  (από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα).



Καταπόνηση κτιρίου για άνεμο κατά την διεύθυνση -X

### Συντελεστής τραχύτητας

Ο συντελεστής τραχύτητας  $c_r(z)$  υπολογίζεται από τις σχέσεις :

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200 \text{ m} \quad (3.3)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για} \quad z \leq z_{min} \quad (3.4)$$

Όπου :

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{1}{0.05}\right)^{0.07} = 0.2343 \quad (\text{συντελεστής εδάφους}) \quad (3.5)$$

Στις σχέσεις αυτές :

$z_0$  είναι το μήκος ταχύτητας σε m, σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους

$z_{0,II} = 0.05 \text{ m}$

$z_{min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από πίνακα

$z_{max}$  λαμβάνεται ίσο προς 200 m



Στην περίπτωση μας έχουμε :

Για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  :

Έχουμε ύψος  $h = 15,0 \text{ m}$  και πλάτος  $b = 30,0 \text{ m} \rightarrow h < 2b$  , συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος  $z_e = h$ .

Ισχύει ότι :

$$z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200\text{m}$$

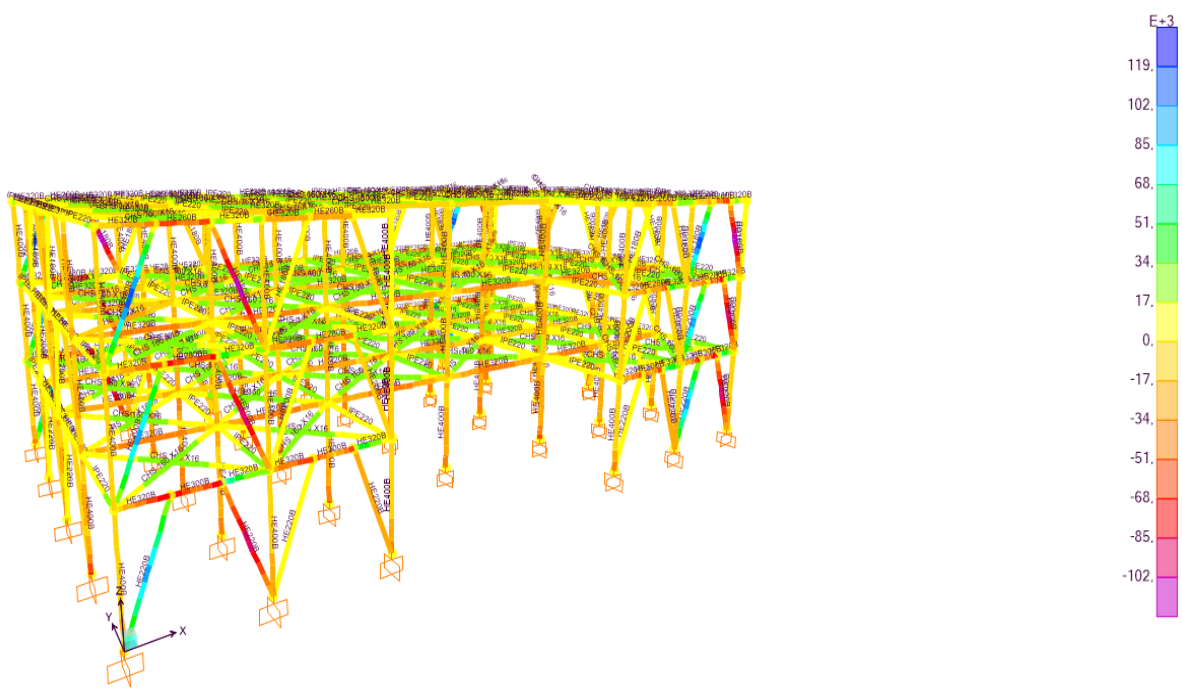
$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,2343 \cdot \ln\left(\frac{15}{1}\right) = 0,6343 \quad (3.6)$$

Για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$  :

Έχουμε ύψος  $h = 15,0 \text{ m}$  και πλάτος  $b = 30,0 \text{ m} \rightarrow h < 2b$  , συνεπώς το κτίριο θεωρείται ότι απαρτίζεται από ένα τμήμα με ύψος  $z_e = h$  και η τιμή του συντελεστή τραχύτητας προκύπτει όπως και πριν ως  $c_r(z) = 0,6345$  .

### Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $C_t(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και



Εικόνα 1 Συνολική εικόνα δρώντων εντατικών μεγεθών της κατασκευής λόγω ανεμοπίεσης στην διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου

εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση  $\Phi=H/L_u$  κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

Προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις :

$$c_t = 1 \quad \text{για } \Phi < 0,05 \quad (3.7)$$

$$c_t = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi \quad \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3 \quad (3.8)$$

$$c_t = 1 + 0,6 \cdot s \quad \text{για } \Phi > 0,3 \quad (3.9)$$

$s$  : είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης , συνάρτηση των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά ( οριζόντια , κατακόρυφη απόσταση κτλ. )

Θεωρώ  $\Phi = 0$  άρα  $C_t = 1$

Άρα  $v_m(z) = 0,6345 \cdot 1 \cdot 33 = 20,94 \text{ m / s}$

### Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δυο παραμέτρους , την παράμετρο  $c_s$  , η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στην δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επι της επιφάνειας και την δυναμική παράμετρο  $c_d$  , η οποία λαμβάνει υπόψη την αυξανόμενη επίδραση από

ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής , το ύψος και το πλάτος της και η τιμή του προκύπτει από αντίστοιχο σχήμα του Ευρωκώδικα (για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα)

- Για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  με ύψος 15m και πλάτος  $b=30\text{m} \rightarrow c_s c_d = 0,89$
- Για διεύθυνση ανέμου  $\theta=90^\circ$  με ύψος 15m και πλάτος  $b=30\text{m} \rightarrow c_s c_d = 0,89$

### Πίεση ταχύτητας αιχμής

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.10)$$

όπου :

$\rho$  : η πυκνότητα του αέρα , που εξαρτάται από το υψόμετρο , τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ( $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ )

$I_v(z)$  : η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$

$c_e(z)$  : ο συντελεστής έκθεσης και δίδεται από τη σχέση :

$$c_e = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.11)$$

$q_b$  : η βασική πίεση που δίδεται από τη σχέση :

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.12)$$

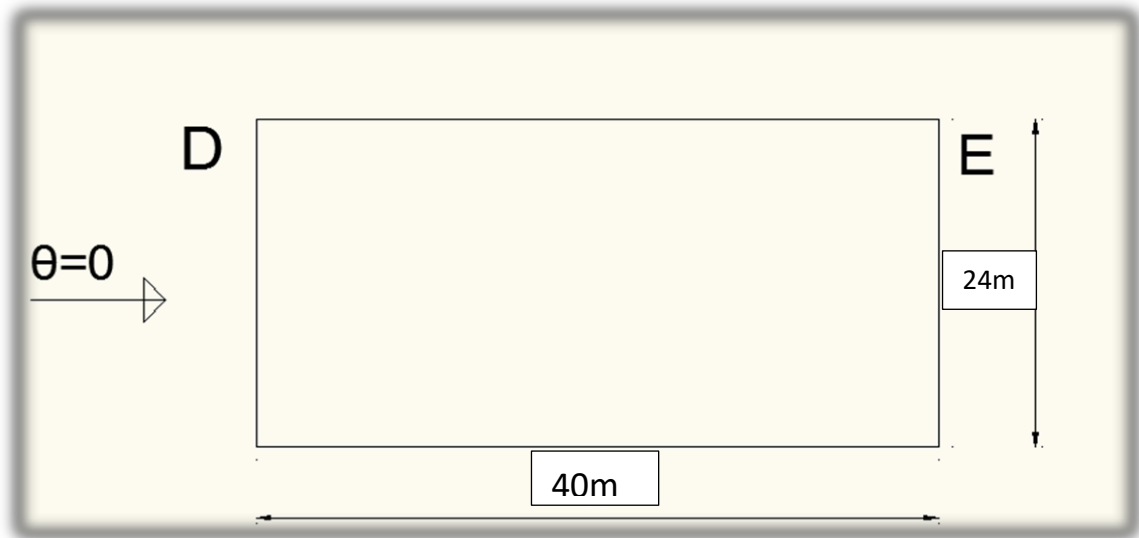
$v_b$  : η βασική ταχύτητα του ανέμου , που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους , στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II σύμφωνα με την προαναφερθείσα σχέση (3.2)

Η ένταση του στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  υπολογίζεται από τις σχέσεις :

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.13)$$

## Εξωτερική πίεση κατακόρυφων τοίχων

- Άνεμος διεύθυνσεως  $\theta=0^\circ$



Σχήμα 3.11 : Κάτοψη κτιρίου Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς

$$e = \min(b, 2h) = \min(15, 2 \cdot 15) = 15m$$

$$e < d = 15m$$

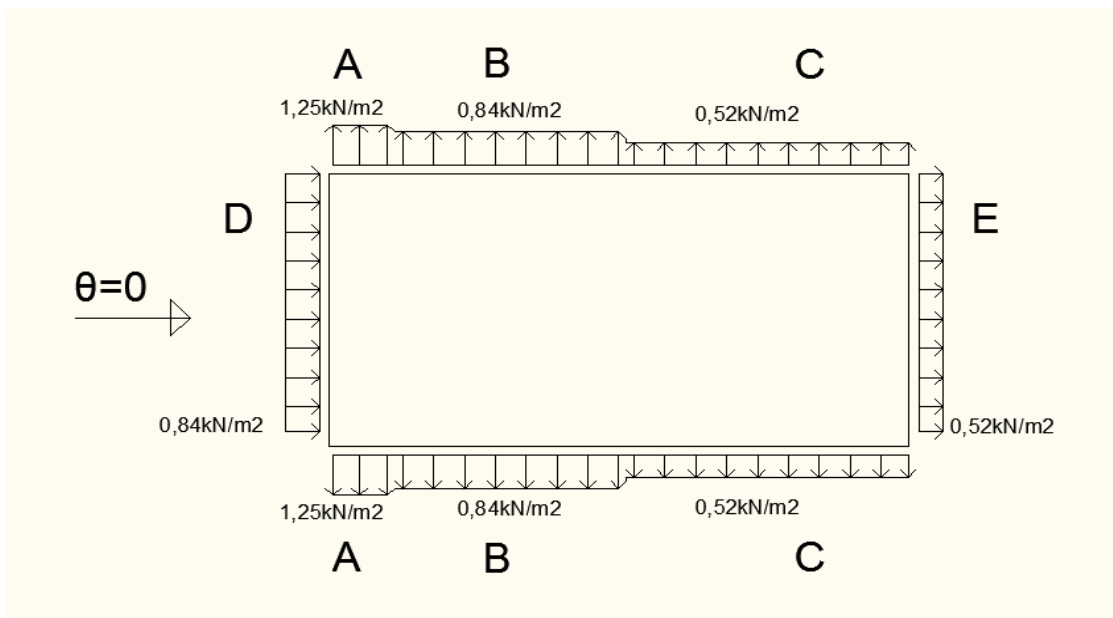
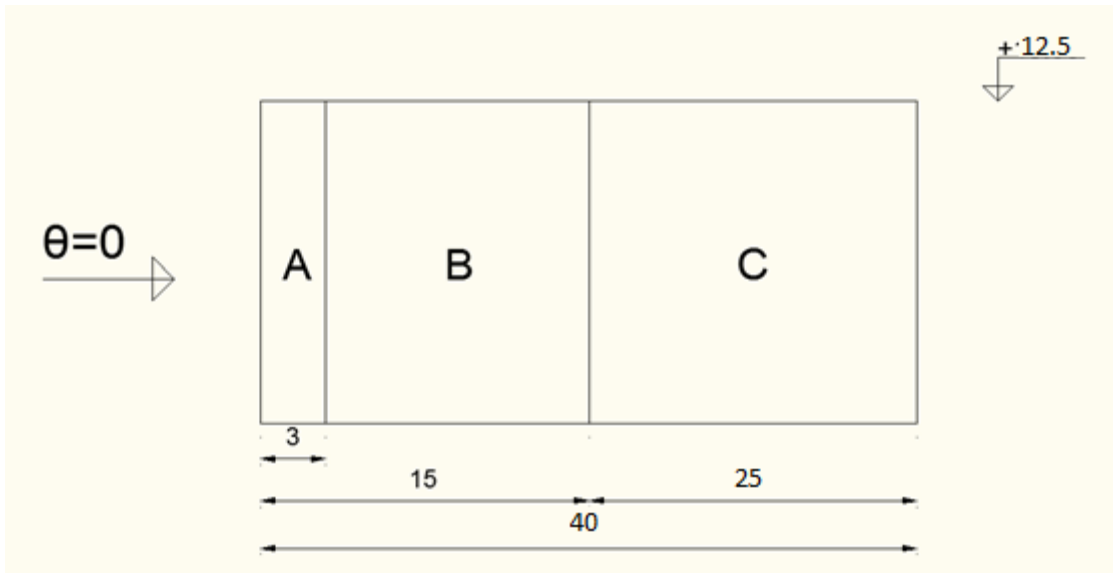
$$\frac{h}{d} = \frac{15}{30} = 0.5$$

$$\frac{e}{5} = \frac{15}{5} = 3$$

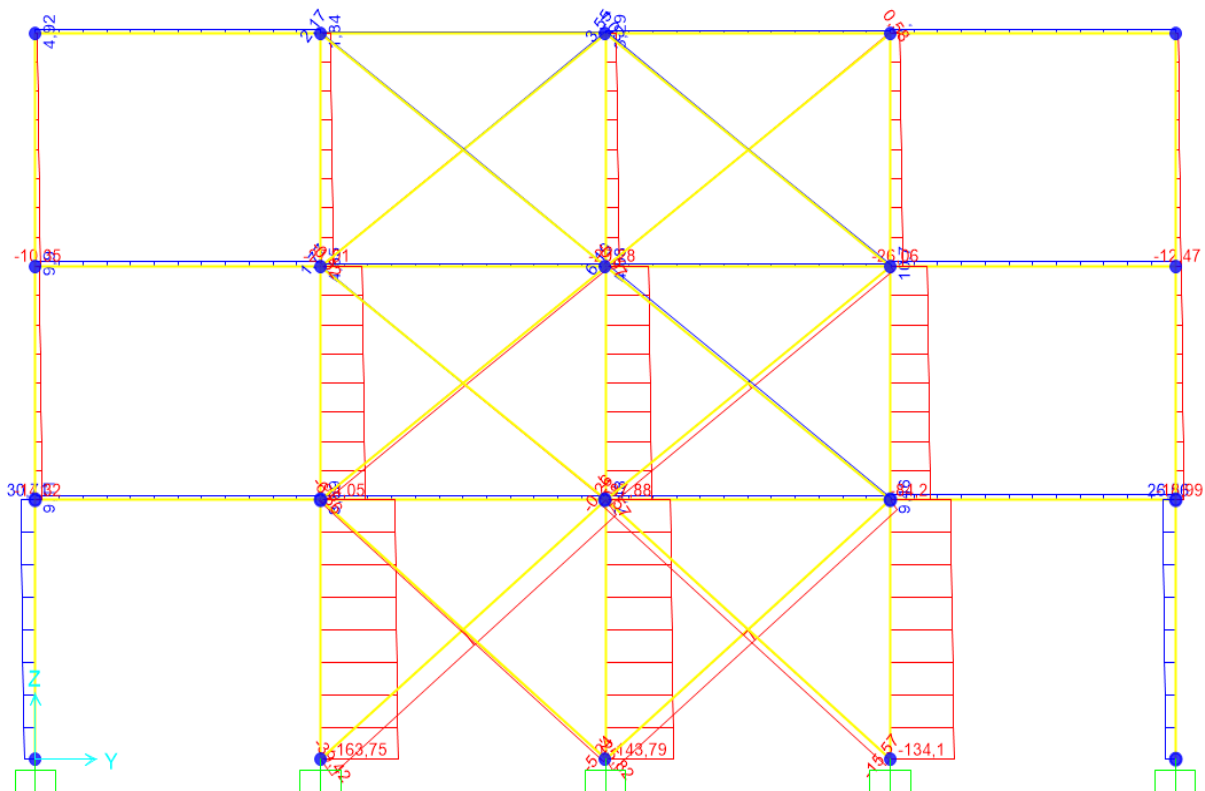
$$\frac{4 \cdot e}{5} = 12$$

$$d - e = 30 - 15 = 15$$

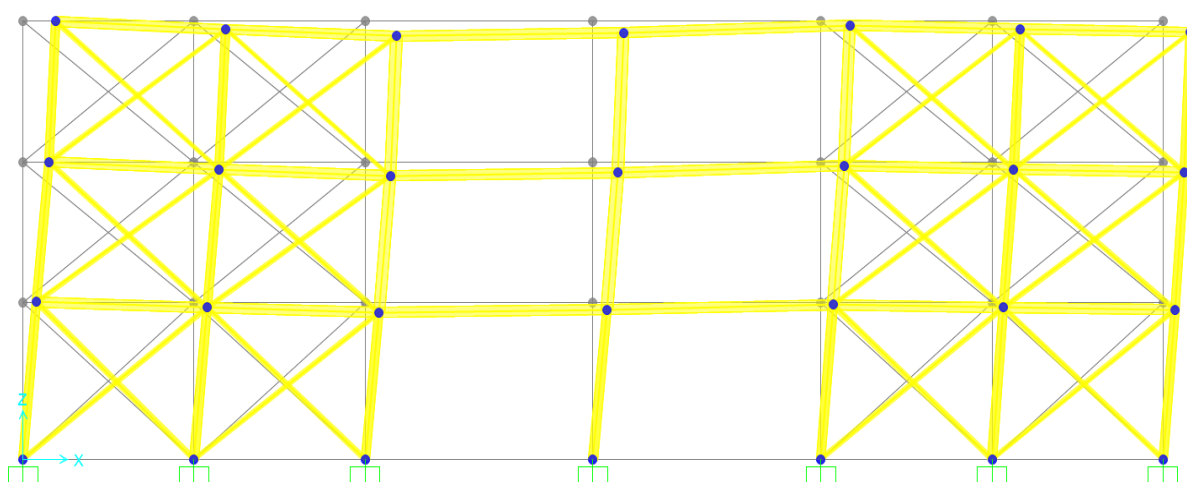
Σχήμα 3.12 : Όψη κτιρίου για  $e < d$



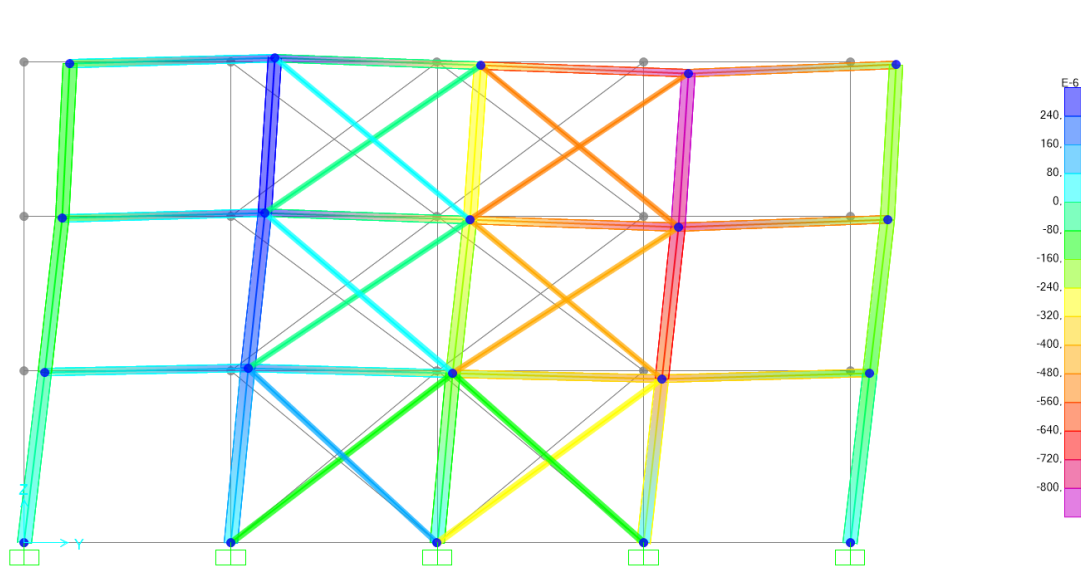
Τα αναλυτικά υπολογισθέντα φορτία ανέμου θεωρούμε , λόγω του τρόπου στήριξης της πλαγιοκάλυψης , ότι δρουν στα υποστυλώματα σαν γραμμικά ομοιόμορφα καταναμεμένα. Δηλαδή , το επιφανειακό φορτίο πολλαπλασιάστηκε με το μήκος επιρροής κάθε στύλου προκειμένου να αναχθεί σε γραμμικό ομοιόμορφα καταναμεμένο.



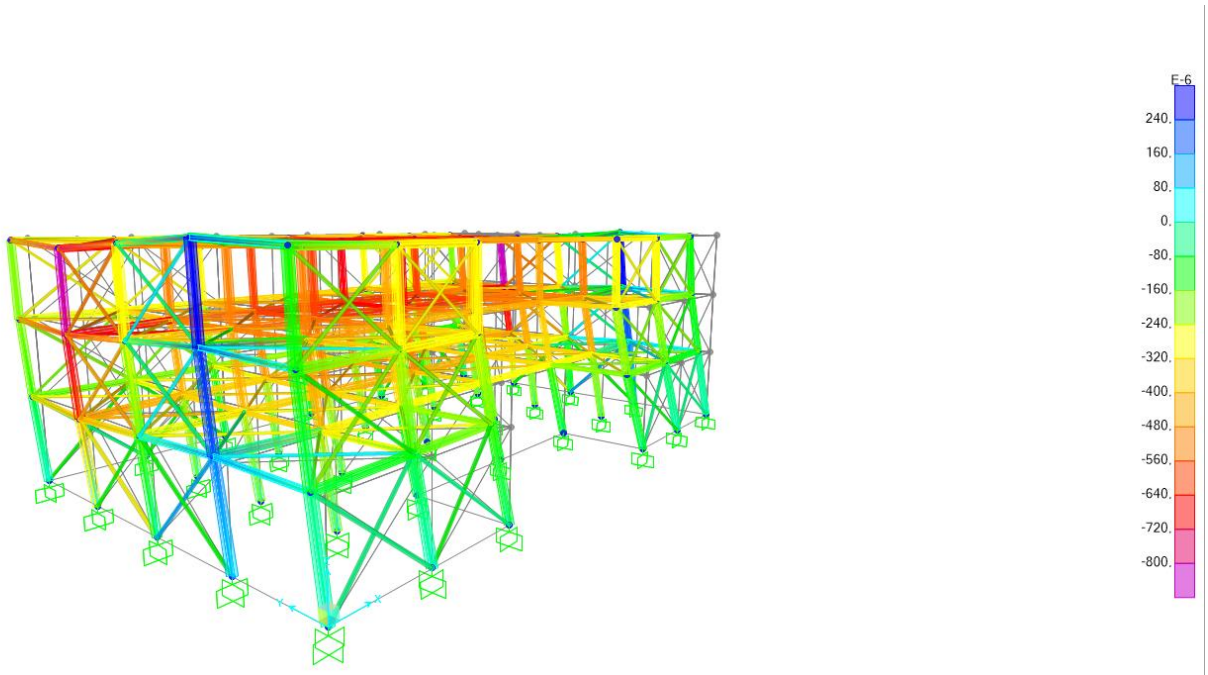
Σχήμα 3.17 : Άνεμος κατά Y σε απεικόνιση Y Z



Παραμόρφωση κτιρίου για κύρια φόρτιση κατά X διεύθυνση



Παραμόρφωση κτιρίου για κύρια φόρτιση ανέμου κατά την Y Διεύθυνση



Συνολική παραμόρφωση κτιρίου για φόρτιση ανέμου κατά την Y διεύθυνση

### 3.2.4 Σεισμικές Δράσεις

Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές (κυρίως λόγω μεγέθους), χωρίς όμως αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του

σεισμού , οι οποίες ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις . Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις , όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου . Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος . Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους ( καθοριζόμενη από την επιτάχυνση , την ταχύτητα , τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση ) και την συμπεριφορά της κατασκευής ( καθοριζόμενη από την ακαμψία , την κατανομή μάζας , την απόσβεση , τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ. ) .

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 , τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα . Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης :

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

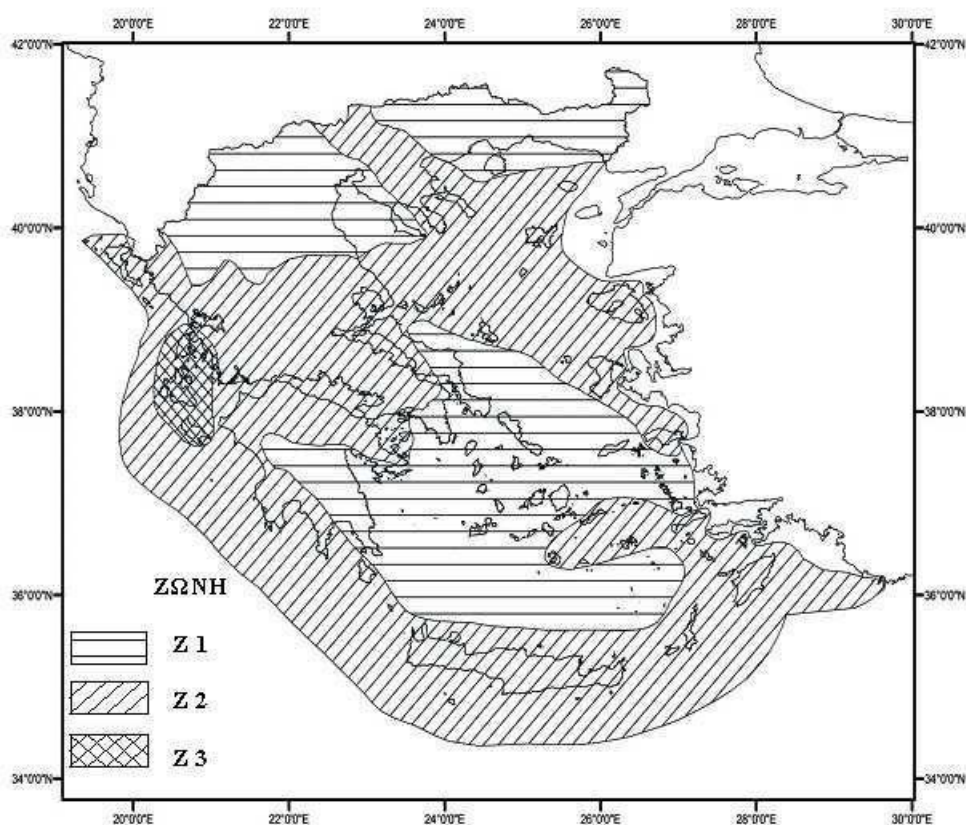


Στην παρούσα εργασία η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού πραγματοποιήθηκε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης , η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης . αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα .

### Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων , καθορίζεται συμβατικά με μια μόνο παράμετρο , τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση  $A$  και καθορίζεται ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο . Η χώρα μας χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας ( I , II , III ) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας . Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης , η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη ( ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη ) .

Για την παρούσα κατασκευή γίνεται η θεώρηση πως βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.



Σχήμα 3.23 : Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας

### Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $A$  που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα , και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη , με βάση τη σχέση  $A=a \cdot g$  . Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II , η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι  $A=0,24g$  .

Πίνακας 3.3 : Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

<b>Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>
<b>α</b>	<b>0,16</b>	<b>0,24</b>	<b>0,36</b>

### Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ και Χ. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.4, όπως αυτός συμπεριλαμβάνεται στον Ευρωκώδικα 8. Ο συγκεκριμένος πίνακας καθορίζει την κατηγορία του εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Πίνακας 3.4 : Κατηγορία εδάφους κατά ΕΚ8

<b>ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ</b>	<b>ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ</b>
<b>A</b>	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση.</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
<b>B</b>	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
<b>Γ</b>	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Ιλοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>

<b>Δ</b>	Εδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ( $I_p > 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
<b>Χ</b>	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδροφόρο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση μηχανικών ιδιοτήτων )  Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε τεκτονικά ρήγματα  Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων

### Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ .

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων , βιομηχανικά κτίρια , ξενοδοχεία κτλ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_1 = 1,00$  .

### Συντελεστής συμπεριφοράς $q$

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

Πίνακας 3.5 : Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοί με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί – Τόξα- Κολητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

### Φάσμα Σχεδιασμού

Κατασκευάστηκαν τα φάσματα σχεδιασμού για τις οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες του σεισμού. Για την κατασκευή των φασμάτων έγιναν λοιπόν οι ακόλουθες παραδοχές :

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (Επιτάχυνση  $A=0,24 g$ )
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια),  $\gamma=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς q 1,50
- Απόσβεση 4%

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$  ορίζεται ως εξής (ΕΚ8) :

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

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

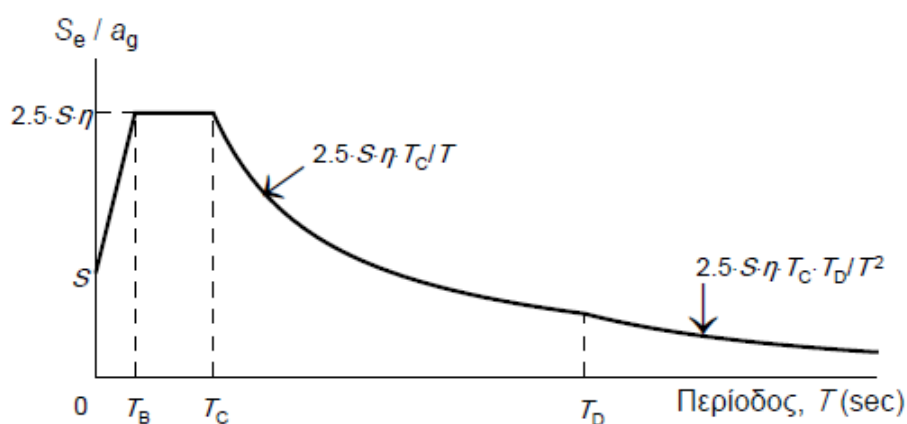
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

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

όπου:

$S_d(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

$T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης  
 $a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ )  
 $T_B$  είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης  
 $T_C$  είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης  
 $T_D$  είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος  
 $S$  είναι ο συντελεστής εδάφους  
 $\eta$  είναι συντελεστής συμπεριφοράς  
 $\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή  $\beta=0,2$ .



Σχήμα 3.24 : Φασματική επιτάχυνση

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα για έδαφος κατηγορίας B θα έχουμε :  $S=1.2$  ,  $T_B=0.15\text{sec}$  ,  $T_C=0.50\text{sec}$  και  $T_D=2.00\text{sec}$

Πίνακας 3.6 : Παράμετροι φασμάτων ελαστικής απόκρισης

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

### 3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σε αυτήν. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας) και συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Στη συνέχεια αυτές οι δράσεις εφαρμόζονται στο φορέα και εξάγουμε εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Είναι λογικό και επόμενο να μη συνδυάζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατό να εμφανιστούν ταυτόχρονα (για παράδειγμα δε συνδυάζεται η μέγιστη πίεση ανέμου με τη μέγιστη φόρτιση χιονιού).

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις, οι οποίες διακρίνονται στις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ULS) και Λειτουργικότητας (SLS), χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των φορτίων που υπολογίστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Οι συνδυασμοί αυτοί καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

#### 3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Στην περίπτωση αυτή έχουμε πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ, που συνδέονται με κατάρρευση ή ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του.

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Qi} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.20)$$

όπου το  $Q_{k,1}$  αντιστοιχεί στην εκάστοτε επικρατέστερη μεταβλητή δράση.

Με τον τρόπο αυτό προκύπτει ένας μεγάλος συνδυασμός δράσεων:

Δυσμενής Συνδυασμός:

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το ωφέλιμο φορτίο  $Q$   
 $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,6 \cdot W + 1,50 \cdot 0,5 \cdot S \quad (3.21)$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο τον άνεμο  $W$   
 $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W + 1,50 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,5 \cdot S \quad (3.22)$

- Θεωρώντας βασικό μεταβλητό φορτίο το χιόνι  $S$   
 $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,7 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,6 \cdot W \quad (3.23)$

Ευμενής Συνδυασμός:

$$1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q \quad (3.24)$$

Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.25)$$

Οι τιμές των συντελεστών  $\psi_i$  για κτιριακά έργα διακρίνονται στον πίνακα 3.7 .

Πίνακας 3.7 : Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτιριακά έργα

Δράσας	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές $\psi$ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

## 4. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

### 4.1.1 Κύριες λειτουργίες

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντανέμοιοι σύνδεσμοι , διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων , παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων . Η δυσκαμψία του φατνώματος , στο επίπεδο του , επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων , οι οποίες σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (ζυγμάτα των εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες στις περισσότερες περιπτώσεις ) διαμορφώνουν δικτυωτούς φορείς . Οι κύριες λειτουργίες των συνδεσμών της κατηγορίας αυτής είναι

- 1) Η μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ των υποστυλωμάτων ) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγμάτων μέσω των μεσων των μετωπικών υποστυλωμάτων ,
- 2) Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά την διάρκεια της ανέγερσης .
- 3) Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων

### Διαφράγματα – Οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι

Τα διαφράγματα ή οι οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι πρέπει να εξασφαλίζουν τη μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων στους κατακόρυφους φορείς με επαρκή υπεραντοχή ώστε αφενός μεν να επιτυγχάνεται ο περιορισμός των πλαστικών αρθρώσεων στις προβλεπόμενες θέσεις , αφετέρου δε να υπάρχει δυνατότητα ανακατανομής των δυνάμεων που είναι απαραίτητη , επειδή οι κατακόρυφοι φορείς δεν εισέρχονται σύγχρονα στο μεταλαστικό στάδιο .

Κατά κανόνα η προηγούμενη απαίτηση καλύπτεται αν τα μέλη των οριζόντιων συνδέσμων ελεγχθούν με τις δράσεις που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς πολλαπλασιασμένες επί συντελεστή μεγεθύνσεως  $\alpha = 1,50$

Στο υπο εξέταση κτίριο της διπλωματικής εργασίας η διαφραγματική λειτουργία του κτιρίου εξασφαλίζεται με οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας οι οποίοι αποφασίστηκε να τοποθετηθούν σε όλη την επιφάνεια κάτοψης και σε κάθε στάθμη ορόφου –και όχι μόνο στα ζυγμάτα των κατακόρυφων θέσεων δυσκαμψίας ώστε



να προσθεθεί στο κτίριο δυσκαμψία. Όπως προέκυψε από την ανάλυση της εντατικής κατάστασης με τη χρήση του λογισμικού SAP, υλοποιήθηκε με κοίλες διατομές διαμέτρου 160 χιλιοστών και παχους 16 χιλιοστών

### Διαστασιολόγηση οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 160X16

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 435 X Mid: 37,000 Combo: seismicY+0.3X Design Type: Beam  
Length: 8,485 Y Mid: 15,000 Shape: CHS160X16 Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 7,986 Z Mid: 14,000 Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10  
Reliability=Class 2 MultiResponse=Envelopes P-Delta Done?  
Interaction=Method 2 (Annex B) No  
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug  
Ignore Seismic Code? No  
Welded? Yes

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
alpha=3,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,00 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950  
Aeff=0,007 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,007 Iyy=1,899E-05 iyy=0,051 Wel, yy=2,374E-04 Weff, yy=2,374E-04  
It=3,799E-05 Izz=1,899E-05 izz=0,051 Wel, zz=2,374E-04 Weff, zz=2,374E-04  
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,160 Wpl, yy=3,331E-04 Av, z=0,005  
E=210000000,0 fy=235000,000 fu=360000,000 Wpl, zz=3,331E-04 Av, y=0,005

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS  
Location Ned Med, yy Med, zz Ved, z Ved, y Ted  
7,986 -173,194 1,107 1,134E-04 20,538 1,453E-05 -0,070

EC3 DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)  
D/C Ratio: 0,503 = 0,420 + sqrt[(0,083)^2 + (0,000)^2] < 0,950 OK  
= Ned / (Chi\_y NRk / GammaM1) + sqrt[(kyy (My, Ed + Ned eNy) / (Chi\_LT  
+ (kyz (Mz, Ed + Ned eNz) / (Mz, Rk / GammaM1))^2] (EC3 6.3.3  
(4)-6.61)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
Axial	-173,194	1700,984	1700,984	1700,984	1876,149	584626,227	546,742	1,000
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
Major (y-y)	c	0,490	546,742	1,764	2,439	0,243	412,581	
MajorB (y-y)	c	0,490	546,742	1,764	2,439	0,243	412,581	
Minor (z-z)	c	0,490	546,742	1,764	2,439	0,243	412,581	
MinorB (z-z)	c	0,490	546,742	1,764	2,439	0,243	412,581	
Torsional TF	c	0,490	546,742	1,764	2,439	0,243	412,581	

Ως μέγιστη καταπόνηση παρατηρείται για σεισμική φόρτιση κατά την Y –διεύθυνση του κτιρίου με την διατομή στο 0,503 της αντοχής της. Ενώ η εξάντληση της αντοχής λόγω ανεμοπίεσης είναι στο 0,148.

## Διαστασιολόγηση οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 160X16

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 435            X Mid: 37,000            Combo: seismosY+0.3X            Design Type: Beam  
Length: 8,485        Y Mid: 15,000            Shape: CHS160X16            Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 7,986           Z Mid: 14,000            Class: Class 1            Rolled : No

Country=CEN Default            Combination=Eq. 6.10  
Reliability=Class 2  
Interaction=Method 2 (Annex B)            MultiResponse=Envelopes            P-Delta Done?  
Consider Torsion? No  
Ignore Seismic Code? No            Ignore Special EQ Load? No            D/P Plug  
Welded? Yes

GammaM0=1,00            GammaM1=1,00            GammaM2=1,25  
alpha=3,00            Omega=1,00            GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00            RLLF=1,000            PLLF=0,750            D/C Lim=0,950

Aeff=0,007            eNy=0,000            eNz=0,000  
A=0,007            Iyy=1,899E-05            iyy=0,051            Wel, yy=2,374E-04            Weff, yy=2,374E-04  
It=3,799E-05            Izz=1,899E-05            izz=0,051            Wel, zz=2,374E-04            Weff, zz=2,374E-04  
Iw=0,000            Iyz=0,000            h=0,160            Wpl, yy=3,331E-04            Av, z=0,005  
E=210000000,0            fy=235000,000            fu=360000,000            Wpl, zz=3,331E-04            Av, y=0,005

### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
7,986	-173,194	1,107	1,134E-04	20,538	1,453E-05	-0,070

BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)  
D/C Ratio: 0,503 = 0,420 + sqrt[(0,083)^2 + (0,000)^2] < 0,950 OK  
= Ned / (Chi\_y NRk / GammaM1) + sqrt[(kyy (My, Ed + Ned eNy) / (Chi\_LT  
(fy, Rk / GammaM1))^2 + (kyz (Mz, Ed + Ned eNz) / (Mz, Rk / GammaM1))^2] (EC3 6.3.3  
(4)-6.61)

### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
Axial	-173,194	1700,984	1700,984	1700,984	1876,149	584626,227	546,742	1,000
Major (y-y)	Curve c	Alpha 0,490	Ncr 546,742	LambdaBar 1,764	Phi 2,439	Chi 0,243	Nb, Rd 412,581	
MajorB (y-y)	c	0,490	546,742	1,764	2,439	0,243	412,581	
Minor (z-z)	c	0,490	546,742	1,764	2,439	0,243	412,581	
MinorB (z-z)	c	0,490	546,742	1,764	2,439	0,243	412,581	
Torsional TF	c	0,490	546,742	1,764	2,439	0,243	412,581	

Ως μέγιστη καταπόνηση παρατηρείται για σεισμική φόρτιση κατά την Y –διεύθυνση του κτιρίου με την διατομή στο 0,503 της αντοχής της . Ενώ η εξάντληση της αντοχής λόγω ανεμοπίεσης είναι στο 0,148 .

#### 4.1.2 Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Όταν τα οριζόντια φορτία δρουν κατά την διεύθυνση των κυρίων φορέων παραλαμβάνονται από αυτούς μέσω της πλαισιακής λειτουργίας και μεταφέρονται στη θεμελίωση . Όταν τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση , η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση μπορεί να γίνεται είτε μέσω αντίστοιχων πλαισίων που θα διαμορφωθούν κατάλληλα είτε μέσω δύσκαμπτων φατνωμάτων , δικτυωτής κατά κανόνα μορφής , που κατασκευάζονται μεταξύ των υποστυλωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις. Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας είναι οι εν λόγω

- 1) Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά την διαμήκη διεύθυνση και μεταφορά τους στη θεμελίωση
- 2) Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα
- 3) Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά την διάρκεια της ανέγερσής της

#### Σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα

Τα πλαστικά μέλη είναι οι ράβδοι δικτύωσης .Σύμφωνα με το τελικό κείμενο του ευρωκώδικα 8, η ανηγμένη λυγηρότητα των ράβδων αυτών πρέπει να περιορίζεται μεταξύ των εξής ορίων

$$1,5 < \lambda < 1,8$$

Τα υποστυλώματα και οι συνδέσεις των ράβδων δικτύωσης , ελέγχονται με τις αξονικές δυνάμεις της ανάλυσης προσαυξημένες με τον ικανοτικό μεγεθυντικό συντελεστή , ο οποίος εκφράζει το γεγονός ότι τη στιγμή του σεισμού σχεδιασμού οι ράβδοι δικτύωσης θα αναπτύξουν την εφελκυστική αντοχή τους για να απορροφήσουν σεισμική ενέργεια εκφραζόμενη με το συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Ο συντελεστής  $\alpha_{CD}$  δίνεται από τη σχέση

$$\alpha_{CD} = \min ( 1.20 \cdot NRD / NED )$$

Οι τιμές  $\alpha_{CD}$  προσδιορίζονται για όλες ράβδους δικτύωσης ενός συνδέσμου ,τελικά δε λαμβάνεται η ελάχιστη τιμή από όλες τις ράβδους καθ ύψος του ίδιου συνδέσμου Για την επίτευξη ομοιόμορφης πλαστικοποίησης των ράβδων δικτύωσης συνίσταται οι τιμές των συντελεστών εκμετάλλευσης να μην διαφέρουν μεταξύ τους περισσότερο από 20% . Η ελάχιστη τιμή εφαρμόζεται , διότι η αύξηση της έντασης περιορίζεται από την ασθενέστερη ράβδο δικτύωσης . Κανονικά , η προσαύξηση με τον ικανοτικό συντελεστή

αφορά και τις δυνάμεις των δοκών , οι οποίες αποτελούν την οριζόντια συνιστώσα της δύναμης των ράβδων δικτύωσης .Η δύναμη όμως αυτή μεταφέρεται μεταφέρεται και τελικώς παραλαμβάνεται από από την πλάκα διάφραγμα του ορόφου μέσω της της διατμητικής σύνδεσης δοκών – πλάκας . Φυσικά αν οι δοκοί δεν είναι σύμμικτες διαστασιολογούνται με την αυξημένη δύναμη . Στο υπο μελέτη κτίριο της διπλωματικής εργασίας τοποθετούνται τεσσέρις χιαστί σύνδεσμοι κατά την διαμήκη διάσταση του κτιρίου ενώ κατά τη εγκάρσια διασταση δύο.Επιπλέον τοποθετούνται διαφορετικές διατομές καθ ύψος του κτιρίου .Κρισιμότερη φόρτιση καθίσταται η σεισμική .Αναλυτικότερα

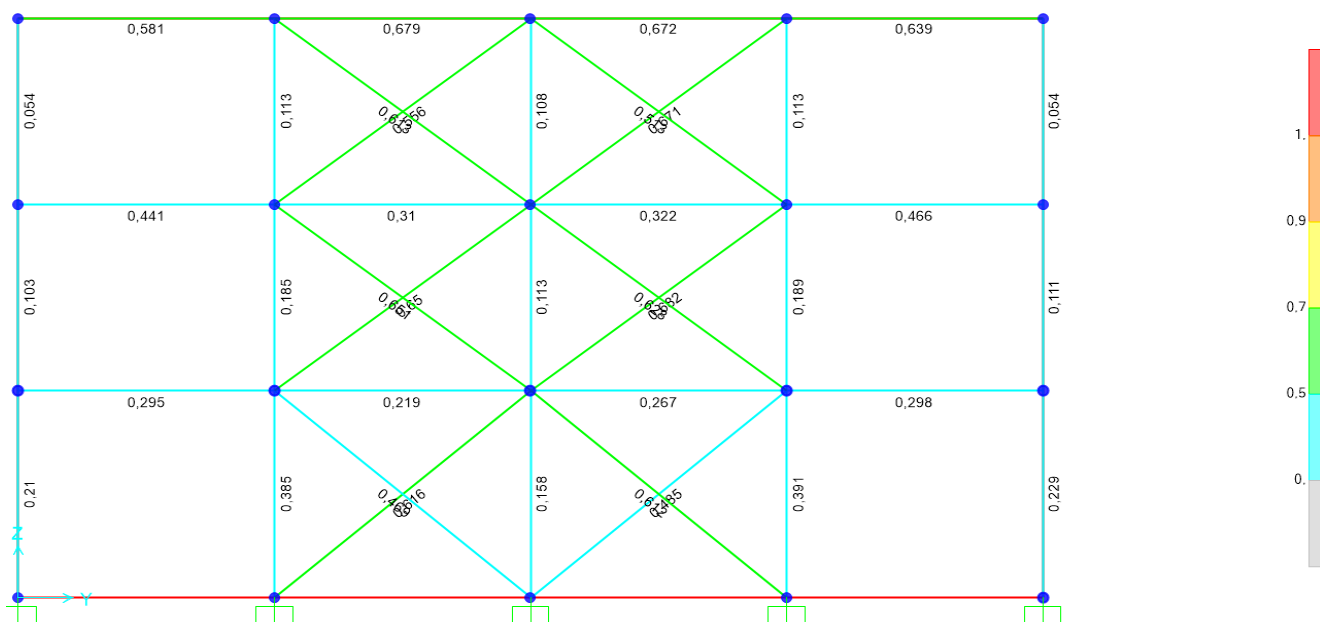
ΣΤΑΘΜΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ CHS 193.7-16

ΣΤΑΘΜΗ Α ΟΡΟΦΟΥ CHS 177.8-10

ΣΤΑΘΜΗ Β ΟΡΟΦΟΥ CHS 139.7-12.5

Ακολουθούν τα υπολογιστικά φύλλα για τους εν λόγω συνδέσμους δυσκαμψίας όπως αυτά προέκυψαν από το λογισμικό.

Επισυνάπτεται στο ακόλουθω γράφημα ο βαθμός καταπόμησης των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων . Παρατηρούμε ότι κυμαίνεται ανάμεσα στο 0,5 και στο 0,7.



Επίσης εκλέγονται διαφορετικές καθ ύψος διατομές ,σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα για την μεταβολή καθ ύψος του εμβαδού της διατομής .

Διαστασιολόγηση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 193.7-16

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
 Units : KN, m, C

Frame : 23 X Mid: 0,000 Combo: seismosY+0.3X Design Type: Brace  
 Length: 7,810 Y Mid: 9,000 Shape: CHS193.7-16 Frame Type: DCH-MRF  
 Loc : 3,905 Z Mid: 2,500 Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10  
 Reliability=Class 2 MultiResponse=Envelopes P-Delta Done?  
 Interaction=Method 2 (Annex B) No  
 Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug  
 Ignore Seismic Code? No  
 Welded? Yes

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
 q=3,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
 An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950  
 Aeff=0,009 eNy=0,000 eNz=0,000  
 A=0,009 Iyy=3,554E-05 iyy=0,063 Wel, yy=3,670E-04 Weff, yy=3,670E-04  
 It=7,109E-05 Izz=3,554E-05 izz=0,063 Wel, zz=3,670E-04 Weff, zz=3,670E-04  
 Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,194 Wpl, yy=5,066E-04 Av, z=0,006  
 E=210000000,0 fy=235000,000 fu=360000,000 Wpl, zz=5,066E-04 Av, y=0,006

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
3,905	-455,173	4,026	-7,930E-05	0,000	0,000	-0,130

MM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)  
 D/C Ratio: 0,616 = 0,569 + sqrt[(0,047)^2 + (0,000)^2] < 0,950 OK  

$$= \frac{Ned}{\chi_y N_{Rk}/\Gamma_{M1}} + \sqrt{\frac{k_{yy} (My, Ed + NEd eNy)}{(\chi_{LT} My, Rk/\Gamma_{M1})^2} + \frac{k_{yz} (Mz, Ed + NEd eNz)}{(Mz, Rk/\Gamma_{M1})^2}} \quad (EC3 6.3.3 (4) - 6.61)$$

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
Axial	-455,173	2099,061	2099,061	721445,003	1207,641	1,000
		Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
		2099,061	2315,220	721445,003	1207,641	1,000
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	c 0,490	1207,641	1,318	1,643	0,381	800,047
MajorB (y-y)	c 0,490	1207,641	1,318	1,643	0,381	800,047
Minor (z-z)	c 0,490	1207,641	1,318	1,643	0,381	800,047
MinorB (z-z)	c 0,490	1207,641	1,318	1,643	0,381	800,047
Torsional TF	c 0,490	1207,641	1,318	1,643	0,381	800,047

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	4,026	4,026	119,051	119,051	119,051	119,051
Minor (z-z)	0,000	-1,015E-04	119,051	119,051	119,051	119,051
Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d 0,760	0,185	0,512	1,000	1,316	3465,008

Η ανωτέρα διατομή αφορά τους συνδέσμους του ισογείου .

## Διαστασιολόγηση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 177.8 X12.5

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 176      X Mid: 0,000      Combo: seismosY+0.3X      Design Type: Brace  
Length: 7,500      Y Mid: 9,000      Shape: CHS 177,8X12,5      Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 3,750      Z Mid: 7,250      Class: Class 1      Rolled : No

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10  
Reliability=Class 2  
Interaction=Method 2 (Annex B)      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done?  
No  
Consider Torsion? No  
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug  
Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25  
q=3,00      Omega=1,00      GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950  
  
Aeff=0,006      eNy=0,000      eNz=0,000  
A=0,006      Iyy=2,230E-05      iyy=0,059      Wel,yy=2,508E-04      Weff,yy=2,508E-04  
It=4,460E-05      Izz=2,230E-05      izz=0,059      Wel,zz=2,508E-04      Weff,zz=2,508E-04  
Iw=0,000      Iyz=0,000      h=0,178      Wpl,yy=3,422E-04      Av,z=0,004  
E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000      Wpl,zz=3,422E-04      Av,y=0,004

### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,750	-333,324	2,809	9,389E-05	0,000	0,000	-0,049

ERM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)  
D/C Ratio: 0,650 = 0,601 + sqrt[(0,049)^2 + (0,000)^2] < 0,950 OK  
= Ned / (Chi\_y NRk / GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy) / (Chi\_LT  
My, Rk / GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1))^2] (EC3 6.3.3  
(4)-6.61)

### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
Axial	-333,324	1525,459	1525,459	1525,459	1682,549	524298,586	821,602	1,000
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (y-y)	c	0,490	821,602	1,363	1,713	0,363	554,390	
MajorB (y-y)	c	0,490	821,602	1,363	1,713	0,363	554,390	
Minor (z-z)	c	0,490	821,602	1,363	1,713	0,363	554,390	
MinorB (z-z)	c	0,490	821,602	1,363	1,713	0,363	554,390	
Torsional TF	c	0,490	821,602	1,363	1,713	0,363	554,390	

Κρίσιμη φόρτιση καθίσταται ο σεισμός κατά την εγκάρσια (Y) διεύθυνση του κτιρίου

Διαστασιολόγηση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 168.3 X10

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
 Units : KN, m, C

Frame : 344 X Mid: 0,000 Combo: seismosY+0.3X Design Type: Brace  
 Length: 7,500 Y Mid: 15,000 Shape: CHS 168.3X10 Frame Type: DCH-MRF  
 Loc : 3,750 Z Mid: 11,750 Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10  
 Reliability=Class 2 MultiResponse=Envelopes P-Delta Done?  
 Interaction=Method 2 (Annex B) No  
 Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug  
 Ignore Seismic Code? No  
 Welded? Yes

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
 q=3,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
 An/Ag=1,00 RLLF=1,00 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950  
 Aeff=0,005 eNy=0,000 eNz=0,000  
 A=0,005 Iyy=1,564E-05 iyy=0,056 Wel, yy=1,859E-04 Weff, yy=1,859E-04  
 It=3,128E-05 Izz=1,564E-05 izz=0,056 Wel, zz=1,859E-04 Weff, zz=1,859E-04  
 Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,168 Wpl, yy=2,509E-04 Av, z=0,003  
 E=210000000,0 fy=235000,000 fu=360000,000 Wpl, zz=2,509E-04 Av, y=0,003

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
3,750	-246,460	2,152	6,920E-05	0,000	0,000	-0,022

BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)  
 D/C Ratio: 0,671 =  $0,619 + \sqrt{(0,052)^2 + (0,000)^2}$  < 0,950 OK  

$$= \frac{Ned}{\chi_y N_{Rk}/\Gamma_{M1}} + \sqrt{(\frac{k_{yy} (M_y, Ed + Ned eNy)}{\chi_{LT} M_{y, Rk}/\Gamma_{M1}})^2 + (\frac{k_{yz} (M_z, Ed + Ned eNz)}{M_{z, Rk}/\Gamma_{M1}})^2}$$
 (EC3 6.3.3 (4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag	
Axial	-246,460	1168,688	1168,688	401676,787	576,274	1,000	
		Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag	
		1168,688	1289,038	401676,787	576,274	1,000	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
Major (y-y)	c	0,490	576,274	1,424	1,814	0,340	397,865
MajorB (y-y)	c	0,490	576,274	1,424	1,814	0,340	397,865
Minor (z-z)	c	0,490	576,274	1,424	1,814	0,340	397,865
MinorB (z-z)	c	0,490	576,274	1,424	1,814	0,340	397,865
Torsional TF	c	0,490	576,274	1,424	1,814	0,340	397,865

Διαστασιολόγηση συνδέσμου δυσκαμψίας Β ορόφου

Κρίσιμη και εδώ είναι η σεισμική καταπόνηση κατά την Y διεύθυνση του κτιρίου με την εξάντληση της αντοχής της διατομής στο 0,671 .

### 4.1.3 Διαστασιολόγηση Κύριας δοκού ανοίγματος 8 μέτρων HEB400

```

Country=CEN Default           Combination=Eq. 6.10
Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes           P-Delta Done?
No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No           D/P Plug
Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
q=3,00            Omega=1,00        GammaOV=1,10
An/Ag=1,00        RLLF=1,000       PLLF=0,750           D/C Lim=0,950

Aeff=0,020        eNy=0,000         eNz=0,000
A=0,020           Iyy=8,768E-04     iyy=0,171           Wel, yy=0,003       Weff, yy=0,003
It=3,610E-06      Izz=1,082E-04     izz=0,074           Wel, zz=7,213E-04   Weff, zz=7,213E-
04
Iw=3,824E-06      Iyz=0,000         h=0,400             Wpl, yy=0,003       Av, z=0,015
E=210000000,0     fy=235000,000     fu=360000,000       Wpl, zz=0,001       Av, y=0,007

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location          Ned      Med, yy      Med, zz      Ved, z      Ved, y      Ted
8,000            1,916      0,000        -0,012       285,430     0,001       1,243E-04

BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,910 = 0,000 + 0,910 + 0,000 < 0,950           OK
              = NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+Ned eNy)/(Chi_LT
My, Rk/GammaM1)
              + kzz (Mz,Ed+Ned eNz)/(Mz, Rk/GammaM1)           (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
              Ned      Nc, Rd      Nt, Rd
              Force   Capacity   Capacity
Axial         1,916      4653,000    4653,000

              Npl, Rd      Nu, Rd      Ncr, T      Ncr, TF      An/Ag
              4653,000    5132,160    12007,845    12007,845    1,000

              Curve   Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb, Rd
Major (y-y)   a      0,210     18679,460     0,499         0,656     0,925     4301,945
MajorB (y-y) a      0,210     18679,460     0,499         0,656     0,925     4301,945
Minor (z-z)   b      0,340     3504,018      1,152         1,326     0,505     2348,129
MinorB (z-z) b      0,340     3504,018      1,152         1,326     0,505     2348,129
Torsional TF b      0,340     12007,845     0,622         0,766     0,826     3841,575

MOMENT DESIGN
              Med      Med, span      Mc, Rd      Mv, Rd      Mn, Rd      Mb, Rd
              Moment   Moment         Capacity   Capacity   Capacity   Capacity
Major (y-y)   0,000         570,860      759,520     759,520     759,520     627,329
Minor (z-z)   -0,012        -0,012      259,440     259,440     259,440

              Curve   AlphaLT      LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      C1      Mcr
LTB           a      0,210        0,744            0,834        0,826        1,136     1371,026

              kyy      kyz      kzy      kzz
Factors       1,000     0,600     1,000     1,000

SHEAR DESIGN
              Ved      Ted      Vc, Rd      Stress      Status
              Force   Torsion   Capacity   Ratio       Check
Major (z)     285,430    0,000     952,454     0,300       OK

```



## Διαστασιολόγηση κύριας δοκού HEB 320

Frame : 111	X Mid: 37,000	Combo: ULS	Design Type: Beam			
Length: 6,000	Y Mid: 12,000	Shape: HE320B	Frame Type: DCH-MRF			
Loc : 5,500	Z Mid: 5,000	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10				
Reliability=Class 2		MultiResponse=Envelopes				
Interaction=Method 2 (Annex B)		P-Delta Done?				
No						
Consider Torsion? No		Ignore Special EQ Load? No				
Ignore Seismic Code? No		D/P Plug				
Welded? Yes						
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25				
q=3,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10				
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950			
Aeff=0,016	eNy=0,000	eNz=0,000				
A=0,016	Iyy=3,082E-04	iyy=0,138	Wel, yy=0,002			
It=2,300E-06	Izz=9,239E-05	izz=0,076	Wel, zz=6,159E-04			
	Iyz=0,000	h=0,320	Wpl, yy=0,002			
Iw=2,072E-06	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl, zz=9,390E-04			
E=210000000,0			Av, z=0,013			
			Av, y=0,005			
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>						
Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
5,500	-12,227	97,588	-7,233E-04	177,433	0,001	7,262E-05
<b>EMM DEMAND/CAPACITY RATIO</b> (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)						
D/C Ratio: 0,712 = 0,005 + 0,707 + 0,000 < 0,950 OK						
= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My, Ed + NEd eNy) / (Chi_LT						
My, Rk / GammaM1) + kzz (Mz, Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-						
6.62)						
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>						
	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd			
Axial	Force	Capacity	Capacity			
	-12,227	3783,500	3783,500			
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag	
	3783,500	4173,120	12260,231	12260,231	1,000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0,340	17743,904	0,462	0,651	0,901
MajorB (y-y)	b	0,340	17743,904	0,462	0,651	0,901
Minor (z-z)	c	0,490	5319,141	0,843	1,013	0,635
MinorB (z-z)	c	0,490	5319,141	0,843	1,013	0,635
Torsional TF	c	0,490	12260,231	0,556	0,741	0,811
						Nb, Rd
						3408,071
						3408,071
						2402,352
						2402,352
						3070,033
<b>MOMENT DESIGN</b>						
	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
Major (y-y)	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Minor (z-z)	97,588	319,379	505,015	505,015	505,015	451,230
	0,000	0,006	220,665	220,665	220,665	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl
LTB	a	0,210	0,591	0,715	0,893	1,136
						Mcr
						1447,520
	kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors	0,951	0,306	0,999	0,510		

Κρίσιμη φόρτιση είναι η Ο.Κ.Α. , με την τέμνουσα να είναι στο 0,232 της αντοχής της διατομής ,άρα δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής

#### 4.1.4 Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων διατομής HEB450

```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 199      X Mid: 6,000      Combo: ULS      Design Type: Column
Length: 4,500   Y Mid: 18,000     Shape: HE450B   Frame Type: DCH-MRF
Loc : 4,500     Z Mid: 7,250      Class: Class 1  Rolled : Yes

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10
Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)  MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done?
No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug
Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
q=3,00      Omega=1,00      GammaOV=1,10
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950

Aeff=0,022      eNy=0,000      eNz=0,000
A=0,022      Iyy=7,989E-04      iyy=0,191      Wel, yy=0,004      Weff, yy=0,004
It=4,480E-06      Izz=1,172E-04      izz=0,073      Wel, zz=7,813E-04      Weff, zz=7,813E-
04
Iw=5,267E-06      Iyz=0,000      h=0,450      Wpl, yy=0,004      Av, z=0,016
E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000      Wpl, zz=0,001      Av, y=0,008

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med, yy      Med, zz      Ved, z      Ved, y      Ted
4,500      -900,936      1,655      -0,146      -0,388      0,033      4,589E-04

M/M DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
D/C Ratio: 0,774 = 0,773 + 0,001 + 0,000 < 0,950      OK
= NEd/ (Chi_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My, Rk/GammaM1)
+ kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz, Rk/GammaM1)      (EC3 6.3.3(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc, Rd      Nt, Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -900,936      5123,000      5123,000

      Npl, Rd      Nu, Rd      Ncr, T      Ncr, TF      An/Ag
      5123,000      5650,560      21440,101      21440,101      1,000

Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb, Rd
Major (y-y)      a      0,210      1310,068      1,977      2,642      0,228      1165,975
MajorB (y-y)      a      0,210      82651,398      0,249      0,536      0,989      5067,490
Minor (z-z)      b      0,340      11995,590      0,654      0,791      0,809      4146,043
MinorB (z-z)      b      0,340      11995,590      0,654      0,791      0,809      4146,043
Torsional TF      b      0,340      21440,101      0,489      0,669      0,889      4555,035

MOMENT DESIGN
      Med      Med, span      Mc, Rd      Mv, Rd      Mn, Rd      Mb, Rd
      Moment      Moment      Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y)      1,655      1,655      935,770      935,770      899,051      896,136
Minor (z-z)      -0,146      -0,146      281,530      281,530      281,530

```

Κρίσιμο καθίσταται το υποστύλωμα του Α ορόφου με κρίσιμη φόρτιση την οριακή κατάσταση αστοχίας 0,773 με την επάρκεια σε Ο.Κ.Λ. να είναι στο 0.534 μεγαλύτερη και από την σεισμική καταπόνηση η οποία κυμαίνεται στο 0,339 της αντοχής της διατομής

#### 4.1.5 Διαστασιολόγηση δευτερεύουσας δοκού IPE 220

```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 377      X Mid: 0,000      Combo: seismosX +0.3Y      Design Type: Beam
Length: 6,000   Y Mid: 3,000      Shape: IPE220              Frame Type: DCH-MRF
Loc : 1,000     Z Mid: 14,000     Class: Class 1             Rolled : Yes

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10
Reliability=Class 2      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done?
Interaction=Method 2 (Annex B)
No
Consider Torsion? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug
Ignore Seismic Code? No
Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
q=3,00      Omega=1,00      GammaOV=1,10
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=0,950

Aeff=0,003      eNy=0,000      eNz=0,000
A=0,003      Iyy=2,772E-05      iyy=0,091      Wel, yy=2,520E-04      Weff, yy=2,520E-
04
It=0,000      Izz=2,050E-06      izz=0,025      Wel, zz=3,727E-05      Weff, zz=3,727E-
05
Iw=0,000      Iyz=0,000      h=0,220      Wp1, yy=2,850E-04      Av, z=0,002
E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000      Wp1, zz=5,810E-05      Av, y=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med, yy      Med, zz      Ved, z      Ved, y      Ted
1,000      -55,652      0,643      0,030      21,811      -0,018      -2,561E-04

EMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,581 = 0,538 + 0,036 + 0,007 < 0,950 OK
= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My, Ed + NEd eNy) / (Chi_LT
My, Rk / GammaM1)
+ kzz (Mz, Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

      Ned      Nc, Rd      Nt, Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -55,652      784,900      784,900

      Npl, Rd      Nu, Rd      Ncr, T      Ncr, TF      An/Ag
      784,900      865,728      965,381      965,381      1,000

      Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb, Rd
Major (y-y)      a      0,210      1595,915      0,701      0,799      0,847      664,912
MajorB (y-y)      a      0,210      1595,915      0,701      0,799      0,847      664,912
Minor (z-z)      b      0,340      118,024      2,579      4,230      0,132      103,521
MinorB (z-z)      b      0,340      118,024      2,579      4,230      0,132      103,521
Torsional TF      b      0,340      965,381      0,902      1,026      0,660      518,108

```

Αξίζει να παρατηρηθεί πως η κρίσιμη φόρτιση για τις δευτερεύουσες δοκούς είναι ο σεισμός κατά Χ με εξάντληση της αντοχής της διατομής στο 0.581 , ενώ η αντίστοιχη τιμή για τον σεισμό κατά την Υ διεύθυνση είναι 0.536 .

#### 4.1.6 Σεισμική συμπεριφορά κατασκευής

##### Ικανοτικός σχεδιασμός

##### Σκοπός

Ένας από τους βασικούς κανόνες της φιλοσοφίας αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η αποφυγή του κινδύνου μερικής ή ολικής κατάρρευσης ακόμη και εάν συμβεί σεισμός μεγαλύτερος του σεισμού σχεδιασμού. Για να εξασφαλιστεί αυτό απαιτείται να ικανοποιούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις

- Η μετελαστική απόκριση της κατασκευής πρέπει να έχει πλάστικη μορφή .Αυτό εξασφαλίζεται με κατάλληλη όπλιση των διατομών στις οποίες προβλέπεται να συμβούν πλαστικές αρθρώσεις , κυρίως μέσω κατάλληλου οπλισμού περίσφιγξης.
- Οι πλαστικές αρθρώσεις πρέπει να κατανέμονται σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο πλήθος φερόντων στοιχείων .Αυτό εξασφαλίζεται με κατάλληλη κατανομή των δυσκαμψιών.
- Αποφυγή όλων των ψαθυρών μορφών αστοχίας όπως είναι η αστοχία σε διάτμηση .Αυτό εξασφαλίζεται μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού έναντι τέμνουσας .
- Αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου , δηλαδή συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στα άκρα των υποστυλωμάτων του μαλακού ορόφου .Αυτό εξασφαλίζεται μέσω του ικανοτικού ελέγχου κόμβων.

Με τον όρο ικανοτικές δράσεις νοούνται οι δράσεις που αντιστοιχούν στις συνθήκες ισορροπίας , όταν στις θέσεις που προβλέπεται σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται ροπή ίση με το υπολογιστικό άνω όριο της ροπής αντοχής της διατομής , λαμβανομένου υπόψη του πραγματικού οπλισμού και της υπεραντοχής .Δηλαδή , η ικανοτική ένταση αντιστοιχεί στη μέγιστη ένταση που μπορεί να αναπτυχθεί στην κατασκευή για ελαστοπλαστική συμπεριφορά , με την παραδοχή ότι στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων έχει εξαντληθεί η αντοχή των διατομών. Τα ικανοτικά μεγέθη υπολογίζονται σ επίπεδο μέλους.

## Τυχηματική Εκκεντρότητα

Λόγω της μεγάλης αβεβαιότητας στον ακριβή υπολογισμό της θέσης του Κ.Μ. , που επηρεάζει σημαντικά το μέγεθος των στροφών , οι αντισεισμικοί κανονισμοί επιβάλλουν να λαμβάνεται υπόψη πρόσθετη τυχηματική εκκεντρότητα , δηλαδή μετατόπιση του Κ.Μ. των ορόφων από τη θεωρητική τους θέση , κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού , κατά

$$e_{aj} = 0.05 L_j$$

όπου  $L_j$  είναι η μέγιστη διάσταση της κάτοψης του ορόφου  $j$  σε διεύθυνση κάθετη στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης . Η τυχηματική εκκεντρότητα εφαρμόζεται στην ίδια διεύθυνση όλους τους ορόφους ώστε να μεγιστοποιηθεί η επιρροή της .

Όταν εφαρμόζεται η μέθοδος ανάλυσης φάσματος απόκρισης ( ιδιομορφική φσματική μέθοδος ) , η εφαρμογή της τυχηματικής εκκεντρότητας σημαίνει ότι πρέπει να γίνονται δύο επιλύσεις για κάθε διεύθυνση σεισμού θεωρώντας τις μάζες των ορόφων μετατοπισμένες , μία για  $+ e_{aj}$  και μία για  $- e_{aj}$ . Εναλλακτικά, αντί για την μετατόπιση μαζών επιτρέπεται η τυχηματική εκκεντρότητα να λαμβάνεται υπόψη με μία πρόσθετη φόρτιση στρεπτικών ροπών στους ορόφους , ίσων με

$$M_{aj} = +(-) e_{aj} F_j$$

Όπου  $F_j$  είναι το σεισμικό φορτίο του ορόφου  $j$  , το οποίο μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τη μέθοδο ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης .

## Μέθοδος Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών βασίζεται στη μέγιστη ένταση που μπορεί να αναπτυχθεί στην κατασκευή κατά την διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού . Για τον υπολογισμό της μέγιστης έντασης συνήθως χρησιμοποιούμε φάσματα σχεδιασμού , επομένως η ιδιομορφική ανάλυση που αναπτύχθηκε παραπάνω πρέπει να τροποποιηθεί κατάλληλα ώστε να μπορεί να εφαρμοστεί με χρήση φασμάτων σχεδιασμού .

## Συνδυασμός ιδιομορφικών αποκρίσεων

Με την παραπάνω διαδικασία υπολογίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη των μελών για μία δεδομένη διεύθυνση σεισμικής δράσης και για κάθε ιδιομορφή χωριστά . Όμως , οι μέγιστες ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα . Επιπρόσθετα , με τη χρήση των φασμάτων σχεδιασμού έχουμε χάσει και το πρόσημο κάθε μεγέθους . Για τους λόγους αυτούς , για να υπολογίσουμε τα συνολικά εντατικά μεγέθη για τις  $K$  ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, συνδυάζουμε τα μεγέθη των επιμέρους κανονικών μορφών στατιστικά αντί να τα προσθέσουμε αλγεβρικά .

## Μέθοδος SRSS

Η απλούστερη μέθοδος συνδυασμού μέγιστων τιμών είναι με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων, γνωστή και ως SRSS. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, εάν  $E_i$  είναι η τιμή τυχαίου μεγέθους  $E$  (π.χ. ροπή, αξονική ή τέμνουσα δύναμη στο άκρο κάποιου μέλους) που προέκυψε από την επίλυση της  $i$  ιδιομορφής, η πιθανή ακραία τιμή  $e_x E$  του μεγέθους  $E$  που προκύπτει από τη συμμετοχή των  $K$  πρώτων ιδιομορφών. Η μέθοδος SRSS δίνει καλά αποτελέσματα και επιτρέπεται να εφαρμόζεται εάν όλες οι ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι ανεξάρτητες. Δύο ιδιομορφές  $i$  και  $j$  είναι ανεξάρτητες εάν  $T_i < 0,9 T_j$ .

### Μέθοδος CQC

Εάν οι ιδιομορφικές αποκρίσεις δεν είναι ανεξάρτητες απαιτούνται ακριβέστερες μέθοδοι συνδυασμού τους. Μία τέτοια μέθοδος, η οποία χρησιμοποιείται ευρέως στην πράξη, είναι ο πλήρης τετραγωνικός συνδυασμός γνωστός και ως CQC από τα αρχικά του αντίστοιχου αγγλικού όρου Complete Quadratic combination

### Κανονικότητα Κτιρίων

Η κανονικότητα ενός κτιρίου παίζει σημαντικό ρόλο στον Ευρωκώδικα 8, αφού επηρεάζει άμεσα την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς που θα ληφθεί υπόψη στον υπολογισμό των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Διακρίνονται δύο τύποι κανονικότητας, η κανονικότητα σε κάτοψη και η κανονικότητα σε όψη (καθ' ύψος).

#### **Κανονικότητα σε κάτοψη.**

Η κανονικότητα σε κάτοψη επηρεάζει έμμεσα τον συντελεστή συμπεριφοράς μέσω του συντελεστή  $\alpha_u/\alpha_1$ . Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους

- Το κτίριο πρέπει να είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες. Η συμμετρία αφορά
- Στην αντοχή σε οριζόντια φορτία και
- Στην κατανομή της μάζας
  
- Κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο)
  
- Οι ανωμαλίες αυτές δεν πρέπει να έχουν επιπτώσεις στην δυσκαμψία της πλάκας στο επιπεδότης

- Σε κάθε ανωμαλία , η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν πρέπει να υπερβαίνει το 5 % της επιφάνειας του ορόφου.
- Η δυσκαμψία των πλακών των ορόφων μέσα στο επίπεδό τους πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη , έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στην κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων ( διαφραγματική λειτουργία ).
- δηλαδή  $\lambda = L_{max} / L_{min}$  ( η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη , μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις )
- Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης  $x$  και  $y$  , η στατική εκκεντρότητα  $e_o$  και η ακτίνα δυστροπίας  $r$  πρέπει να ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες
- Διεύθυνση ανάλυσης  $y$   $e_o < 0.30 r_x$  και  $r_x > L_s$
- Διεύθυνση ανάλυσης  $x$   $e_o < 0.30 r_y$  και  $r_y > L_s$

### Κανονικότητα σε όψη

Η κανονικότητα σε όψη επηρεάζει άμεσα την αντισεισμική ανάλυση , αφού κτίρια χωρίς κατακόρυφη κανονικότητα επιβαρύνονται με 20 % αύξηση των σεισμικών φορτίων ( σχεδιάζονται αντισεισμικά για 20 % μικρότερο συντελεστή συμπεριφοράς ). Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους

- Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων , όπως πυρήνες , φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια , πρέπει να είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του του κτιρίου ή , εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη , έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου .
- Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμείνουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία , χωρίς απότομες αλλαγές . Δεν δίνεται σαφής ποσοτικός καθορισμός του όρου βαθμιαία μείωση , αλλά επαφείεται στην κρίση του μηχανικού. Υπενθυμίζεται ότι αντίστοιχη διάταξη υπήρχε και στον ΕΑΚ για τον λαθορισμό ενός κτιρίου ως κανονικού , στην οποία η

βαθμιαία μείωση της μάζας και της δυσκαμψίας δεν έπρεπε να είναι μεγαλύτερη του 50% από όροφο σε όροφο.

- Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα , ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων . Επειδή οι τοίχοι πλήρωσης συμμετέχουν στην πραγματική αντοχή των ορόφων ενώ δεν λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό της αντοχής που απαιτείται από την ανάλυση , κτίρια με pilotis δεν ικανοποιούν αυτή την συνθήκη και επομένως είναι μη – κανονικά σε όψη.

### Ιδιομορφικές μάζες

Η συνολική κίνηση της κατασκευής πρέπει να αναλυθεί σε ένα άθροισμα ιδιομορφικών αποκρίσεων . Η κίνηση κάθε κανονικής μορφής ενεργοποιεί ένα ποσοστό της συνολικής μάζας , το οποίο δηλώνει πόσο πολύ ή πόσο λίγο συμμετέχει η ιδιομορφή στη συνολική κίνηση . Η μάζα  $m_i$  που αντιστοιχεί στην κίνηση της  $i$  ιδιομορφής ονομάζεται ενεργός ιδιομορφική μάζα . Η ενεργός ιδιομορφική μάζα εξαρτάται από τη διεύθυνση της σεισμικής δράσης . Έτσι , κάποια κανονική μορφή μπορεί να έχει μεγάλη ιδιομορφική μάζα για μία διεύθυνση σεισμικής δράσης , δηλαδή μεγάλη συμμετοχή στην απόκριση της κατασκευής , και πολύ μικρή ή ακόμα και μηδενική ιδιομορφική μάζα για κάποια άλλη διεύθυνση της σεισμικής δράσης , δηλαδή ασήμαντη συμμετοχή . Για μία δεδομένη διεύθυνση σεισμού , η ιδιομορφή με την μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα ονομάζεται δεσπόζουσα ιδιομορφή . Σημειώνεται ότι το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών όλων των κανονικών μορφών ισούται με τη συνολική μάζα της κατασκευής  $m_{tot}$  που ενεργοποιείται στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού . Δηλαδή

$$\sum m_i = m_{tot}$$

Η ενεργός ιδιομορφική μάζα  $m_i$  δεν πρέπει να συγχέεται με την γενικευμένη μάζα,αφου

- Η ενεργός ιδιομορφική μάζα  $m_i$  αντιστοιχεί στο τμήμα της συνολικής μάζας της κατασκευής που ενεργοποιείται από την κίνηση της ιδιομορφής .
- Η γενικευμένη μάζα αντιστοιχεί στη μάζα του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή που έχει τα ίδια δυναμικά χαρακτηριστικά με την κανονική μορφή .

### Ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος ιδιομορφών

Η συμμετοχή των ιδιομορφών στην συνολική απόκριση της κατασκευής δεν είναι εξίσου σημαντική για όλες τις κανονικές μορφές . Συνήθως η συμμετοχή των ανωτέρων ιδιομορφών είναι μικρή και μπορεί να αμεληθεί . Γι' αυτό ο αντισεισμικός



σχεδιασμός γίνεται λαμβάνοντας υπόψη ορισμένες πρώτες μόνον ιδιομορφές . Το κριτήριο που καθορίζει το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών που πρέπει να ληφθούν υπόψη βασίζεται στο ποσοστό της συνολικής μάζας που ενεργοποιείται από την κίνηση της κατασκευής σε αυτές τις κανονικές μορφές . Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 , το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών που λαμβάνονται υπόψη στον αντισεισμικό συνδυασμό πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση με το 90 % της συνολικής μάζας που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμικής δράσης , δηλαδή , εάν λαμβάνονται υπόψη οι K πρώτες ιδιομορφές πρέπει να ισχύει

$$\sum m_i > 0.90 m_{tot}$$

Όπου  $m_{tot}$  είναι η συνολική μάζα που ενεργοποιείται στην εξεταζόμενη διεύθυνση σεισμού. Επιπρόσθετα , πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και όλες οι ιδιομορφές με ενεργό ιδιομορφική μάζα  $m_i > 0.05 m_{tot}$

Σημειώνεται ότι στον υπολογισμό της  $m_{tot}$  πρέπει να μη λαμβάνονται υπόψη μάζες οι οποίες δεν συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής , όπως π. χ . η μάζα θεμελίωσης ή η μάζα οροφής υπογείου με περιμετρικά τοιχώματα που θεωρείται πρακτικά απαραμόρφωτο. Επειδή στην πράξη δεν είναι πάντα εύκολο να καθοριστεί ποιές μάζες συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής και ποιές όχι , είναι πολύ πιθανό να μην μπορεί να ικανοποιηθεί η ανίσωση ακόμη και αν ληφθεί υπόψη ένα κανονικό πλήθος κανονικών μορφών . Σε τέτοιες περιπτώσεις , το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών  $k$  που πρέπει να ληφθούν υπόψη πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο παρακάτω συνθήκες

- $K > 3 (n)^{1/2}$
- $T_k < 0.20 \text{ sec}$

Όπου  $n$  το πλήθος των ορόφων πάνω από τη θεμελίωση ή την οροφή του υπογείου σε περίπτωση που το υπόγειο είναι άκαμπτο.

### Ιδιομορφική απόκριση κατασκευής

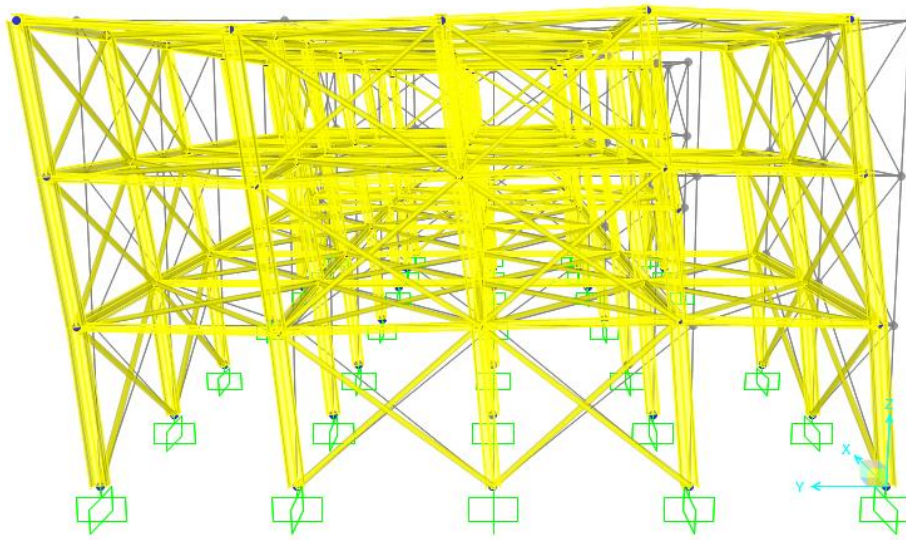
OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	
MODAL	Mode	1	0,381273	7,579E-09	0,80853	5,837E-09	7,579E-09	0,80853	
MODAL	Mode	2	0,277403	0,81384	4,305E-08	2,074E-13	0,81384	0,80853	
MODAL	Mode	3	0,212833	0,00446	2,36E-06	1,578E-11	0,8183	0,80853	
MODAL	Mode	4	0,172847	4,308E-07	0,13109	1,378E-06	0,8183	0,93962	
MODAL	Mode	5	0,150765	0,10552	1,023E-06	2,85E-11	0,92383	0,93962	
MODAL	Mode	6	0,122526	0,02773	2,463E-07	8,407E-12	0,95155	0,93962	
MODAL	Mode	7	0,116181	6,049E-08	0,02935	1,231E-10	0,95155	0,96896	
MODAL	Mode	8	0,105069	0,01099	1,289E-07	9,219E-11	0,96254	0,96896	
MODAL	Mode	9	0,104218	6,57E-07	0,00796	1,866E-07	0,96254	0,97692	
MODAL	Mode	10	0,091267	0,00509	1,396E-09	3,514E-11	0,96763	0,97692	
MODAL	Mode	11	0,084647	1,662E-08	0,001	1,419E-05	0,96763	0,97792	
MODAL	Mode	12	0,083672	1,234E-08	0,00147	7,722E-07	0,96763	0,9794	

### Τέμνουσα βάσης για σεισμό κατά X- διεύθυνση

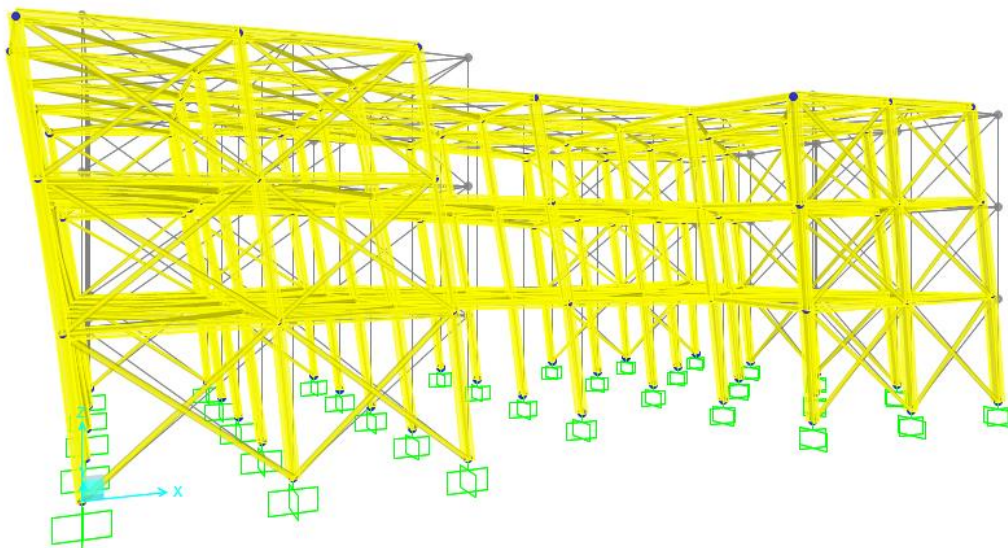
OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN
seismosX +...	Combination	Max	2468,945	738,509
seismosX +...	Combination	Min	-2468,945	-738,509

### Τέμνουσα βάσης για σεισμό κατά Y – διεύθυνση

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN
seismosY+0...	Combination	Max	741,778	2458,049
seismosY+0...	Combination	Min	-741,778	-2458,049



1<sup>η</sup> ιδιομορφή  $T_1 = 0.381$  sec και ενεργοποιεί το 80.85% της ταλαντούμενης μάζας κατά την Y – διεύθυνση



2<sup>η</sup> ιδιομορφή  $T_2 = 0.2774$  με ταλαντούμενη μάζα το 81.38% της συνολικά ταλαντούμενης μάζας κατά την X - διεύθυνση

Επισυνάπτεται ακολούθως το αρχείο με τις μέγιστες μετακινήσεις ανά όροφο

Μέγιστες μετακινήσεις για σεισμική φόρτιση κατά Χ- διεύθυνση

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m
▶	62	seismosX +...	Combination	Max	0,001362	0,001144
	62	seismosX +...	Combination	Min	-0,00149	-0,001063
	96	seismosX +...	Combination	Max	0,003076	0,002409
	96	seismosX +...	Combination	Min	-0,003114	-0,002343
	130	seismosX +...	Combination	Max	0,004666	0,003742
	130	seismosX +...	Combination	Min	-0,004567	-0,003681

Μέγιστες μετακινήσεις για σεισμική φόρτιση κατά Υ –διεύθυνση

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m
	62	seismosY+0...	Combination	Max	0,000529	0,002611
	62	seismosY+0...	Combination	Min	-0,000657	-0,002531
	96	seismosY+0...	Combination	Max	0,001288	0,00592
	96	seismosY+0...	Combination	Min	-0,001326	-0,005854
	130	seismosY+0...	Combination	Max	0,002029	0,009102
	130	seismosY+0...	Combination	Min	-0,001929	-0,009041

Η μέγιστη μετακίνηση παρατηρείται για την σεισμική φόρτιση στην Υ – διεύθυνση και είναι οριακά σχεδόν έπνα εκατοστό . Η μετακίνηση για σεισμική φόρτιση κατά την Χ- διεύθυνση είναι 0.0045 m δηλαδή 0.45 εκατοστά , σημαντικά μικρότερη .

## 4.2 Περιορισμός βλαβών

### Φέρων οργανισμός

Οι τιμές του συντελεστού συμπεριφοράς θεωρείται ότι εξασφαλίζουν περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό τον σεισμό σχεδιασμού ενώ ελαχιστοποιούν τις βλάβες για σεισμούς μικρότερης έντασης και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης.

Ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης του ορόφου  $\gamma < \gamma_{op}$  όπου

$$\gamma = q \Delta_{ελ} / 2,50 h > \Delta_{ελ} / h$$

και  $\gamma_{op}$  είναι 0,005 για τοιχοπληρώσεις και 0,007 για λιγότερο ευαίσθητα χωρίσματα, ισχύει για όλους τους περιμετρικούς τοίχους και έχει ανάλογο αποτέλεσμα με τον περιορισμό του δείκτη σχετικής μεταθετότητας

Επισυνάπτεται ακολούθως πίνακας με τους ελέγχους του άνωθεν περιορισμού για το κτίριο με τους χιαστί συνδεσμούς

Όροφος	$\delta$ κατά $\chi$	$\delta$ κατά $\gamma$	Ύψος ορόφου	Γωνιακή παραμόρφωση κατά $\chi$	Γωνιακή παραμόρφωση κατά $\gamma$
1	0,001369	0,0026850	5,00	0,00032856	0,000644
2	0,003163	0,006056	4,50	0,000478	0,000898
3	0,004768	0,009347	4,50	0,000428	0,0008776

Όροφος	$\delta$ κατά $\chi$	$\delta$ κατά $\gamma$	Ύψος ορόφου	Παραμόρφωση Κατά $\chi$	Παραμόρφωση Κατά $\gamma$
1	0,007871	0,00649	5,00	0,002518	0,0020768
2	0,013972	0,01513	4,50	0,002169	0,003072
3	0,017846	0,023	4,50	0,001377	0,002798

Άνωθεν ο πίνακας με τους υπολογισμούς για το μοντέλο με τους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

## 4.3 Επιρροές 2ας Τάξεως

Ο δείκτης  $\Theta$  μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελεί αντιπροσωπευτικό "δείκτη ευστάθειας" του κτιρίου, όταν το κύριο φέρων σύστημα αποτελείται από πλαίσια και το κτίριο διαθέτει, κατά επαρκή προσέγγιση, συμμετρία γύρω από 2 άξονες ή σημαντική αστρεψία. Για λόγους απλούστευσης, γίνεται γενικότερη χρήση του δείκτη σε όλα τα συστήματα με τον τίτλο δείκτη σχετικής μεταθετότητας και με συντηρητικά όρια.

Ακριβέστερα θα πρέπει να ληφθεί υπόψη και ο συντελεστής  $\theta_z$  που αφορά τον κίνδυνο λυγισμού από στροφή . Ο συντελεστής αυτός είναι καθοριστικός σε κτίρια με στρεπτική ευαισθησία .

Ειδικότερα ,τα μικτά συστήματα και τα καθαρά καμπτικά (μόνο από τοιχώματα ) έχουν στην πράξη κατά κανόνα πολύ μικρότερη παραμορφωσιμότητα σε σύγκριση με τα αντίστοιχα συστήματα πλαισίων. Επομένως η ανακρίβεια του δείκτη  $\theta$  στις περιπτώσεις αυτές έχει μειωμένη σημασία.

Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός , η μεταβολή της έντασης που προκαλείται από τις παραμορφώσεις του συνόλου του φορέα υπό τον σεισμικό συνδυασμό της σχέσης , επιτρέπεται να παραλείπεται όταν σε κάθε όροφο ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας  $\theta$  , δεν υπερβαίνει την τιμή 0,10.

$$\theta = N_{ολ} \Delta / V_{ολ} h$$

Όπου  $N_{ολ}$  ,  $V_{ολ}$  είναι αντίστοιχα οι συνολικές αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό τον συνδυασμό .

$h$  είναι το ύψος του ορόφου

$\Delta$  είναι η υπολογιστική σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου . Η τιμή του  $\Delta$  λαμβάνεται από τη σχέση

$$\Delta = q \Delta_{ελ}$$

$q$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση και

$\Delta_{ελ}$  είναι η σχετική μετακίνηση των πλακών του ορόφου , μετρούμενη στο επίπεδο του δυσμενέστερου περιμετρικού πλαισίου , όπως από τη ελαστική ανάλυση.

Ο περιορισμός του  $\theta$  θα ελέγχεται ξεχωριστά σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις  $X$  και  $Y$

Σε περίπτωση που  $0.10 < \theta < 0.20$  η επιρροή 2ας τάξεως λόγω της σχετικής μεταθετότητας των πλακών επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά με πολλαπλασιασμό των αποτελεσμάτων της αντίστοιχης σεισμικής δράσης επί συντελεστή  $1/1-\theta$

Το  $\theta$  δεν επιτρέπεται να υπερβαίνει την τιμή 0.20 σε καμία περίπτωση.

Όροφος	Υψος Ορόφου [m]	$N_{ολ}$ [kN]	$V_{ολ,x}$ [kN]	$\delta_x$ [m]	$V_{ολ,y}$ [kN]	$\delta_y$ [m]	$\theta_x$	$\theta_y$

1	5.0	14169	2452	0.004107	2443	0.008055	0.004746499	0.009309
2	4.50	9446	2023	9489	2014	0.018168	0.010054473	0.017131
3	4.50	4723	1205	0.014304	1200	0.028041	0.011271737	0.002218

Άνωθεν επισυνάπτεται ο πίνακας με τους συγκεντρωτικούς υπολογισμούς για την επιρροή φαινομένων 2ας τάξεως . Παρατηρείται  $\theta < 0,10$  συνεπώς επιτρέπεται να αγνοηθούν.

Οροφος	Ύψος ορόφου [m]	$N_{ολ}$ [kN]	$V_{ολχ}$ [kN]	$\delta_{χ}$ [m]	$V_{ολz}$ [kN]	$\delta_z$ [m]	$\theta_{χ}$	$\theta_z$
1	5,00	12819	1818	0,031484	1276	0,02596	0,04439971	0,036609597
2	4,50	8546	1499	0,055888	1051	0,06052	0,07080555	0,0109356998
3	4,50	4273	839	0,071384	626	0,092	0,08079031	0,0139551296

Επισυνάπτεται άνωθεν οι υπολογισμοί επιρροής φαινομένων 2 ας τάξεως για το μοντέλο με τους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας .Εφόσον καμία τιμή του δείκτη  $\theta$  δεν υπερβαίνει την τιμή 0,10 δεν χρειάζεται να κάνω προσαύξηση σε κανένα σεισμικό μέγεθος.

## 5.1.1 Διαστασιολόγηση Οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

Διαστασιολόγηση οριζόντιου ( αντιανέμου ) συνδέσμου δυσκαμψίας CHS 160 X 16

**SAP2000**

Engineer \_\_\_\_\_

```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 295      X Mid: 3,000      Combo: SeismY+0.3X      Design Type: Beam
Length: 8,485   Y Mid: 21,000     Shape: CHS 160 X16      Frame Type: DCM-EBF
Loc : 8,485     Z Mid: 14,000     Class: Class 1          Rolled : No

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10
Reliability=Class 2      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done?
Interaction=Method 2 (Annex B)
No
Consider Torsion? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug
Ignore Seismic Code? No
Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
q=4,00      Omega=1,00      GammaOV=1,10
An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=1,000

Aeff=0,007      eNy=0,000      eNz=0,000
A=0,007      Iyy=1,899E-05      iyy=0,051      Wel, yy=2,374E-04      Weff, yy=2,374E-04
It=3,799E-05      Izz=1,899E-05      izz=0,051      Wel, zz=2,374E-04      Weff, zz=2,374E-04
Iw=0,000      Iyz=0,000      h=0,160      Wpl, yy=3,331E-04      Av, z=0,005
E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000      Wpl, zz=3,331E-04      Av, y=0,005

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med, yy      Med, zz      Ved, z      Ved, y      Ted
8,485      -40,349      0,000      0,000      2,364      0,000      0,000

EMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
D/C Ratio: 0,165 = 0,098 + sqrt[(0,067)^2 + (0,000)^2] < 1,000 OK
= Ned / (Chi_y NRk / GammaM1) + sqrt[(kyy (My,Ed+NEd eNy) / (Chi_LT
My, Rk / GammaM1))^2 + (kyz (Mz,Ed+NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1))^2] (EC3 6.3.3
(4)-6.61)

AXIAL FORCE DESIGN
      Ned      Nc, Rd      Nt, Rd
      Force      Capacity      Capacity
Axial      -40,349      1700,984      1700,984

      Npl, Rd      Nu, Rd      Ncr, T      Ncr, TF      An/Ag
      1700,984      1876,149      584626,227      546,742      1,000

Curve      Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb, Rd
Major (y-y)      c      0,490      546,742      1,764      2,439      0,243      412,581
MajorB (y-y)      c      0,490      546,742      1,764      2,439      0,243      412,581
Minor (z-z)      c      0,490      546,742      1,764      2,439      0,243      412,581
MinorB (z-z)      c      0,490      546,742      1,764      2,439      0,243      412,581
Torsional TF      c      0,490      546,742      1,764      2,439      0,243      412,581
    
```



Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας εξασφαλίζουν την διαφραγματική λειτουργία του κτιρίου και αυτός είναι ο λόγος που η δρώσα φόρτιση ( αξονική ) πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή 1,5

### 5.1.2 Κατακόρυφοι έκκεντροι σύνδεσμοι

Οι ράβδοι δικτύωσης συντρέχουν με εκκεντρότητα στις δοκούς ή τα υποστυλώματα . Το βραχύ τμήμα της δοκού μεταξύ των ράβδων δικτύωσης ονομάζεται δοκός σύζευξης. Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων μορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας , όταν η δοκός σύνδεσης δεν γειτνιάζει με τα υποστυλώματα . Σε αντίθετη περίπτωση μορφώνονται ως συνδέσεις ροπής . Αν οι έκκεντροι σύνδεσμοι σχεδιασθούν ως φορείς απορρόφησης ενέργειας , οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται στις δοκούς σύζευξης , οι οποίες σιαστασιολογούνται για αντοχή έναντι των εντατικών μεγεθών της ανάλυσης . Προς αύξηση της πλαστιμότητας , προβλέπονται στις δοκούς σύζευξης ενισχύσεις στον κορμό τους . Τα τμήματα των δοκών εκτός της περιοχής σύζευξης , τα υποστυλώματα και οι ράβδοι δικτύωσης συμπεριφέρονται οιωνεί ελαστικά και διαστασιολογούνται για ικανοτικές δυνάμεις . Οι συνδέσεις στα άκρα των ράβδων δικτύωσης μορφώνονται ως απλές αρθρωτές συνδέσεις ή ως συνδέσεις ροπής . Στην πρώτη περίπτωση λειτουργούν ως αμφιαρθρωτές , καταπονούνται μόνο από αξονικές δυνάμεις και έχουν μήκος λυγισμού ίσο με το πραγματικό τους μήκος . Αν οι συνδέσεις μορφωθούν ως συνδέσεις ροπής , τότε καταπονούνται τόσο από αξονικές δυνάμεις όσο και από ροπές . Το πλεονέκτημα έναντι των αρθρωτών συνδέσεων είναι η μείωση του μήκους λυγισμού , τουλάχιστον εντός του επιπέδου του συνδέσμου . Στους έκκεντρος δικτυωτούς συνδέσμους αναπτύσσονται από τα οριζόντια φορτία καμπτικές ροπές στην οριζόντια δοκό . Η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας βασίζεται στις πλαστικές παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στις κρίσιμες διατομές . Τέτοιες διατομές στην οριζόντια δοκό βρίσκονται στις τομές της με τις διαγώνιες ράβδους του συνδέσμου . Πλαστική ροπή αναπτύσσεται στις παραπάνω κρίσιμες διατομές υπό την προϋπόθεση ότι δεν θα προηγηθεί σε αυτές διαρροή του κορμού λόγω αυξημένης τέμνουσας δύναμης . Σχετικά μεγάλες τέμνουσες δυνάμεις αναπτύσσονται σε δοκούς σύζευξης με μικρό μήκος  $l_c$  . Στη συνήθη περίπτωση όπου η οριζόντια δοκός δεν δέχεται άμεσα κατακόρυφα φορτία , η τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσεται στα άκρα της δοκού σύζευξης , όταν σε αυτά αναπτύσσεται ροπή  $M_c$  είναι

$$V_c = 2M_c / l_c$$

**Διαρροή λόγω κάμψης** παρουσιάζεται όταν κατά την ανάπτυξη των πλαστικών ροπών  $M_{pl}$  η ικανοτική τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από την πλαστική αντοχή σε διάτμηση , δηλαδή όταν το μήκος της δοκού σύζευξης είναι μικρότερο από το χαρακτηριστικό μήκος  $L_0$  , το οποίο εξαρτάται μόνο από τα γεωμετρικά δεδομένα της διατομής , δηλαδή όταν

$$L_c > L_o = 2M_{pl} / V_{pl}$$

Σε αντίθετη περίπτωση παρουσιάζεται διατμητική διαρροή. Οι δοκοί σύζευξης κατά τα παραπάνω μπορούν να χαρακτηρίζονται ως καμπτικές ή διατμητικές . Ο Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός καθορίζει ότι κυρίως διατμητική διαρροή αναπτύσσεται στις δοκούς σύζευξης όταν  $L_c < 0,8L_o$  , κυρίως καμπτική διαρροή όταν  $L_c > 1,30L_o$ , ενώ για τα ενδοιάμεσα τμήματα της δοκού σύζευξης η διαρροή είναι συνδυασμένη . Για την εξασφάλιση επαρκούς πλαστιμότητας χρησιμοποιούνται μόνον διατομές κατηγορίας Α του σχετικού πίνακα του Αντισεισμικού κανονισμού ενώ οι κρίσιμες διατομές ενισχύονται με αμφίπλευρες νευρώσεις του κορμού . Στις βραχύτερες δοκούς απαιτείται πυκνότερη διάταξη νευρώσεων. Η διαστασιολόγηση του συνδέσμου ξεκινά από τα δρώντα εντατικά μεγέθη της δοκού σύζευξης . Τα υπόλοιπα στοιχεία του συνδέσμου θα πρέπει να διαθέτουν υπεραντοχή ως προς τη δοκό σύζευξης και να διαστασιολογούνται με βάση την αντοχή της τελευταίας και όχι με βάση τα αποτελέσματα των δράσεων. Σε περίπτωση δοκού σύζευξης με καμπτική διαρροή , τα λοιπά στοιχεία του συνδέσμου διαστασιολογούνται με βάση την πλαστική ροπή της δοκού και την αντίστοιχη τέμνουσα προσαυξημένες κατά 20% ενώ για τη δοκό σύζευξης με διατμητική διαρροή , με βάση την πλαστική τέμνουσα και την αντίστοιχη ροπή λαμβάνοντας υπόψιν την αντίστοιχη προσαύξηση. Εάν τα εντατικά μεγέθη των στοιχείων του συνδέσμου από τον σεισμικό συνδυασμό ή τους άλλους συνδυασμούς δράσεων είναι δυσμενέστερα από τα ικανοτικά μεγέθη , είναι φανερό ότι η διαστασιολόγηση γίνεται με βάση τα δυσμενέστερα αυτά στοιχεία . Οι συνδέσεις της διαγωνίου στα άκρα της δεν απαιτείται να διαθέτουν υπεραντοχή ως προς τη διαγώνιο και μπορεί να μορφώνονται με βάση τα εντατικά μεγέθη της διαγωνίου . Για τις διαγώνιες των έκκεντρων συνδέσμων δεν απαιτείται επίσης να εφαρμόζεται ο περιορισμός  $\lambda < 1,50$ . Στο υπο εξέταση κτίριο της διπλωματικής εργασίας όσον αφορά τις δοκούς σύζευξης εκλέγονται οι ακόλουθες διατομές

**ΣΤΑΘΜΗ ΙΣΟΓΕΙΟΥ ΗΕΒ 300**

**ΣΤΑΘΜΗ Α ΟΡΟΦΟΥ ΗΕΒ 280**

**ΣΤΑΘΜΗ Β ΟΡΟΦΟΥ ΗΕΒ 260**

Διαστασιολόγηση δοκών σύζευξης στάθμης ισογείου ΗΕΒ 300

```

Country=CEN Default          Combination=Eq. 6.10
Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes          P-Delta Done?
No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug
Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
q=4,00            Omega=1,00        GammaOV=1,10
An/Ag=1,00       RLLF=1,000       PLLF=0,750      D/C Lim=1,000

Aeff=0,015        eNy=0,000         eNz=0,000
A=0,015           Iyy=2,517E-04     iyy=0,130       Wel,yy=0,002     Weff,yy=0,002
It=1,890E-06      Izz=8,563E-05     izz=0,076       Wel,zz=5,709E-04 Weff,zz=5,709E-
04
Iw=1,690E-06      Iyz=0,000         h=0,300         Wpl,yy=0,002     Av,z=0,012
E=210000000,0     fy=235000,000     fu=360000,000   Wpl,zz=8,700E-04 Av,y=0,005

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location          Ned          Med,yy        Med,zz        Ved,z        Ved,y        Ted
2,000            -11,720      -163,235      1,086         171,566      -0,368      -7,698E-04

EMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,409 = 0,005 + 0,395 + 0,009 < 1,000 OK
= Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My, Rk/GammaM1)
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz, Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
          Ned          Nc,Rd          Nt,Rd
          Force      Capacity      Capacity
Axial    -11,720      3501,500      3501,500

          Npl,Rd          Nu,Rd          Ncr,T          Ncr,TF          An/Ag
          3501,500      3862,080      11041,375      11041,375      1,000

          Curve Alpha          Ncr          LambdaBar          Phi          Chi          Nb,Rd
Major (y-y)  b  0,340      130419,420      0,164              0,507              1,000              3501,500
MajorB (y-y) b  0,340      130419,420      0,164              0,507              1,000              3501,500
Minor (z-z)  c  0,490      4929,950        0,843              1,013              0,635              2224,655
MinorB (z-z) c  0,490      4929,950        0,843              1,013              0,635              2224,655
Torsional TF c  0,490      11041,375       0,563              0,748              0,807              2825,751

MOMENT DESIGN
          Med          Med,span          Mc,Rd          Mv,Rd          Mn,Rd          Mb,Rd
          Moment      Moment            Capacity      Capacity      Capacity      Capacity
Major (y-y) -163,235      -164,594          439,215      439,215          439,215          416,699
Minor (z-z)  1,086         1,819             204,450      204,450          204,450

          Curve AlphaLT          LambdaBarLT          PhiLT          ChiLT          Cl          Mcr
LTB      a  0,210              0,415              0,609              0,949              2,295              2547,515

          kyy          kyz          kzy          kzz
Factors    0,400          0,603          0,999          1,006

SHEAR DESIGN
          Ved          Ted          Vc,Rd          Stress          Status
          Force      Torsion      Capacity      Ratio           Check
Major (z)  171,566        0,000         642,432        0,267           OK

```

Units : KN, m, C							
Frame : 162	X Mid: 31,000	Combo: SeismX+0.3Y	Design Type: Beam				
Length: 2,000	Y Mid: 24,000	Shape: HE280B	Frame Type: DCM-EBF				
Loc : 2,000	Z Mid: 9,500	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10					
Reliability=Class 2		MultiResponse=Envelopes			P-Delta Done?		
Interaction=Method 2 (Annex B)							
No							
Consider Torsion? No		Ignore Special EQ Load? No			D/P Plug		
Ignore Seismic Code? No							
Welded? Yes							
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PILF=0,750	D/C Lim=1,000				
Aeff=0,013	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,013	Iyy=1,927E-04	iyy=0,121	Wel,yy=0,001	Weff,yy=0,001			
It=1,460E-06	Izz=6,595E-05	izz=0,071	Wel,zz=4,711E-04	Weff,zz=4,711E-04			
Iw=1,132E-06	Iyz=0,000	h=0,280	Wpl,yy=0,002	Av,z=0,011			
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=7,180E-04	Av,y=0,004			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
2,000	-43,678	-126,702	0,833	137,187	-0,388	-8,557E-04	
BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							
D/C Ratio: 0,403 = 0,024 + 0,371 + 0,008 < 1,000 OK							
= Ned/ (Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT							
My, Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+Ned eNz)/(Mz, Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-							
6.62)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-43,678	3078,500	3078,500				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	3078,500	3395,520	9272,663	9272,663	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0,340	99848,320	0,176	0,511	1,000	3078,500
MajorB (y-y)	b	0,340	99848,320	0,176	0,511	1,000	3078,500
Minor (z-z)	c	0,490	3796,919	0,900	1,077	0,600	1845,750
MinorB (z-z)	c	0,490	3796,919	0,900	1,077	0,600	1845,750
Torsional TF	c	0,490	9272,663	0,576	0,758	0,799	2460,966
MOMENT DESIGN							
	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
Major (y-y)	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Minor (z-z)	-126,702	-126,702	360,490	360,490	360,490	340,318	
	0,833	1,291	168,730	168,730	168,730		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,432	0,618	0,944	2,312	1927,832
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,400	0,617	0,997	1,028			

Διαστασιολόγηση δοκών σύζευξης στάθμης Β ορόφου διατομής HEB 260

```

Country=CEN Default          Combination=Eq. 6.10
Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)  MultiResponse=Envelopes          P-Delta Done?
No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No        D/P Plug
Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
q=4,00            Omega=1,00        GammaOV=1,10
An/Ag=1,00        RLLF=1,000       PLLF=0,750        D/C Lim=1,000

Aeff=0,012        eNy=0,000         eNz=0,000
A=0,012           Iyy=1,492E-04    iyy=0,112         Wel,yy=0,001      Weff,yy=0,001
It=1,270E-06     Izz=5,135E-05    izz=0,066         Wel,zz=3,950E-04  Weff,zz=3,950E-
04
Iw=0,000          Iyz=0,000         h=0,260           Wpl,yy=0,001      Av,z=0,010
E=210000000,0    fy=235000,000    fu=360000,000     Wpl,zz=6,020E-04  Av,y=0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location          Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y      Ted
2,000            -37,147   -73,128     1,529       83,754     -0,620     -0,001

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,304 = 0,024 + 0,260 + 0,020 < 1,000 OK
              = NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My,Rk/GammaM1)
              + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
              Ned      Nc,Rd      Nt,Rd
              Force   Capacity   Capacity
Axial         -37,147   2773,000   2773,000

              Npl,Rd      Nu,Rd      Ncr,T      Ncr,TF      An/Ag
              2773,000   3058,560   8592,730   8592,730    1,000

              Curve  Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb,Rd
Major (y-y)   b  0,340     77308,611   0,189          0,516     1,000   2773,000
MajorB (y-y)  b  0,340     77308,611   0,189          0,516     1,000   2773,000
Minor (z-z)   c  0,490     2956,358    0,968          1,157     0,558   1548,514
MinorB (z-z)  c  0,490     2956,358    0,968          1,157     0,558   1548,514
Torsional TF  c  0,490     8592,730    0,568          0,752     0,804   2229,877

MOMENT DESIGN
              Med      Med,span      Mc,Rd      Mv,Rd      Mn,Rd      Mb,Rd
              Moment  Moment        Capacity   Capacity   Capacity   Capacity
Major (y-y)   -73,128     -74,108       301,505    301,505    301,505    283,647
Minor (z-z)   1,529       2,703         141,470    141,470    141,470

              Curve  AlphaLT  LambdaBarLT      PhiLT      ChiLT      Cl      Mcr
LTB           a  0,210    0,444            0,624      0,941      2,326    1528,306

              kyy      kyz      kzy      kzz
Factors        0,400    0,619     0,997     1,032

SHEAR DESIGN
              Ved      Ted      Vc,Rd      Stress      Status
              Force   Torsion   Capacity   Ratio       Check
Major (z)     83,754    0,001     504,041    0,166       OK

```

Διαστασιολόγηση ακραίων τμημάτων δοκών σύζευξης διατομής HEB 320

```

Country=CEN Default           Combination=Eq. 6.10
Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes           P-Delta Done?
No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No           D/P Plug
Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
q=4,00            Omega=1,00        GammaOV=1,10
An/Ag=1,00        RLLF=1,000       PLLF=0,750      D/C Lim=1,000

Aeff=0,016        eNy=0,000         eNz=0,000
A=0,016           Iyy=3,082E-04     iyy=0,138
It=2,300E-06      Izz=9,239E-05     izz=0,076
Iw=2,072E-06      Iyz=0,000         h=0,320
E=210000000,0     fy=235000,000     fu=360000,000
We1,yy=0,002      Weff,yy=0,002
We1,zz=6,159E-04 Weff,zz=6,159E-04
Wp1,yy=0,002      Av,z=0,013
Wp1,zz=9,390E-04 Av,y=0,005

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location          Ned          Med,yy        Med,zz        Ved,z         Ved,y         Ted
2,000             -68,084      -162,900      1,873         94,888        -0,965        -6,877E-04

BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,382 = 0,028 + 0,345 + 0,009 < 1,000 OK
              = NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed + NEd eNy) / (Chi_LT
My, Rk / GammaM1)
              + kzz (Mz,Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
              Ned          Nc,Rd          Nt,Rd
              Force        Capacity        Capacity
Axial         -68,084          3783,500        3783,500

              Npl,Rd          Nu,Rd          Ncr,T          Ncr,TF          An/Ag
              3783,500          4173,120        12260,231      12260,231        1,000

              Curve Alpha          Ncr          LambdaBar          Phi          Chi          Nb,Rd
Major (y-y)   b  0,340          159695,134        0,154            0,504          1,000          3783,500
MajorB (y-y)  b  0,340          159695,134        0,154            0,504          1,000          3783,500
Minor (z-z)   c  0,490          5319,141          0,843            1,013          0,635          2402,352
MinorB (z-z)  c  0,490          5319,141          0,843            1,013          0,635          2402,352
Torsional TF  c  0,490          12260,231        0,556            0,741          0,811          3070,033

MOMENT DESIGN
              Med          Med,span        Mc,Rd          Mv,Rd          Mn,Rd          Mb,Rd
              Moment        Moment          Capacity        Capacity        Capacity        Capacity
Major (y-y)   -162,900          -162,900        505,015        505,015        505,015        470,180
Minor (z-z)   1,873            1,873          220,665        220,665        220,665

              Curve AlphaLT          LambdaBarLT          PhiLT          ChiLT          Cl          Mcr
LTB           a  0,210          0,478            0,643            0,931          1,737          2212,033

              kyy          kyz          kzy          kzz
Factors       0,570        0,618        0,997        1,031

SHEAR DESIGN
              Ved          Ted          Vc,Rd          Stress          Status
              Force        Torsion        Capacity        Ratio          Check
Major (z)     94,888        0,000        697,754        0,136          OK

```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)  
Units : KN, m, C

Frame : 282 X Mid: 1,000 Combo: KIRIOS-X Design Type: Brace  
Length: 5,385 Y Mid: 24,000 Shape: HE220B Frame Type: DCM-EBF  
Loc : 0,000 Z Mid: 2,500 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10  
Reliability=Class 2 MultiResponse=Envelopes P-Delta Done?  
Interaction=Method 2 (Annex B) No  
Consider Torsion? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug  
Ignore Seismic Code? No Welded? Yes

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,00 PLLF=0,750 D/C Lim=1,000  
Aeff=0,009 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,009 Iyy=8,091E-05 iyy=0,094 Wel,yy=7,355E-04 Weff,yy=7,355E-04  
It=0,000 Izz=2,843E-05 izz=0,056 Wel,zz=2,585E-04 Weff,zz=2,585E-04  
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,220 Wpl,yy=8,270E-04 Av,z=0,007  
E=210000000,0 fy=235000,000 fu=360000,000 Wpl,zz=3,940E-04 Av,y=0,003

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-149,441	0,000	0,000	-0,630	-16,200	0,000

ERM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio:  $0,387 = 0,133 + 0,005 + 0,249 < 1,000$  OK  
=  $N_{Ed} / (\chi_{z} N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} (M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}) / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})$

+  $k_{zz} (M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}) / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})$  (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

Axial	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	-149,441	2138,500	2138,500	2138,500	2358,720	6935,440	6935,440	1,000
Major (y-y)	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
MajorB (y-y)	b	0,340	5782,601	0,608	0,754	0,833	1781,287	
Minor (z-z)	c	0,490	2031,879	1,026	1,229	0,525	1122,833	
MinorB (z-z)	c	0,490	2031,879	1,026	1,229	0,525	1122,833	
Torsional TF	c	0,490	6935,440	0,555	0,741	0,812	1735,521	

MOMENT DESIGN

Major (y-y)	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	0,000	0,849	194,345	194,345	194,345	173,031	
Minor (z-z)	0,000	20,447	92,590	92,590	92,590		
LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,599	0,721	0,890	1,316	541,429

Παρατηρούμε πως κύρια φόρτιση αποτελεί η ανεμοπίεση



## Διαστασιολόγηση διαγωνίων Α ορόφου HEB 200

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : KN, m, C							
Frame : 283	X Mid: 1,000	Combo: KIRIOS-X	Design Type: Brace				
Length: 4,924	Y Mid: 24,000	Shape: HE200B	Frame Type: DCM-EBF				
Loc : 0,000	Z Mid: 7,250	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10					
Reliability=Class 2		MultiResponse=Envelopes			P-Delta Done?		
Interaction=Method 2 (Annex B)							
No							
Consider Torsion? No		Ignore Special EQ Load? No			D/P Plug		
Ignore Seismic Code? No							
Welded? Yes							
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000				
Aeff=0,008	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,008	Iyy=5,696E-05	iyy=0,085	Wel, yy=5,696E-04	Weff, yy=5,696E-04			
It=0,000	Izz=2,003E-05	izz=0,051	Wel, zz=2,003E-04	Weff, zz=2,003E-04			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,200	Wpl, yy=6,430E-04	Av, z=0,006			
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl, zz=3,060E-04	Av, y=0,002			
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>							
Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted	
0,000	-101,887	0,000	0,000	-0,541	-14,580	0,000	
<b>BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)</b>							
D/C Ratio: 0,367 = 0,107 + 0,005 + 0,256 < 1,000 OK							
= Ned/ (Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+Ned eNy)/(Chi_LT							
My, Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz, Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-							
6.62)							
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>							
	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-101,887	1835,350	1835,350				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	1835,350	2024,352	6377,339	6377,339	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0,340	4868,299	0,614	0,759	0,830	1523,286
MajorB (y-y)	b	0,340	4868,299	0,614	0,759	0,830	1523,286
Minor (z-z)	c	0,490	1711,939	1,035	1,241	0,520	953,768
MinorB (z-z)	c	0,490	1711,939	1,035	1,241	0,520	953,768
Torsional TF	c	0,490	6377,339	0,536	0,726	0,822	1509,353
<b>MOMENT DESIGN</b>							
	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,000	0,666	151,105	151,105	151,105	134,956	
Minor (z-z)	0,000	16,828	71,910	71,910	71,910		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,592	0,716	0,893	1,316	431,660

Κρίσιμη φόρτιση αποτελεί η ανεμοπίεση

Μελέτη διαγωνίων ανωτέρας στάθμης

Διαστασιολόγηση διαγωνίων διατομής HEB 180

SAP2000

Engineer \_\_\_\_\_

```

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 287      X Mid: 5,000      Combo: KIRIOS+X      Design Type: Brace
Length: 4,924   Y Mid: 24,000     Shape: HE180B        Frame Type: DCM-EBF
Loc : 0,000     Z Mid: 11,750      Class: Class 1       Rolled : Yes

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10
Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B)  MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done?
No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? No      Ignore Special EQ Load? No    D/P Plug
Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25
q=4,00            Omega=1,00        GammaOV=1,10
An/Ag=1,00       RLLF=1,000       PLLF=0,750          D/C Lim=1,000

Aeff=0,007        eNy=0,000         eNz=0,000
A=0,007          Iyy=3,831E-05     iyy=0,077          Wel, yy=4,257E-04  Weff, yy=4,257E-
04
It=0,000         Izz=1,363E-05     izz=0,046          Wel, zz=1,514E-04  Weff, zz=1,514E-
04
Iw=0,000         Iyz=0,000         h=0,180            Wpl, yy=4,810E-04  Av, z=0,005
E=210000000,0    fy=235000,000     fu=360000,000      Wpl, zz=2,310E-04  Av, y=0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Ned      Med, yy      Med, zz      Ved, z      Ved, y      Ted
0,000        -28,642     0,000        0,000        -0,452      14,580      0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
D/C Ratio: 0,357 = 0,041 + 0,006 + 0,311 < 1,000 OK
              = Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT
My, Rk/GammaM1)
              + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz, Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-
6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
              Ned      Nc, Rd      Nt, Rd
              Force   Capacity   Capacity
Axial        -28,642     1534,550    1534,550

              Npl, Rd      Nu, Rd      Ncr, T      Ncr, TF      An/Ag
              1534,550    1692,576    5294,138    5294,138    1,000

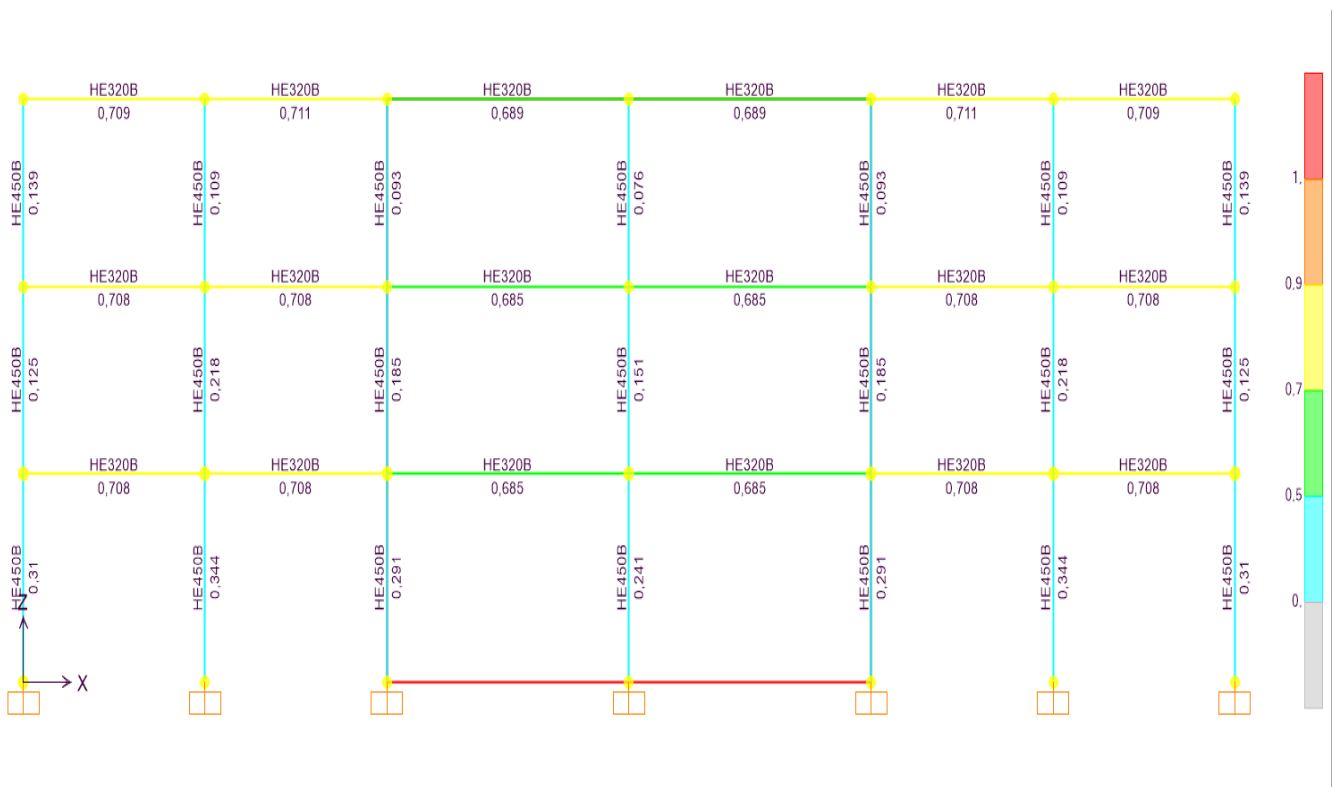
Curve Alpha      Ncr      LambdaBar      Phi      Chi      Nb, Rd
Major (y-y)  b  0,340    3274,307      0,685    0,817    0,792    1215,887
MajorB (y-y) b  0,340    3274,307      0,685    0,817    0,792    1215,887
Minor (z-z)  c  0,490    1164,939      1,148    1,391    0,459    705,082
MinorB (z-z) c  0,490    1164,939      1,148    1,391    0,459    705,082
Torsional TF c  0,490    5294,138      0,538    0,728    0,821    1260,294
    
```

### 5.1.3 Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί μπορεί να έχουν σύμμικτη λειτουργία ή να λειτουργούν ως απλές χαλύβδινες διατομές. Το τελευταίο ισχύει όταν η πλευρική ευστάθεια του φορέα εξασφαλίζεται με πλαίσιακή λειτουργία και το πλαίσιο καταπονείται από σεισμικές δράσεις. Στις περιπτώσεις αυτές το το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος μειώνεται σημαντικά λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης, οπότε συνηθίζεται να λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση μόνο η χαλυβδίνη διατομή της δοκού. Στο εν λόγω κτίριο της διπλωματικής εκλέγεται διατομή ΗΕΒ360 με κρισιμότερη να καθίσταται η σεισμική φόρτιση. Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται σε επίπεδο διατομής είναι έλεγχος σε λυγισμό ενώ σε επίπεδο μέλους έλεγχος έναντι στρεμπτοκαμπτικού λυγισμού. Ακολουθούν αναλυτικά τα δρώντα εντατικά μεγέθη του σεισμικού συνδυασμού καθώς και τα υπολογιστικά φύλλα με τους απαραίτητους ελεγχους που αναφέρθηκαν ανωθεν.

Επισυνάπτεται κάτωθεν οι συντελεστές εκμετάλλευσης των κυρίων δοκών

Ως γενική εποπτεία της δρώσας καταπόνησης της κατασκευής.

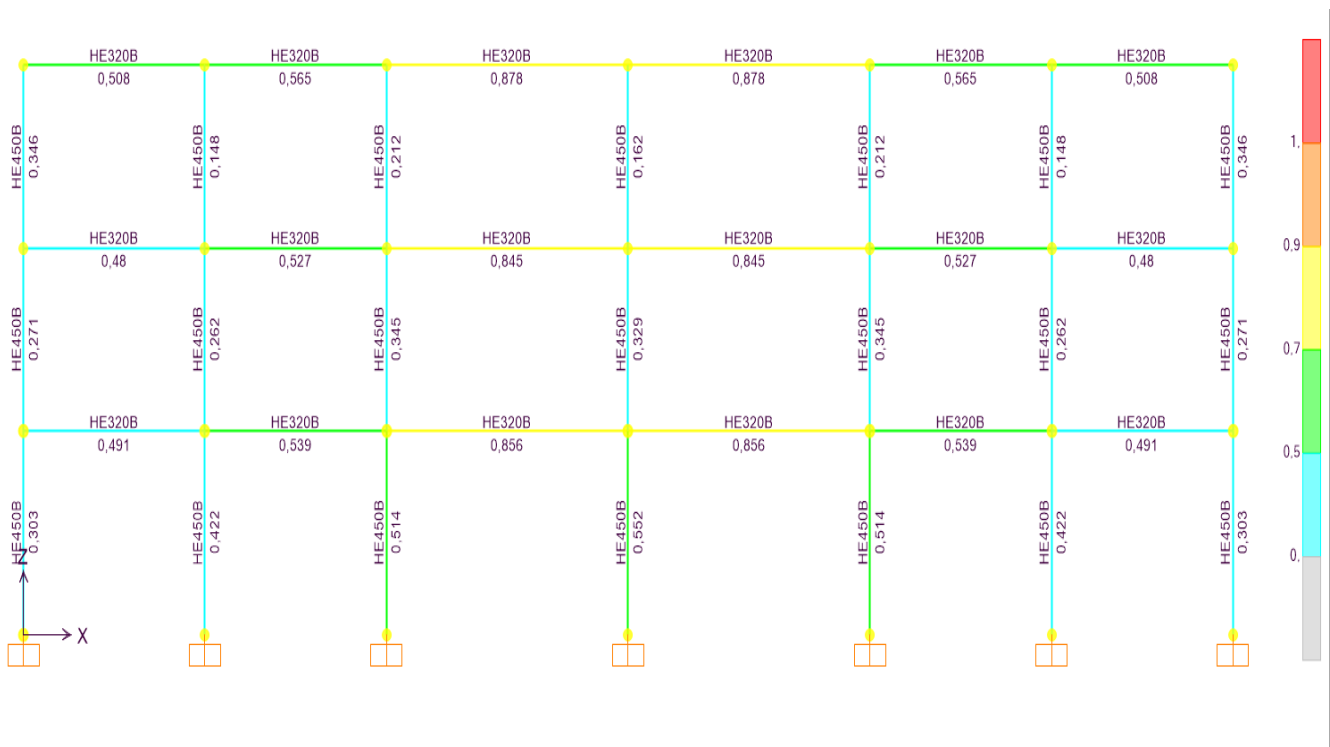


Διαστασιολόγηση κύριων δοκών διατομής HEB 320

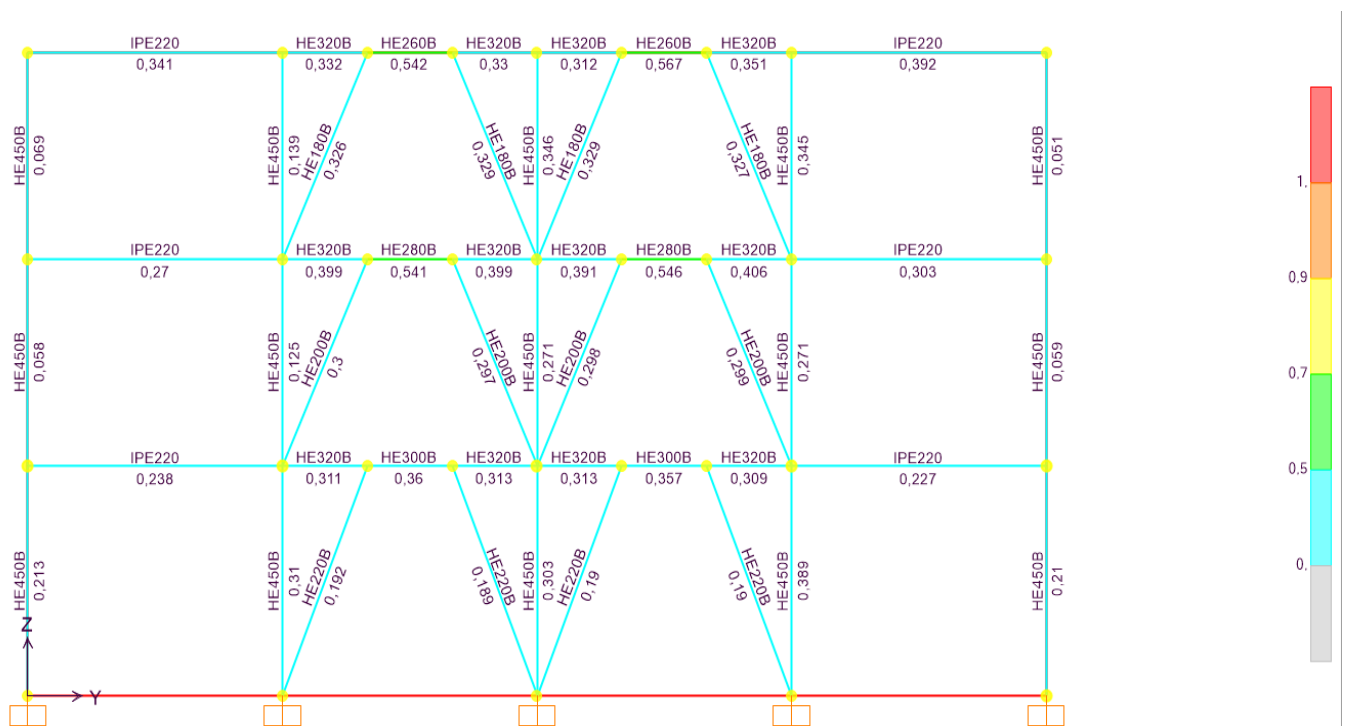
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10		
Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done?	
No			
Consider Torsion? No			
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug	
Welded? Yes			
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000
Aeff=0,016	eNy=0,000	eNz=0,000	
A=0,016	Iyy=3,082E-04	iyy=0,138	Wel, yy=0,002
It=2,300E-06	Izz=9,239E-05	izz=0,076	Wel, zz=6,159E-04
04			Weff, yy=0,002
Iw=2,072E-06	Iyz=0,000	h=0,320	Wpl, yy=0,002
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl, zz=9,390E-04
			Av, z=0,013
			Av, y=0,005
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
Location	Ned	Med, yy	Med, zz
8,000	-42,029	-322,975	-0,012
			Ved, z
			273,789
			Ved, y
			0,000
			Ted
			-5,790E-05
BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)			
D/C Ratio:	0,882 = 0,024 + 0,858 + 0,000	<	1,000
	= NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT		OK
My, Rk/GammaM1)	+ kzz (Mz, Ed+NED eNz)/(Mz, Rk/GammaM1)		(EC3 6.3.3(4)-
6.62)			
AXIAL FORCE DESIGN			
	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-42,029	3783,500	3783,500
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T
	3783,500	4173,120	10162,842
			Ncr, TF
			10162,842
	An/Ag		
	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr
Major (y-y)	b	0,340	9980,946
MajorB (y-y)	b	0,340	9980,946
Minor (z-z)	c	0,490	2992,017
MinorB (z-z)	c	0,490	2992,017
Torsional TF	c	0,490	10162,842
			LambdaBar
			0,616
			0,616
			1,125
			1,125
			0,610
			Phi
			0,760
			0,760
			1,359
			1,359
			0,787
			Chi
			0,829
			0,829
			0,471
			0,471
			0,779
			Nb, Rd
			3136,934
			3136,934
			1783,422
			1783,422
			2948,671
MOMENT DESIGN			
	Med	Med, span	Mc, Rd
	Moment	Moment	Capacity
Major (y-y)	-322,975	-403,798	505,015
Minor (z-z)	-0,012	-0,012	220,665
			Mv, Rd
			220,665
			Mn, Rd
			220,665
			Mb, Rd
			466,259
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT
LTB	a	0,210	0,503
			PhiLT
			0,658
			ChiLT
			0,923
			Cl
			2,292
			Mcr
			1993,993
	kyy	kyz	kzy
Factors	0,508	0,489	0,991
			kzz
			0,814
SHEAR DESIGN			
	Ved	Ted	Vc, Rd
	Force	Torsion	Capacity
Major (z)	273,789	0,000	697,754
			Stress
			Ratio
			0,392
			Status
			Check
			OK

Κρίσιμη καθίσταται η δοκός στο άνοιγμα των 8 μέτρων .

## Διαστασιολόγηση υποσυλωμάτων σε οριακή κατάσταση αστοχίας



Κρίσιμο καθίσταται το ενδιάμεσο υποτύλωμα στα ανοίγματα των 8 μέτρων με την αλληλεπίραση κυρίως της αξονικής αλλά και σε μικρότερο βαθμό της κάμψης να έχουν συντελεστή 0.552 επάρκειας της διατομής .



## 5.1.4 Διαστασιολόγηση υποστυλώματος διατομής HEB 450

Units : KN, m, C

Frame : 101      X Mid: 20,000      Combo: ULS      Design Type: Column  
 Length: 5,000      Y Mid: 12,000      Shape: HE450B      Frame Type: DCM-EBF  
 Loc : 5,000      Z Mid: 2,500      Class: Class 1      Rolled : Yes

Country=CEN Default      Combination=Eq. 6.10  
 Reliability=Class 2      MultiResponse=Envelopes      P-Delta Done?  
 Interaction=Method 2 (Annex B)      No  
 Consider Torsion? No      Ignore Special EQ Load? No      D/P Plug  
 Ignore Seismic Code? No  
 Welded? Yes

GammaM0=1,00      GammaM1=1,00      GammaM2=1,25  
 q=4,00      Omega=1,00      GammaOV=1,10  
 An/Ag=1,00      RLLF=1,000      PLLF=0,750      D/C Lim=1,000

Aeff=0,022      eNy=0,000      eNz=0,000  
 A=0,022      Iyy=7,989E-04      iyy=0,191      Wel, yy=0,004      Weff, yy=0,004  
 It=4,480E-06      Izz=1,172E-04      izz=0,073      Wel, zz=7,813E-04      Weff, zz=7,813E-04  
 Iw=5,267E-06      Iyz=0,000      h=0,450      Wpl, yy=0,004      Av, z=0,016  
 E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000      Wpl, zz=0,001      Av, y=0,008

### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted
5,000	-1835,802	-1,057	0,000	0,402	0,000	0,000

### MM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)

D/C Ratio: 0,552 = 0,551 + 0,001 + 0,000 < 1,000 OK  
 = NEd / (Chi\_z NRk / GammaM1) + kzy (My, Ed + NEd eNy) / (Chi\_LT

My, Rk / GammaM1) + kzz (Mz, Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
Axial	-1835,802	5123,000	5123,000	5123,000	5650,560	15129,558	15129,558	1,000
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd	
Major (y-y)	a	0,210	66232,544	0,278	0,547	0,983	5033,634	
MajorB (y-y)	a	0,210	66232,544	0,278	0,547	0,983	5033,634	
Minor (z-z)	b	0,340	6095,191	0,917	1,042	0,650	3331,896	
MinorB (z-z)	b	0,340	17492,574	0,541	0,704	0,866	4434,017	
Torsional TF	b	0,340	15129,558	0,582	0,734	0,846	4334,257	

### MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity	
Major (y-y)	-1,057	-1,057	935,770	935,770	699,980	886,693	
Minor (z-z)	0,000	0,000	281,530	281,530	278,524		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,420	0,611	0,948	2,700	5315,128
	kyy	kzy	kzz				
Factors	0,411	0,720	0,851	1,200			

### 5.1.5 Διαστασιολόγηση δευτερεύουσας δοκού διατομής IPE 220

Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10						
Reliability=Class 2							
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done?					
No							
Consider Torsion? No							
Ignore Seismic Code? No	Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug					
Welded? Yes							
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=1,000				
Aeff=0,003	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,003	Iyy=2,772E-05	iyy=0,091	Wel, yy=2,520E-04	Weff, yy=2,520E-04			
It=0,000	Izz=2,050E-06	izz=0,025	Wel, zz=3,727E-05	Weff, zz=3,727E-05			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,220	Wpl, yy=2,850E-04	Av, z=0,002			
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl, zz=5,810E-05	Av, y=0,002			
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>							
Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted	
6,000	-34,707	0,000	0,215	0,771	-0,055	-0,002	
<b>BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)</b>							
D/C Ratio:	0,392 = 0,335 + 0,038 + 0,019		<	1,000	OK		
= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My, Ed + NEd eNy) / (Chi_LT							
My, Rk / GammaM1)	+ kzz (Mz, Ed + NEd eNz) / (Mz, Rk / GammaM1)		(EC3 6.3.3(4)-				
6.62)							
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>							
	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-34,707	784,900	784,900				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	784,900	865,728	965,381	965,381	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	0,210	1595,915	0,701	0,799	0,847	664,912
MajorB (y-y)	a	0,210	1595,915	0,701	0,799	0,847	664,912
Minor (z-z)	b	0,340	118,024	2,579	4,230	0,132	103,521
MinorB (z-z)	b	0,340	118,024	2,579	4,230	0,132	103,521
Torsional TF	b	0,340	965,381	0,902	1,026	0,660	518,108
<b>MOMENT DESIGN</b>							
	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,000	1,157	66,975	66,975	66,975	29,337	
Minor (z-z)	0,215	0,215	13,654	13,654	13,654		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	1,360	1,547	0,438	1,136	36,213
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,975	0,714	0,952	1,190			
<b>SHEAR DESIGN</b>							
	Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status		
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check		

Κρίσιμη φόρτιση είναι η σεισμική κατά την εγκάρσια διεύθυνση του κτιρίου

### 5.1.6 Σεισμική Συμπεριφορά Κτιρίου με συνδέσμους δυσκαμψίας άνευ εκκεντρότητας

Μετακινήσεις Κτιρίου για σεισμική φόρτιση κατά την Χ – διεύθυνση του κτιρίου

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m
▶	62	SeismX+0.3Y	Combination	Max	0,007555	0,001977
	62	SeismX+0.3Y	Combination	Min	-0,007651	-0,002002
	96	SeismX+0.3Y	Combination	Max	0,013523	0,004568
	96	SeismX+0.3Y	Combination	Min	-0,013578	-0,004606
	130	SeismX+0.3Y	Combination	Max	0,01751	0,007023
	130	SeismX+0.3Y	Combination	Min	-0,017349	-0,007047

Μετακινήσεις κτιρίου για σεισμική καταπόνηση κατά την Y διεύθυνση

	Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m
▶	62	SeismY+0.3X	Combination	Max	0,002319	0,005953
	62	SeismY+0.3X	Combination	Min	-0,002416	-0,005978
	96	SeismY+0.3X	Combination	Max	0,004216	0,014205
	96	SeismY+0.3X	Combination	Min	-0,00427	-0,014243
	130	SeismY+0.3X	Combination	Max	0,005731	0,022016
	130	SeismY+0.3X	Combination	Min	-0,005571	-0,02204

Μέγιστη μετακίνηση παρατηρείται για σεισμική φόρτιση κατά την Y (εγκάρσια ) διεύθυνση του κτιρίου και είναι ίση με 2,2 εκατοστά. Κατά την Χ διεύθυνση του κτιρίου η μέγιστη μετακίνηση είναι 1,7 εκατοστά ,χωρίς ωστόσο καμία από τις δύο να μου δημιουργεί πρόβλημα τόσο στον έλεγχο περιορισμού των βλαβών , όσο και στον έλεγχο επιρροών 2ας τάξης . Συνεπώς δεν απαιτείται καμία προσαύξηση των δρώντων σεισμικών εντατικών μεγεθών .



Ιδιομορφική απόκριση κατασκευής

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	0,81267	2,133E-20	0,80947	3,716E-10	2,133E-20	0,80947
	MODAL	Mode	2	0,633544	0,9057	1,008E-16	0	0,9057	0,80947
	MODAL	Mode	3	0,492065	0,00037	8,194E-17	3,705E-17	0,90607	0,80947
	MODAL	Mode	4	0,251822	4,863E-16	0,14572	5,713E-08	0,90607	0,95519
	MODAL	Mode	5	0,246199	0,00735	1,228E-14	1,664E-14	0,91342	0,95519
	MODAL	Mode	6	0,246009	4,601E-16	0,00293	3,445E-10	0,91342	0,95812
	MODAL	Mode	7	0,241695	0,06789	7,816E-15	4,341E-15	0,98131	0,95812
	MODAL	Mode	8	0,226667	8,114E-07	2,066E-14	2,137E-16	0,98131	0,95812
	MODAL	Mode	9	0,22631	5,288E-16	0,00032	6,804E-10	0,98131	0,95844
	MODAL	Mode	10	0,225972	0,00057	5,685E-16	1,856E-14	0,98188	0,95844
	MODAL	Mode	11	0,224094	3,476E-16	0,00015	2,909E-09	0,98188	0,95859
	MODAL	Mode	12	0,21083	3,211E-05	1,534E-15	1,548E-15	0,98191	0,95859

## **Σεισμική απόκριση κατασκευής**

### **Δυναμική φασματική μέθοδος**

Η μέθοδος σε γενικές γραμμές περιλαμβάνει

1. Ιδιομορφική ανάλυση , κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες .
2. Ιδιομορφική απόκριση , κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση( μετακίνηση ,ένταση ) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης .
3. Ιδιομορφική επαλληλία ,κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης .
4. Χωρική επαλληλία , κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσων του σεισμού.

Η δυναμική φασματική μέθοδος εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο κανονισμός.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους ) συνιστωσων του σεισμού.

### **Αριθμός σημαντικών ιδιομορφών**

Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής – εδάφους , η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης .

Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών , έως ότου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών  $\Sigma M_i$  φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας  $M$  του συστήματος.

### **Τυχηματική εκκεντρότητα**

Για την αντιμετώπιση στρεπτικών επιπονήσεων ενός κτιρίου ,οφειλομένων σε παράγοντες που δεν είναι πρακτικά εφικτό να προσομοιωθούν , η μάτα  $m_i$  ή η σεισμική δύναμη  $F_i$  κάθε ορόφου θα λαμβάνεται μετατοπισμένη διαδοχικά εκατέρωθεν του κέντρου βάρους , κάθετα προς τη διεύθυνση της εξεταζόμενης

οριζόντιας συνιστώσας του σεισμού, σε απόσταση ίση με την τυχηματική εκκεντρότητα του ορόφου. Η τυχηματική εκκεντρότητα  $e_i$  λαμβάνεται ίση προς  $0,05L_i$ , όπου  $L_i$  το πλάτος του ορόφου κάθετα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση.

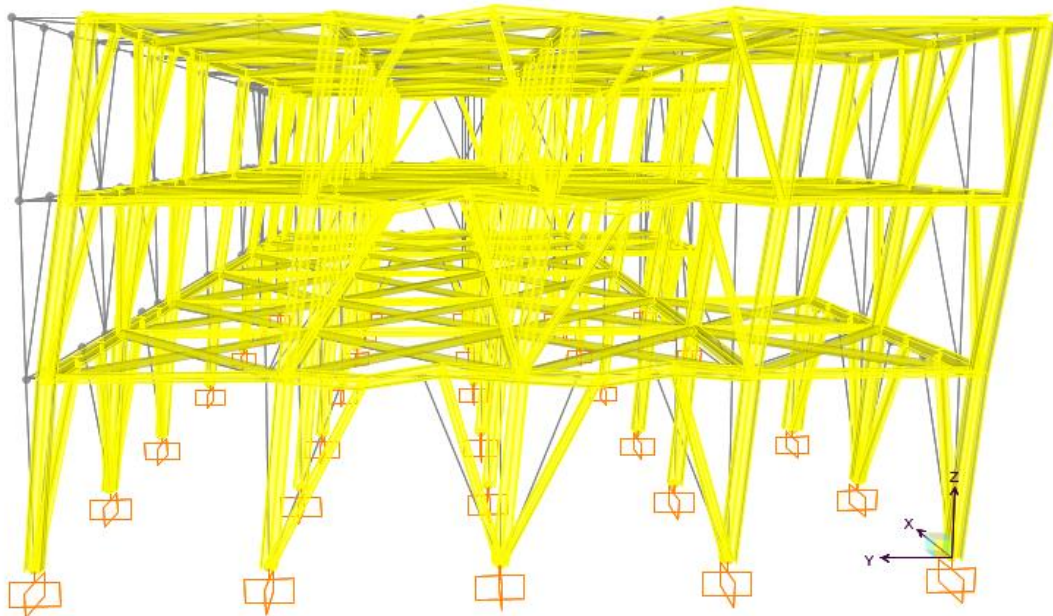
### Σεισμική απόκριση κτιρίου

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless
MODAL	Mode	1	0,842737	1,181E-07	0,82078
MODAL	Mode	2	0,632462	0,90623	4,854E-08
MODAL	Mode	3	0,503133	0,00463	1,338E-05
MODAL	Mode	4	0,271725	4,255E-06	0,13995
MODAL	Mode	5	0,24605	2E-07	6,977E-05
MODAL	Mode	6	0,245905	0,00126	6,048E-11
MODAL	Mode	7	0,236982	0,07202	1,162E-05
MODAL	Mode	8	0,226797	4,804E-05	4,948E-07
MODAL	Mode	9	0,226486	3,611E-09	6,537E-05
MODAL	Mode	10	0,226064	0,00059	1,496E-07
MODAL	Mode	11	0,223862	1,029E-08	8,003E-05
MODAL	Mode	12	0,211014	7,39E-08	4,042E-09

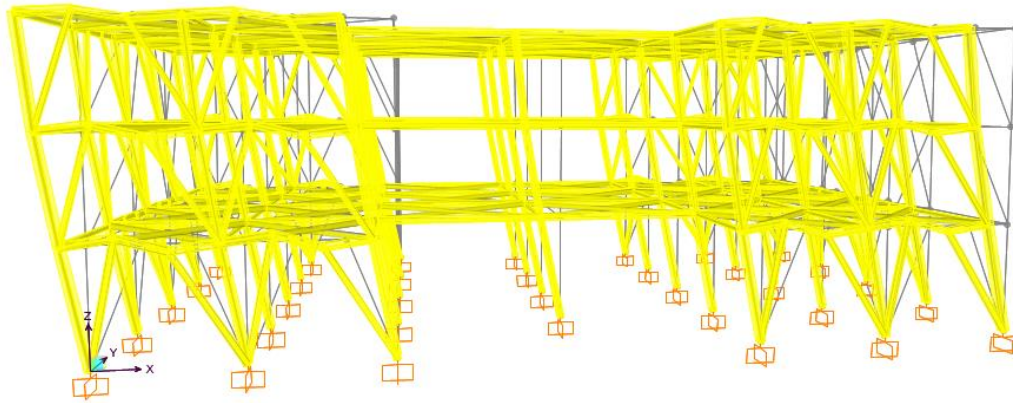
Η πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης είναι κατά την εγκάρσια διεύθυνση του κτιρίου με περίοδο  $T_1=0,842$  sec και ενεργοποιεί το 82% της δρώσας ιδιομορφικής μάζας κατά την Y- διεύθυνση .Η δεύτερη ιδιομορφή είναι κατά την διαμήκη X- διεύθυνση με  $T_2=0,632$  sec ,ενώ ενεργοποιεί το 90% της δρώσας ιδιομορφικής μάζας.

Ο παρακάτω πίνακας εμπεριέχει το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών της κατασκευής για κάθε συνιστώσα σεισμικής διέγερσης .

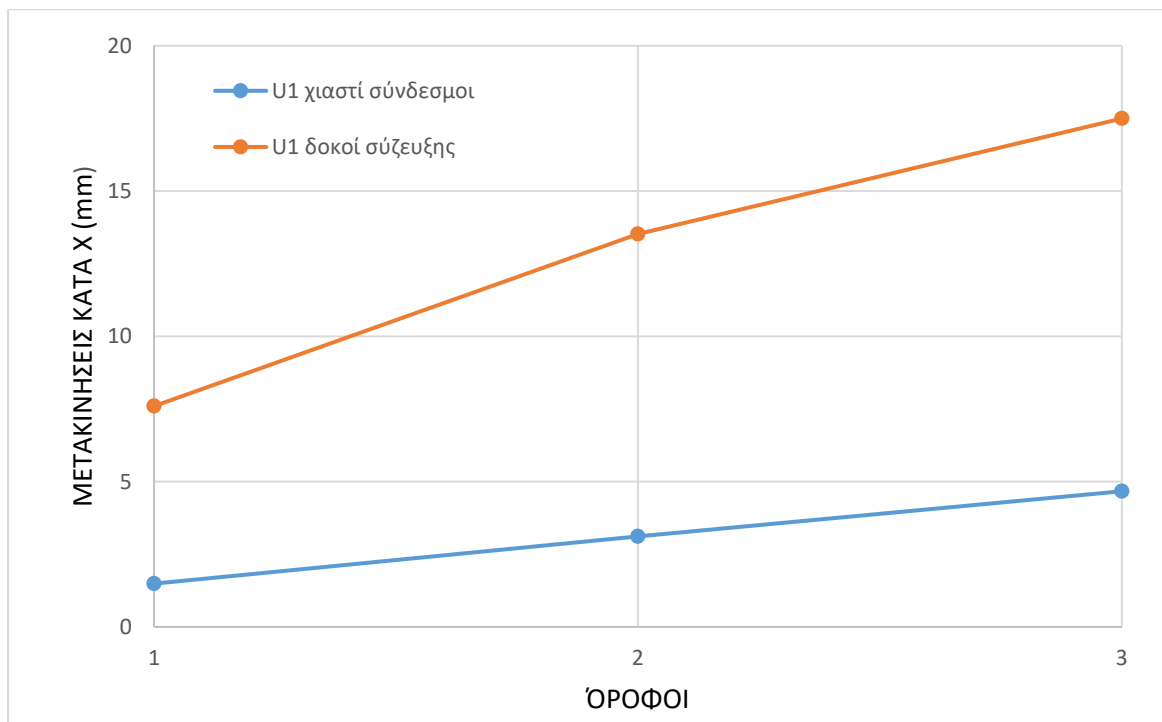
SumUY Unitless	SumUZ Unitless
0,82078	8,831E-10
0,82078	1,713E-09
0,82079	2,956E-09
0,96075	7,317E-08
0,96082	7,348E-08
0,96082	7,374E-08
0,96083	1,057E-07
0,96083	1,059E-07
0,9609	1,072E-07
0,9609	1,074E-07
0,96098	1,106E-07
0,96098	1,109E-07

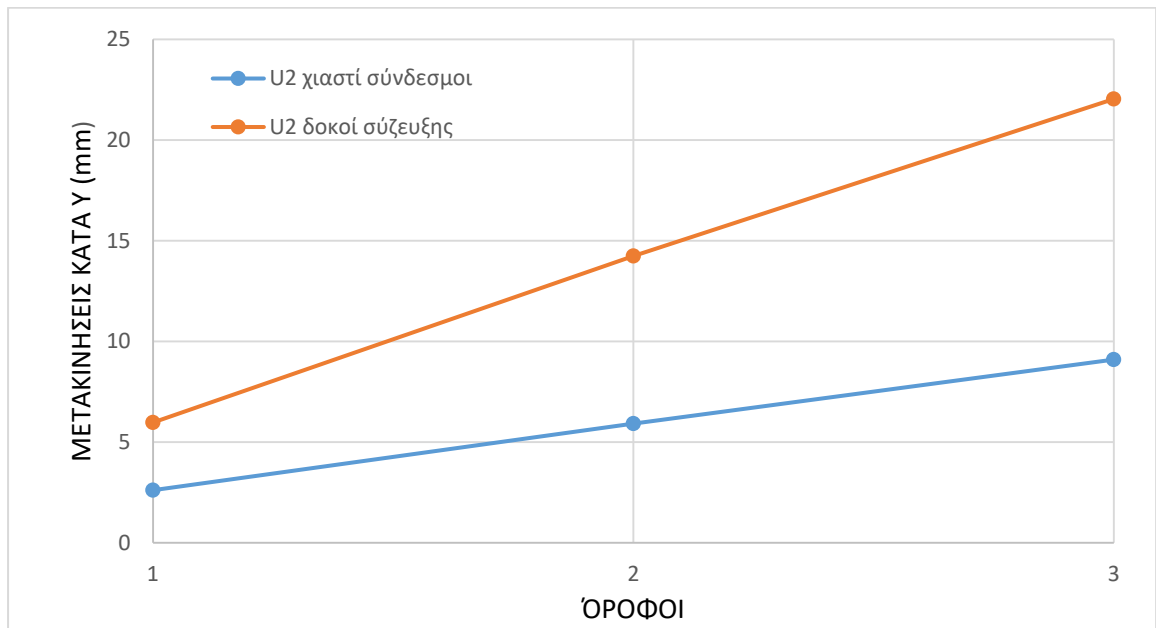


Πρώτη ιδιοπερίοδος κατά Y-διεύθυνση  $T_1=0,842$  sec 82% δρώσας σεισμικής μάζας



Δεύτερη ιδιοπερίοδος κατά Χ-διεύθυνση  $T_2=0,632$  sec 90% δρώσας ιδιομορφικής μάζας





## 6. Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες

### Συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων

Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων διακρίνονται σε

Απλές συνδέσεις τέμνουσας , οι οποίες παραλαμβάνουν μόνο δύναμη , έχουν στροφική ικανότητα και λειτουργούν ως οιονεί αρθρώσεις

Άκαμπτες συνδέσεις ροπής , οι οποίες παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές και λειτουργούν ως οιονεί πακτώσεις

Ημιάκαμπτες συνδέσεις , οι οποίες έχουν μια ενδιάμεση συμπεριφορά μεταξύ άρθρωσης και πλήρους πάκτωσης

Η διαμόρφωση των συνδέσεων εξαρτάται από τον τύπο της σύνδεσης (σύνδεση τέμνουσας ή ροπής ) και τις χρησιμοποιούμενες διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων.

### Απλές συνδέσεις τέμνουσας

Η μεταφορά της τέμνουσας γίνεται με κοχλιωτή σύνδεση του κορμού της δοκού , ο οποίος μεταφέρει στο υποστύλωμα ολόκληρη την αντίδραση στήριξης .Η σύνδεση γίνεται μέσω ελάσματος συγκολλημένου στο υποστύλαμα με κοχλίες στην περιοχή του κορμού της μόνο .

### Άκαμπτες συνδέσεις ροπής

Ο συνηθέστερος τρόπος σύνδεσης δοκών υποστυλωμάτων διατομής διπλού Ι είναι με μετωπικές πλάκες , οι οποίες κοχλιώνονται στα πέλματα του υποστυλώματος . Αν επιβάλλεται π.χ. για λόγους αντισεισμικούς , μεγαλύτερη αντοχή της σύνδεσης από αυτή της δοκού , ή εάν ο χώρος μεταξύ των πελμάτων είναι της δοκού δεν είναι επαρκής για την διαμόρφωση της κοχλίωσης , μπορεί να προβλέπεται τοπική ενίσχυση της δοκού στη περιοχή του κόμβου . Στην περίπτωση αυτή τυχόν πλαστική άρθρωση θα δημιουργηθεί στη μη ενισχυμένη διατομή της δοκού, μακριά από τον κόμβο . Για την παραλαβή των συγκεντρωμένων δυνάμεων των πελμάτων της δοκού

Προβλέπονται οριζόντιες ενισχύσεις κορμού στο υποστύλωμα. Άλλη λύση είναι η συγκολλητή σύνδεση . Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελούν οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών των μελών , οι πλαισιακές συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων , οι οποίες μεταφέρουν μέσω πλαισιακής λειτουργίας την τέμνουσα και την ροπή της δοκού στο υποστύλωμα, ή οι πακτώσεις των υποστυλωμάτων στη

βάσητους.Ανάλογα με την αντοχήτους έναντι ροπών σε σχέση με τα μέλη τα οποία συνδέουν διακρίνονται σε

### **Συνδέσεις πλήρους αντοχής**

Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών . Παραδείγματα αποτελούν αποκαταστάσεις συνέχειας διατομών , όπου η ροπή αντοχής της σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από την ροπή αντοχής της προς αποκατάσταση διατομής , ή οι κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων , στους οποίους η ροπή αντοχής του κόμβου είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων δοκών.

### **Συνδέσεις μερικής αντοχής**

Πρόκειται για συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών . Παραδείγματα αποτελούν κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων , στους οποίους η ροπή αντοχής του κόμβου είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής της συνδεόμενης δοκού ή γενικά κόμβου , ο οποίος διαστασιολογείται με βάση τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στη θέση του και όχι με βάση την αντοχή των συνδεόμενων μελών. Κόμβος ο οποίος δεν ικανοποιεί ο οποίος δεν ικανοποιεί τα κριτήρια ενός κόμβου πλήρους αντοχής ή ενός αρθρωτού κόμβου , ταξινομείται ως μερικής αντοχής . Η απόκριση των κόμβων στην επιβαλλόμενη ένταση απεικονίζεται με τη βοήθεια του διαγράμματος ροπής – στροφής (M-φ) , όπου το πρώτο μέγεθος είναι η επιβαλλόμενη ροπή και το δεύτερο η μεταβολή της γωνίας μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου. Ανάλογα με τη δυσκαμψίατους οι κόμβοι διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες

### **Άκαμπτοι κόμβοι**

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

### **Άρθρωτοί κόμβοι**

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

### **Ημιάκαμπτοι κόμβοι**



Πρόκειται για κόμβους στους οποίους η γωνία  $\phi$  μεταξύ του συνδεδεμένου 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 προκύπτει από τις συνήθεις μεθόδους της στατικής ανάλυσης . Η στροφική δυσκαμψία του ελατηρίου είναι η παράμετρος που συνδέει τη μεταβιβαζόμενη ροπή  $M$  προς τη σχετική στροφή  $\phi$ .

Η έννοια της στροφικής ικανότητας που χρησιμοποιείται εν προκειμένω , είναι ανάλογη με την έννοια της πλαστιμότητας , σχετίζεται δε άμεσα με το μέγεθος της πλαστικής στροφής που αναπτύσσεται , καθώς το μέλος φορτίζεται με την καμπτική αντοχή σχεδιασμού. Οι κόμβοι κατατάσσονται ανάλογα με την πλαστιμότητα ή την στροφική ικανότητα. Η κατάταξη αυτή είναι ένα μέτρο της ικανότητάς τους να αντιστέκονται σε πρόωρη τοπική αστάθεια και σε πρόωμη ψαθυρή αστοχία με ανάλογες επιπτώσεις στον τύπο καθολικής στατικής ανάλυσης που επιτρέπεται. Το πρακτικό ενδιαφέρον αυτής της κατάταξης των κόμβων είναι να ελέγχεται εάν μπορεί να πραγματοποιηθεί ελαστοπλαστική στατική ανάλυση του φορέα μέχρι τον σχηματισμό πλαστικού μηχανισμού κατάρρευσης στην κατασκευή, που σημαίνει τη δημιουργία σχετικών αρθρώσεων, τουλάχιστον σε μερικούς από τους κόμβους . Η κατάταξη αυτή των κόμβων ανάλογα με την πλαστιμότητα , μπορεί να καθοριστεί από τις γεωμετρικές και μηχανικές ιδιότητες των συστατικών τους .Έτσι όταν εφαρμόζεται πλαστικός σχεδιασμός , η κύρια χρήση της κατάταξης αυτής είναι η πρόβλεψη πιθανής ανάγκης να επιτραπεί ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης στον κόμβο, οπότε ο κόμβος πρέπει να διαθέτει επιπλέον επαρκή πλαστιμότητα.

### **Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας ( πλαστιμότητας ) στο σύνολο του δομήματος –Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού**

1. Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δομήμα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού , χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση , πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλάσιμη μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων , σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις ) .Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.
2. Στα μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα , μετελαστική απόκριση μπορεί

να προβλέπεται σε εφελκόμενες διαγώνιους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικές ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύδεσμοι με εκκεντρότητα)

3. Πιθανές ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων . Ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων , πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος . Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.
4. Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχηση των αντοχών των στοιχείων του φορέα . Συγκεκριμένα , η γενική μεθοδολογία του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η ακόλουθη
  - Σε όλες τις πιθανές και ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων εξασφαλίζεται επαρκής τοπική πλαστιμότητα (πλαστιμότητα καμπυλοτήτων για πλαισιακή λειτουργία ) και ο αντίστοιχος έλεγχος (κάμψη με ορθή δύναμη για πλαισιακή λειτουργία ) γίνεται με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό.
  - Προσδιορίζονται τα εντατικά μεγέθη ικανοτικού σχεδιασμού δηλαδή τα μεγέθη που προκύπτουν από τις συνθήκες ισορροπίας ενός στοιχείου ή ομάδας στοιχείων όταν στις πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων αναπτύσσεται η πιθανή ανώτατη τιμή πλάστιμης αντοχής ( υπεραντοχή ) . Με τα ικανοτικά αυτά μεγέθη γίνεται ο έλεγχος αποφυγής ψαθυρών μορφών αστοχίας σε όλα τα μέλη του φορέα που περιέχουν ή γειτνιάζουν με πλαστικές αρθρώσεις καθώς και ο έλεγχος πλάστιμων μορφών ( π.χ. κάμψη ) σε θέσεις που πρέπει να αποφευχθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων .
  - Σε πολυόροφα κτίρια λαμβάνονται μέτρα για την αποφυγή σχηματισμού "μηχανισμού ορόφου" δηλαδή συγκέντρωσης των πλαστικών παραμορφώσεων σε ένα μόνο όροφο.

#### **Αποφυγή σχηματισμού μηχανισμού ορόφου**

1. Όταν ένας φορέας , που αναλαμβάνει τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις , αποτελείται αποκλειστικά από πλαίσια , η αποφυγή σχηματισμού μηχανισμών ορόφου
2. γι την διεύθυνση ενός επιπέδου πλασίου μπορεί να υπολογίζεται από τη μέγιστη ροπή ενός υποστυλώματος  $M_{EC}$  , στην ίδια θέση και διεύθυνση , όπως προκύπτει από την ανάλυση για την σεισμική δράση , μέσω της σχέσης

$$M_{CD,c} = a_{CD} M_{EC}$$

Όπου ο άνωθεν συντελεστής κοινός για το υπερκείμενο και υποκείμενο υποστύλωμα είναι

$$\alpha_{CD} = \gamma_{Rd} \Sigma M_{Rd} / \Sigma M_{Eb}$$

$\Sigma M_{Rd}$  = είναι το άθροισμα τελικών ροπών αντοχής των δοκών του κόμβου του πλαισίου , με την φορά που ενεργοποιούνται από την σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή  $M_{Ec}$

$\Sigma M_{Eb}$  είναι το άθροισμα των ροπών των ίδιων δοκών όπως προκύπτουν από την ανάλυση για την ίδια σεισμική δράση που προκαλεί την ροπή  $M_{Ec}$

Η προσήμανση των ροπών δράσεων πρέπει να είναι συνεπής προς κοινή φορά δράσης στους πάνω τους πάνω στους κόμβους . Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων επιτρέπεται να γίνεται στις διατομές επαφής τους με το άνω και κάτω πέλμα της δοκού , με αντίστοιχη μείωση των ικανοτικών ροπών , βάσει των τεμνουσών δυνάμεων που θα προκύψουν .

μεγαλύτερη από το άθροισμα των ροπών που ασκούνται από το ζύγωμα , δηλ.

$$M_{Ec,1} > \Sigma M_{Eb}$$

η ροπή ικανοτικού σχεδιασμού θα λαμβάνεται από τη σχέση

$$M_{CD,c} = 1.40 M_{Ec} > M_{SC}$$
 η ροπή που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό .

Αν το υποστύλωμα ανήκει σε πλαίσιο και στην άλλη διεύθυνση , ο έλεγχος θα γίνεται για διαξονική κάμψη με την ικανοτική ροπή στην πρώτη διεύθυνση ενώ στην άλλη διεύθυνση εφαρμόζεται η ροπή που προκύπτει από τον σεισμικό συνδυασμό για τη διεύθυνση και φορά της σεισμικής δράσης στην οποία αντιστοιχεί η ικανοτική ροπή .

Στην περίπτωση αυτή θα πρέπει να γίνει ανάλογα και ο ικανοτικός έλεγχος στην διεύθυνση του άλλου πλαισίου.

### **Ειδικές απαιτήσεις για κτίρια από χάλυβα**

1. Πρέπει να προβλέπεται επαρκής υπεραντοχή των τμημάτων του φορέα που προορίζονται να παραμείνουν στην ελαστική περιοχή ώστε να εξασφαλίζεται ο περιορισμός της διαρροής στις περιοχές πλαστικών αρθρώσεων . Ο συντελεστής υπεραντοχής θα λαμβάνεται κατ'ελάχιστον ίσος με το λόγο του άνω προς το κάτω όριο των τιμών της τάσεως διαρροής και όχι μικρότερος από 1,20
2. Οι περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να διαθέτουν επαρκή αντοχή για την ανάληψη των δράσεων που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς . Επίσης πρέπει να εξασφαλίζεται ότι η διαρροή θα γίνει με τον

προβλεπόμενο πλάστιμο τρόπο ( εφελκυσμός του συνόλου της διατομής , διαρροή των πελμάτων σε κάμψη , διαρροή κορμού σε διάτμηση ).

3. Η διαμόρφωση των διατομών σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκή τοπική πλαστιμότητα .

### **Ελαχιστοποίηση αβεβαιοτήτων σεισμικής συμπεριφοράς**

#### *Διαμόρφωση του στατικού συστήματος*

1. Στη φάση σύνθεσης του στατικού συστήματος πρέπει να επιδιώκεται ελαχιστοποίηση των αβεβαιοτήτων της σεισμικής του συμπεριφοράς . Σαν γενική κατεύθυνση η μόρφωση του συστήματος πρέπει να στοχεύει στο μέγιστο εφικτό βαθμό απλότητας και κανονικότητας αλλά συγχρόνως και υπερστατικότητας του συστήματος ώστε να εξασφαλίζονται εναλλακτικοί δρόμοι στήριξης. Πρέπει ακόμα να αποφεύγονται δυσμενείς αλληλεπιδράσεις του φέροντα οργανισμού και του οργανισμού πλήρωσης .

α. Κατά τη διαμόρφωση του συστήματος σε κάτοψη

Διάταξη κατακόρυφων στοιχείων ( υποστυλωμάτων ή / και τοιχωμάτων) που να ελαχιστοποιεί την στρεπτική παραμόρφωση του κτιρίου .Αυτό επιτυγχάνεται με τη συμμετρική διάταξη των πιο άκαμπτων κατακόρυφων στοιχείων κοντά στην περίμετρο ,ή όπου αυτό δεν είναι δυνατόν , με τη διάταξη τοιχωμάτων παράλληλα και κοντά σε τρεις τουλάχιστον πλευρές της περιμέτρου.

β . Κατά την διαμόρφωση κατά ύψος

[ 1 ] Συνεχης και κανονική κατανομή της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων καθώς και των μαζών και των τοιχοπληρώσεων .Σε θέσεις έντονης μεταβολής (ασυνέχειας ) της ακαμψίας των κατακόρυφων στοιχείων ,πρέπει να εξασφαλίζεται η

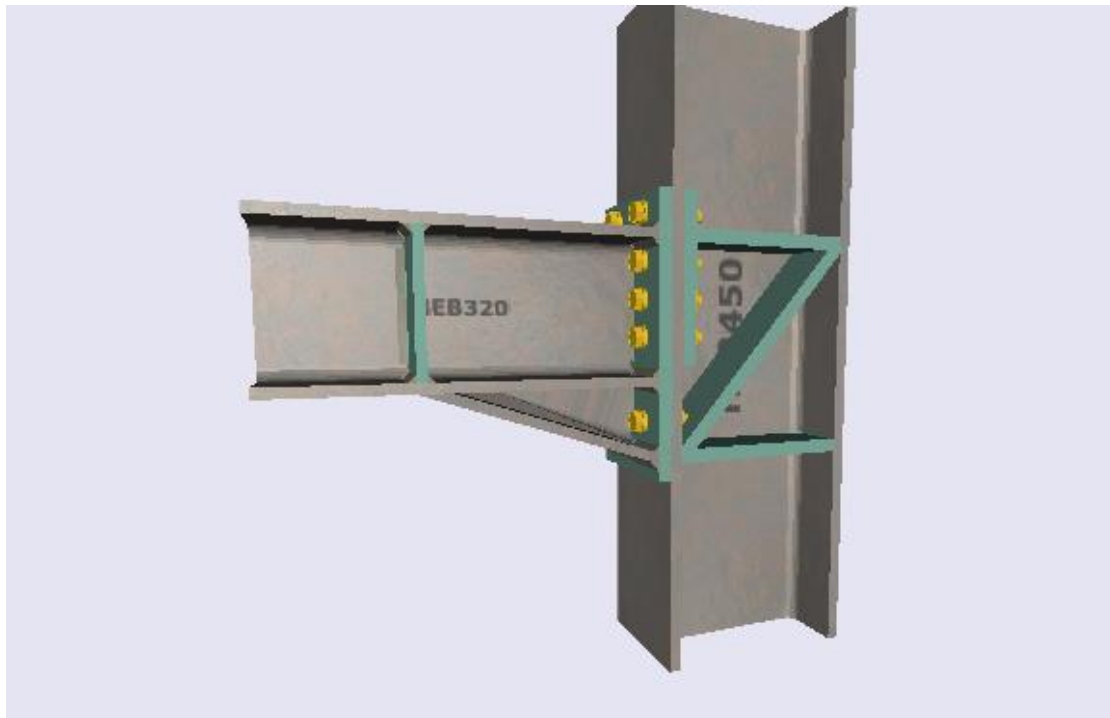
## 6.1 Μελέτη Σύνδεσης Ροπής Κύριας Δοκού Υποστυλώματος

### Σύνδεση Ροπής Δοκού Υποστυλώματος

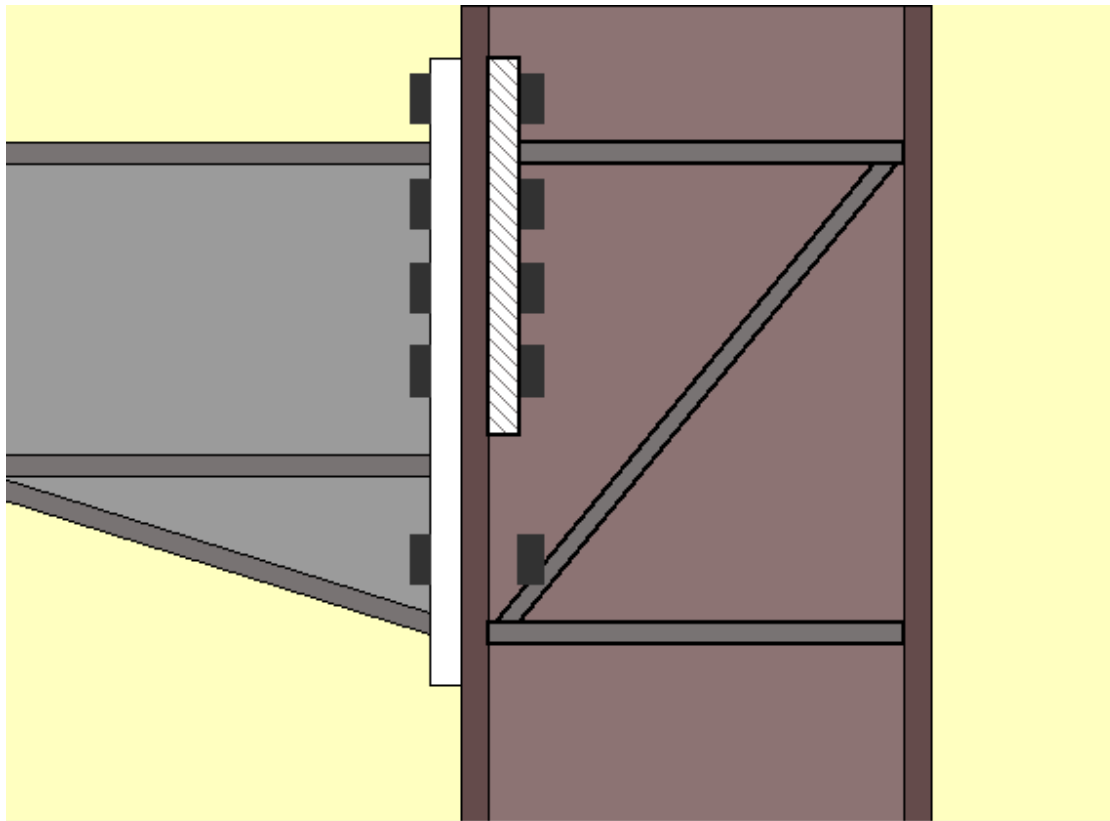
Γενικά Δεδομένα Σύνδεσης

Πρόσθετες παράμετροι-1	Πρόσθετες παράμετροι-2	Βελτιστοποίηση
<b>Γενικά δεδομένα σύνδεσης</b>	<b>Δεδομένα Κοχλιών</b>	
Στύλος HEB450	<input type="checkbox"/> Flange Butt Welds	<input type="checkbox"/> Ενισχ. έλασμα κορμού
Δοκός HEB320	Πάχος ραφής Af 11	
Χάλυβας S235	Πάχος ραφής 11	
	Μήκος δοκού 6000	
	<input type="checkbox"/> Γωνία / Κλίση %	
	Γωνία(deg) 0,00	
<input type="checkbox"/> Συγκολλητός στύλος	<input checked="" type="checkbox"/> Δύο δοκοί	
<input type="checkbox"/> Συγκολλητή Δοκός	<input checked="" type="checkbox"/> Αμετάθετο πλαίσιο	
<input checked="" type="checkbox"/> Έλεγχος κορμού και πέλματος της δοκού σε θλίψη		
<input checked="" type="checkbox"/> Ικανοτικός Σχεδιασμός Συγκολλήσεων		
<input type="checkbox"/> Τελευταία στάθμη		
<input checked="" type="checkbox"/> Ενισχυτικά Ελάσματα		
<input checked="" type="checkbox"/> Πάνω	Πλάτος 143	
<input checked="" type="checkbox"/> Διαγώνια.	Πάχος 30	
<input checked="" type="checkbox"/> Κάτω		
<input checked="" type="checkbox"/> Ενίσχυση κόμβου		
Ύψος 160	Μήκος 480	
<input checked="" type="checkbox"/> Stiffener	Πλήρους μήκους	

**Υλοποίηση Σύνδεσης Ροπής Κύριας Δοκού ΗΕΒ 320 Υποστυλώματος ΗΕΒ 450**



Πρόσωση Σύνδεσης Κύριας Δοκού ΗΕΒ 320 Με το Υποστύλωμα ΗΕΒ450



### Αποτελέσματα Ελέγχων Πρώτης Σειράς Κοχλιών

Αποτελέσματα Δυσκαμψίας	Αποτελέσματα Αντοχής	M-Φ Διάγραμμα	M/Mrd,b-Φ Διάγραμμα	Αλληλεπίδραση M-N	Αντοχή Συγκόλλησης	Ft,i (My)
<p>Σειρά κοχλιών No</p> <p>Κορμός υποστυλώματος σε τέμνουσα <math>V_{wp}, R_d</math> (kN)</p> <p>Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη <math>F_{c,wc}, R_d</math> (kN)</p> <p>Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη <math>F_{c,fb}, R_d</math> (kN)</p> <p>Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό <math>F_{t,wc}, R_d</math> (kN)</p> <p>Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη <math>F_{t,fc}, R_d</math> (kN)</p> <p><b>Μετωπική πλάκα σε κάμψη <math>F_{t,ep}, R_d</math> (kN)</b></p> <p>Κορμός δοκού σε εφελκυσμό <math>F_{t,wb}, R_d</math> (kN)</p> <p><b>Τελική αντοχή σειράς κοχλιών <math>F_{ti}, R_d</math> (kN)</b></p>		<p><b>My</b></p> <p>Row (=) 1</p> <p>-</p> <p>1728,617</p> <p>-</p> <p>723,058 <b>Fm:2</b></p> <p>696,493 <b>Fm:2</b></p> <p>-</p> <p>696,493</p>		<p><b>Mz</b></p> <p>Row (=)</p> <p>Column (I)</p>		
<p><b>Αντοχή 1M27 - 12,9</b></p> <p>Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα 220,320</p> <p>Αντοχή κοχλία σε σύνθλιψη άντυγος 224,640</p> <p>Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό 396,576</p>		<p><b>Αντοχή σε τέμνουσα για κάθε σειρά κοχλιών</b></p> <p>Σειρά No 1 164,254 <b>Vz</b></p> <p>Σειρά No 1 <b>Vy</b></p>				
<p><b>Ροπή αντοχής</b></p> <p>My,Rd -741.31</p> <p>My,Sd -180.00</p>		<p>Mz,Rd</p> <p>Mz,Sd</p>		<p><b>Αξονική αντοχή</b></p> <p>Nx,Rd -3593.87</p> <p>Nx,Sd -40.00</p>		
<p><b>Τέμνουσα αντοχής</b></p> <p>Vz,Rd 768.56</p> <p>Vz,Sd 170.00</p>		<p>Vy,Rd</p> <p>Vy,Sd</p>				

## Αποτελέσματα Ελέγχων Δεύτερης Σειράς Κοχλιών

Αποτελέσματα Δυσκαμψίας	Αποτελέσματα Αντοχής	M-Φ Διάγραμμα	M/Mrd,b-Φ Διάγραμμα	Αλληλεπίδραση M-N	Αντοχή Συγκόλλησης	Ft,i (My)
<p>Σειρά κοχλιών No</p> <p>Κορμός υποστυλώματος σε τέμνουσα <math>V_{wp},R_d</math> (kN)</p> <p>Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη <math>F_c,w,c,R_d</math> (kN)</p> <p>Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη <math>F_c,f,b,R_d</math> (kN)</p> <p>Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό <math>F_t,w,c,R_d</math> (kN)</p> <p><b>Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη <math>F_t,f,c,R_d</math> (kN)</b></p> <p>Μετωπική πλάκα σε κάμψη <math>F_t,e,r,R_d</math> (kN)</p> <p>Κορμός δοκού σε εφελκυσμό <math>F_t,w,b,R_d</math> (kN)</p> <p><b>Τελική αντοχή σειράς κοχλιών <math>F_{ti},R_d</math> (kN)</b></p>		<p><b>My</b></p> <p>Row (=) 2</p> <p>-</p> <p>1032,124</p> <p>-</p> <p>723,058 <b>Fm:2</b></p> <p>793,152 <b>Fm:3</b></p> <p>879,664</p> <p>723,058</p>		<p><b>Mz</b></p> <p>Row (=)</p> <p>Column (I)</p>		
<p><b>Αντοχή 1M27 - 12,9</b></p> <p>Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα 220,320</p> <p>Αντοχή κοχλία σε σύνθλιψη άντυγος 224,640</p> <p>Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό 396,576</p>		<p><b>Αντοχή σε τέμνουσα για κάθε σειρά κοχλιών</b></p> <p>Σειρά No 1 164,254 <b>Vz</b></p> <p>Σειρά No 1 <b>Vy</b></p>				
<p><b>Ροπή αντοχής</b></p> <p>My,Rd -741.31</p> <p>My,Sd -180.00</p>		<p>Mz,Rd</p> <p>Mz,Sd</p>		<p><b>Αξονική αντοχή</b></p> <p>Nx,Rd -3593.87</p> <p>Nx,Sd -40.00</p>		
<p><b>Τέμνουσα αντοχής</b></p> <p>Vz,Rd 768.56</p> <p>Vz,Sd 170.00</p>		<p>Vy,Rd</p> <p>Vy,Sd</p>				

## Αποτελέσματα Ελέγχου Τρίτης Σειράς Κοχλιών

Αποτελέσματα Δυσκαμψίας	Αποτελέσματα Αντοχής	M-Φ Διάγραμμα	M/Mrd,b-Φ Διάγραμμα	Αλληλεπίδραση M-N	Αντοχή Συγκόλλησης	Ft,i (My)
<p>Σειρά κοχλιών No</p> <p>Κορμός υποστυλώματος σε τέμνουσα <math>V_{wp},R_d</math> (kN)</p> <p>Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη <math>F_c,w,c,R_d</math> (kN)</p> <p>Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη <math>F_c,f,b,R_d</math> (kN)</p> <p><b>Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό <math>F_t,w,c,R_d</math> (kN)</b></p> <p>Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη <math>F_t,f,c,R_d</math> (kN)</p> <p>Μετωπική πλάκα σε κάμψη <math>F_t,e,r,R_d</math> (kN)</p> <p>Κορμός δοκού σε εφελκυσμό <math>F_t,w,b,R_d</math> (kN)</p> <p><b>Τελική αντοχή σειράς κοχλιών <math>F_{ti},R_d</math> (kN)</b></p>		<p><b>My</b></p> <p>Row (=) 3</p> <p>-</p> <p>309,067</p> <p>160,110</p> <p>429,725 <b>Fm:2</b></p> <p>496,836 <b>Fm:2</b></p> <p>285,600</p> <p>160,110</p>		<p><b>Mz</b></p> <p>Row (=)</p> <p>Column (I)</p>		
<p><b>Αντοχή 1M27 - 12,9</b></p> <p>Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα 220,320</p> <p>Αντοχή κοχλία σε σύνθλιψη άντυγος 224,640</p> <p>Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό 396,576</p>		<p><b>Αντοχή σε τέμνουσα για κάθε σειρά κοχλιών</b></p> <p>Σειρά No 1 164,254 <b>Vz</b></p> <p>Σειρά No 1 <b>Vy</b></p>				
<p><b>Ροπή αντοχής</b></p> <p>My,Rd -741.31</p> <p>My,Sd -180.00</p>		<p>Mz,Rd</p> <p>Mz,Sd</p>		<p><b>Αξονική αντοχή</b></p> <p>Nx,Rd -3593.87</p> <p>Nx,Sd -40.00</p>		
<p><b>Τέμνουσα αντοχής</b></p> <p>Vz,Rd 768.56</p> <p>Vz,Sd 170.00</p>		<p>Vy,Rd</p> <p>Vy,Sd</p>				

## Αποτελέσματα Ελέγχου Τέταρτης Σειράς Κοχλιών



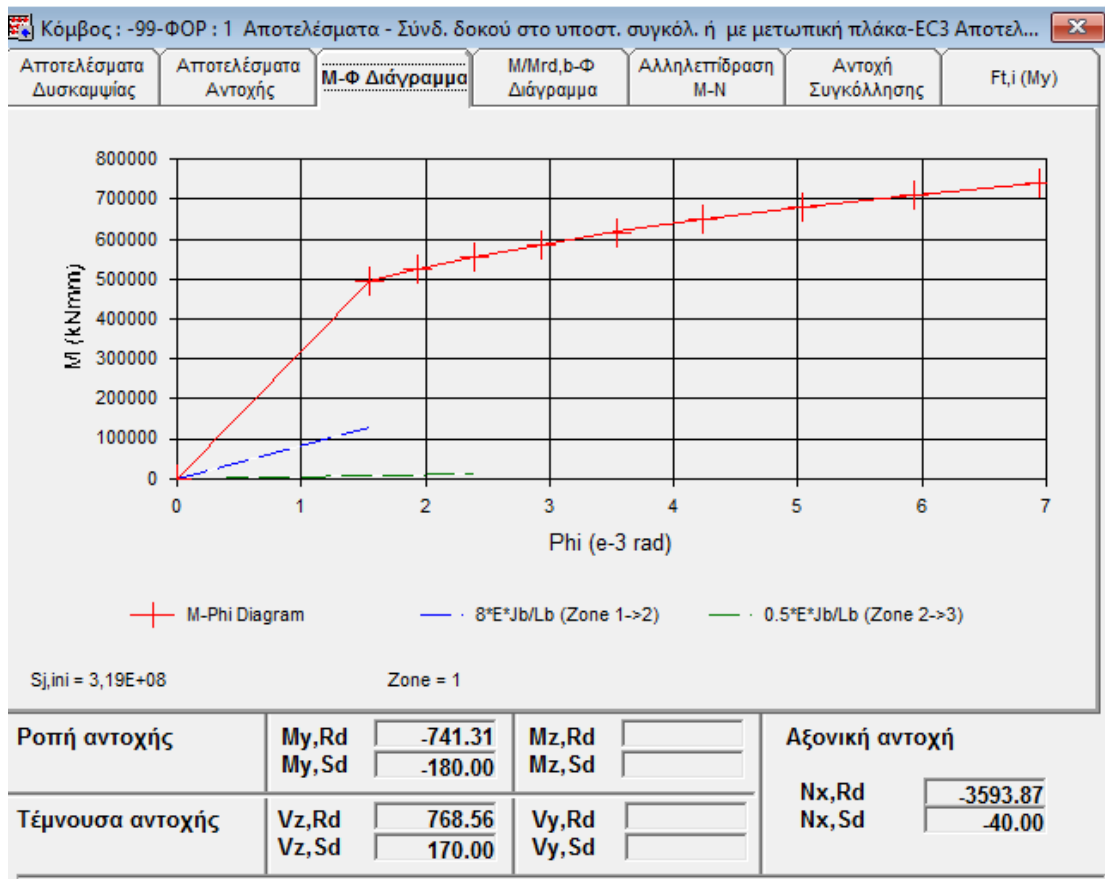
Αποτελέσματα Δυσκαμψίας	Αποτελέσματα Αντοχής	M-Φ Διάγραμμα	M/Mrd,b-Φ Διάγραμμα	Αλληλεπίδραση M-N	Αντοχή Συγκόλλησης	Ft,i (My)
Σειρά κοχλιών No Κορμός υποστυλώματος σε τέμνουσα Vwp,Rd (kN) Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη Fc,wc,Rd (kN) <b>Πέλα και κορμός δοκού σε θλίψη Fc,fb,Rd (kN)</b> Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό Ft,wc,Rd (kN) Πέλα υποστυλώματος σε κάμψη Ft,fc,Rd (kN) Μετωπική πλάκα σε κάμψη Ft,fp,Rd (kN) Κορμός δοκού σε εφελκυσμό Ft,wb,Rd (kN) <b>Τελική αντοχή σειράς κοχλιών Ft,i,Rd (kN)</b>				<b>My</b> Row (=) 4 - 148,957 214,300 667,120 <b>Fm:2</b> 697,241 <b>Fm:1</b> 407,415 <b>148,957</b>	<b>Mz</b> Row (=) Column (I)	
<b>Αντοχή 1M27 - 12,9</b> Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα 220,320 Αντοχή κοχλία σε σύνθλιψη άντυγος 224,640 Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό 396,576		<b>Αντοχή σε τέμνουσα για κάθε σειρά κοχλιών</b> Σειρά No 1 164,254 <b>Vz</b> Σειρά No 1 <b>Vy</b>				
<b>Ροπή αντοχής</b> My,Rd -741.31 My,Sd -180.00		<b>Μz,Rd</b> <b>Μz,Sd</b>		<b>Αξονική αντοχή</b> Nx,Rd -3593.87 Nx,Sd -40.00		
<b>Τέμνουσα αντοχής</b> Vz,Rd 768.56 Vz,Sd 170.00		<b>Vy,Rd</b> <b>Vy,Sd</b>				

## Δρώσα Εφελκυστική Δύναμη Ανά Σειρά Κοχλία

### Δρώσα Εφελκυστική Ανά Σειρά Κοχλία

Αποτελέσματα Δυσκαμψίας	Αποτελέσματα Αντοχής	M-Φ Διάγραμμα	M/Mrd,b-Φ Διάγραμμα	Αλληλεπίδραση M-N	Αντοχή Συγκόλλησης	Ft,i (My)
		CWS = Κορμός υποστυλώματος σε τέμνουσα Vwp,Rd (kN) CWC = Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη Fc,wc,Rd (kN) BFWC = Πέλα και κορμός δοκού σε θλίψη Fc,fb,Rd (kN) CWT = Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό Ft,wc,Rd (kN) CFB = Πέλα υποστυλώματος σε κάμψη Ft,fc,Rd (kN) EPB = Μετωπική πλάκα σε κάμψη Ft,fp,Rd (kN) BWT = Κορμός δοκού σε εφελκυσμό Ft,wb,Rd (kN)				
<b>Ροπή αντοχής</b> My,Rd -741.31 My,Sd -180.00		<b>Μz,Rd</b> <b>Μz,Sd</b>		<b>Αξονική αντοχή</b> Nx,Rd -3593.87 Nx,Sd -40.00		
<b>Τέμνουσα αντοχής</b> Vz,Rd 768.56 Vz,Sd 170.00		<b>Vy,Rd</b> <b>Vy,Sd</b>				

## Διάγραμμα Δυσκαμψίας Σύνδεσης



## 6.2 Μελέτη Αρθρωτής Σύνδεσης Κυριας Δοκού HEB 320 Υποσυλώματος HEB 450

Δεδομένα Σύνδεσης

Δεδ. Σύνδεσης

Κοχλίες / Γωνιακά

Στοιχεία κοχλιών

Συγκολλητή στην δευτ. δοκό

Δεδομένα Κοχλιών (Στύλος)

Τύπος Κοχλία: M18   Αριθμός Σειρών: 3

Ποιότητα Κοχλία: 8.8   Αριθμός Σηλών: 2

Επίπεδο Διάτμησης

Απόσταση e1: 40   Απόσταση e2: 40

Απόστ. μεταξύ Σειρών P1: 60   Απόστ. μεταξύ Σηλών P2: 80

Δεδομένα Κοχλιών (Δευτερ. Δοκός)

Τύπος Κοχλία: M18   Αριθμός Σειρών: 3

Ποιότητα Κοχλία: 8.8   Αριθμός Σηλών: 2

Επίπεδο Διάτμησης

Απόσταση e1: 40   Απόσταση e2: 40

Απόστ. μεταξύ Σειρών P1: 60   Απόστ. μεταξύ Σηλών P2: 80

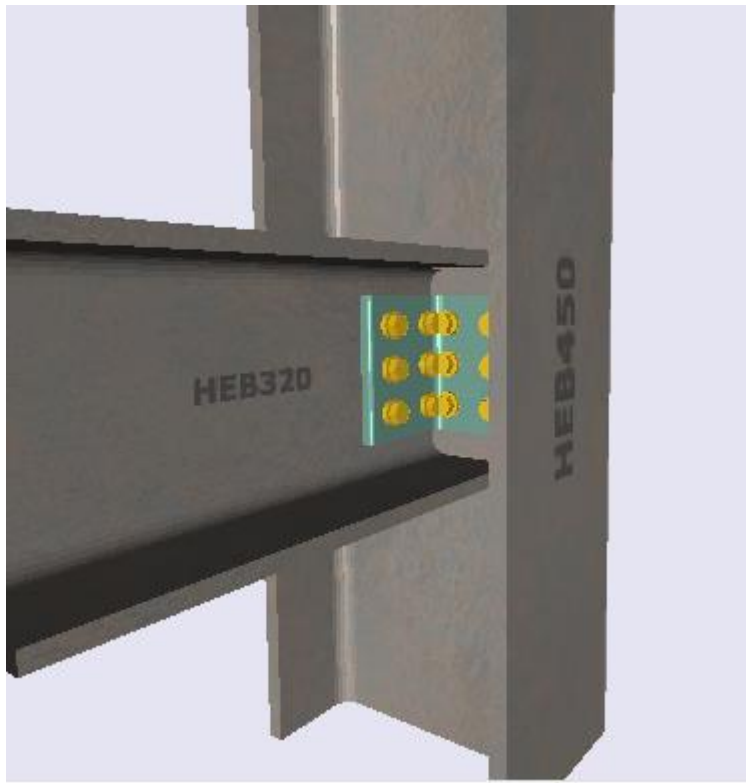
Δεδομένα γωνιακών ελασμάτων

Ελασμα αντί Γωνιακού

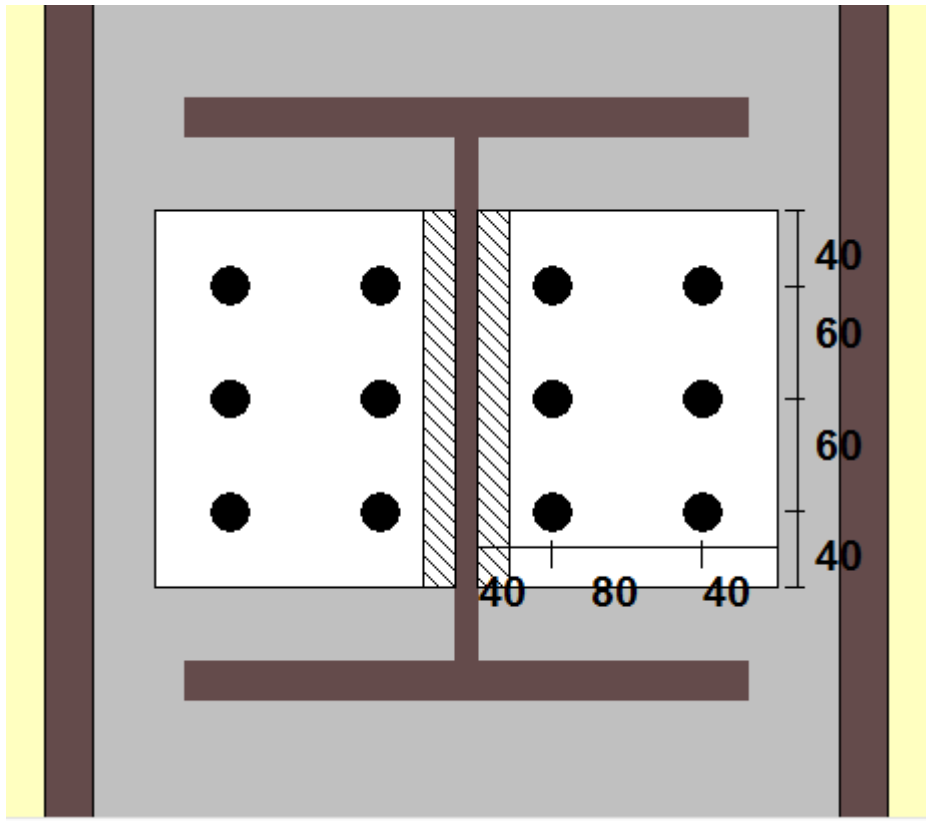
Αριθμός Γωνιακών Ελ. ή ελασμάτων σύνδεσης: 2

H = 160  
B = 160  
t = 17  
W1 = 0  
W2 = 0  
W3 = 0  
A = 5180,00  
r1 = 17  
min(H-2c) = 225  
Μήκος = 200  
L160x17

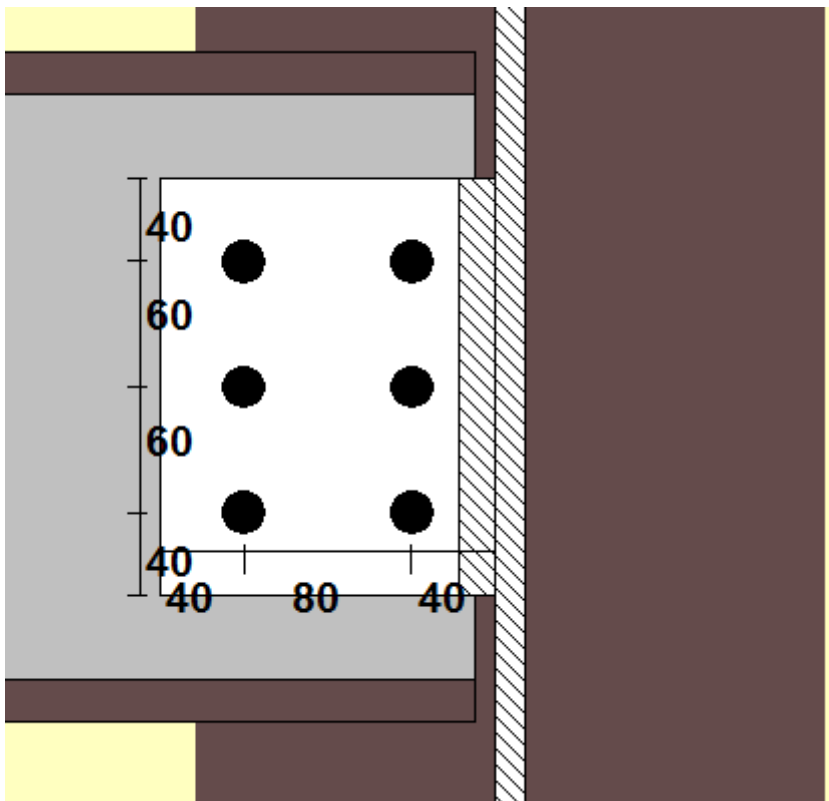
## Υλοποίηση Σύνδεσης



## Πλάγια Όψη



Πρόσοψη



Αποτελέσματα Ελέγχων Δευτερεύουσας Δοκού

Δευτερ. Δοκός	Κύριο Μέλος		Αποτελέσματα βραχέων - T	Συγκολλήσεις	
Αντοχή Δοκού			Αντοχή Κοχλιών		
Αποτελέσματα για:	Καθ. Διατ.	Απότμ.	Αντοχή κοχλία σε Διάτμηση	152,06	
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vz)	697,75	-	Μέγ. Εφαρμ. Τέμν. στον κοχλία	78,26	
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vz)	182,00	-	Εκμετάλλευση του Κοχλία σε συνδυασμό Αξονικής και Τέμνουσας	0,51	
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vy)	697,75	-	Αντοχή Ελάσματος / Γωνιακού ΕΛ.		
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vy)	25,00	-	Αντ. του γωνιακού σε Διάτμηση	Ισχυρός Αέονας	Ασθενής Αέονας
Αντοχή της δοκού σε Ροπή(My)	453,55	-	Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα	461,30	461,30
Μέγιστη εφαρμ. Ροπή(My)	14,56	-	Αντοχή του γωνιακού σε Ροπή	91,00	25,00
Αντοχή της δοκού σε Ροπή(Mz)	144,76	-	Μέγιστη εφαρμ. Ροπή	21,95	7,64
Μέγιστη εφαρμ. Ροπή(Mz)	2,00	-	Αντοχή του ελάσματος σε αξονική	6,89	1,00
Αντοχή της δοκού σε Αξονική	3783,50	-	Μέγιστη Αξονική	799,00	
Μέγιστη Αξονική	118,00	-	Μέγιστη Αξονική	59,00	
Συντελ. αλληλεπίδρασης(M+N+V)	0,08	0,00	Συντελ. αλληλεπίδρασης(M+N+V)	0,52	
Συντελ. αλληλεπίδρασης(Vz+Vy)	0,30		Συντελ. αλληλεπίδρασης(Vz+Vy)	0,25	
	Vz	Nx		Vz	Nx
Αντοχή της δοκού σε Απόσχιση	-	-	Αντοχή του Ελάσματος σε Απόσχιση	498,52	806,85
Δύναμη Απόσχισης	-	-	Δύναμη Απόσχισης	91,00	59,00
Αντοχή Δοκού σε Σ. Αντυγος	111,78	149,04	Αντοχή του Ελάσματος σε Σ. Αντυγος	293,76	293,76
Δύναμη στην Αντυγα	54,60	16,73	Δύναμη στην Αντυγα	54,60	16,73

### Αποτελέσματα Ελέγχου Κύριας Δοκού

Δευτερ. Δοκός	Κύριο Μέλος		Αποτελέσματα βραχέων - T	Συγκολλήσεις	
Αντοχή Δοκού			Αντοχή Κοχλιών		
Αποτελέσματα για:			Αντοχή κοχλία σε Διάτμηση	76,03	
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vz)	-		Μέγ. Εφαρμ. Τέμν. στον κοχλία	15,73	
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vz)	-		Εκμετάλλευση του Κοχλία σε συνδυασμό Αξονικής και Τέμνουσας	0,27	
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vy)	1081,08		Αντοχή Ελάσματος / Γωνιακού ΕΛ.	Strong	Weak
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vy)	8,33		Αντ. του γωνιακού σε Διάτμηση	461,30	461,30
			Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα	91,00	118,00
			Αντοχή του γωνιακού σε Ροπή	15,74	1,58
			Μέγιστη εφαρμ. Ροπή	0,50	0,00
			Αντοχή του ελάσματος σε αξονική	616,90	
			Μέγιστη Αξονική	25,00	
			Συντελ. αλληλεπίδρασης(M+N+V)	0,07	
			Συντελ. αλληλεπίδρασης(Vz+Vy)	0,45	
	Vz	Vy		Vz	Vy
Αντοχή της δοκού σε Απόσχιση	-	-	Αντοχή του Ελάσματος σε Απόσχιση	498,52	806,85
Δύναμη Απόσχισης	-	-	Δύναμη Απόσχισης	91,00	25,00
Αντοχή Δοκού σε Σ. Αντυγος	136,08	181,44	Αντοχή του Ελάσματος σε Σ. Αντυγος	146,88	146,88
Δύναμη στην Αντυγα	15,17	4,17	Δύναμη στην Αντυγα	15,17	4,17

### Μελέτη Σύνδεσης Δευτ. Δοκού IPE 220 με Υποσύλωμα HEB 450

ΔΕΔΟΜΕΝΑ-Σύνδεση Δοκού σε Στύλο με Γωνιακά ΕΛ. Πέλματος-EC3

Δεδ. Σύνδεσης

Στοιχεία κοχλιών

Συγκολλητή στην δευτ. δοκό

Δεδομένα Κοχλιών (Στύλος)

Τύπος Κοχλία: M12  
 Ποιότητα Κοχλία: 8.8  
 Αριθμός Σειρών: 3  
 Αριθμός Σηλών: 2

Επίπεδο Διάτμησης

Απόσταση e1: 40  
 Απόστ. μεταξύ Σειρών P1: 40  
 Απόσταση e2: 40  
 Απόστ. μεταξύ Σηλών P2: 60

Δεδομένα Κοχλιών (Δευτερ. Δοκός)

Τύπος Κοχλία: M12  
 Ποιότητα Κοχλία: 8.8  
 Αριθμός Σειρών: 3  
 Αριθμός Σηλών: 2

Επίπεδο Διάτμησης

Απόσταση e1: 40  
 Απόστ. μεταξύ Σειρών P1: 40  
 Απόσταση e2: 40  
 Απόστ. μεταξύ Σηλών P2: 60

Κοχλίες / Γωνιακά

Δεδομένα γωνιακών ελασμάτων

Ελασμα αντί Γωνιακού

Αριθμός Γωνιακών ΕΛ. ή ελασμάτων σύνδεσης: 2

H = 140  
 B = 140  
 t = 13  
 W1 = 0  
 W2 = 0  
 W3 = 0  
 A = 3500,00  
 r1 = 15  
 min(H-2c) = 177  
 Μήκος = 160

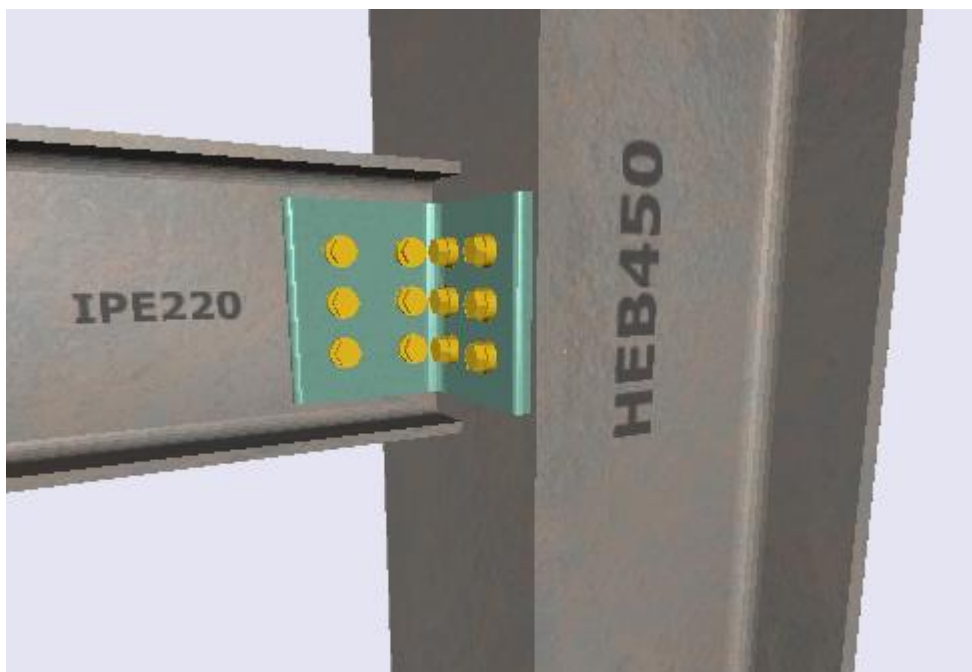
L140x13

Αυτόματη Κατανομή Κοχλιών

Καταν. Κοχλιών    Επιλογές

Εφαρμογή    Undo    Εξοδος

## Υλοποίηση Σύνδεσης



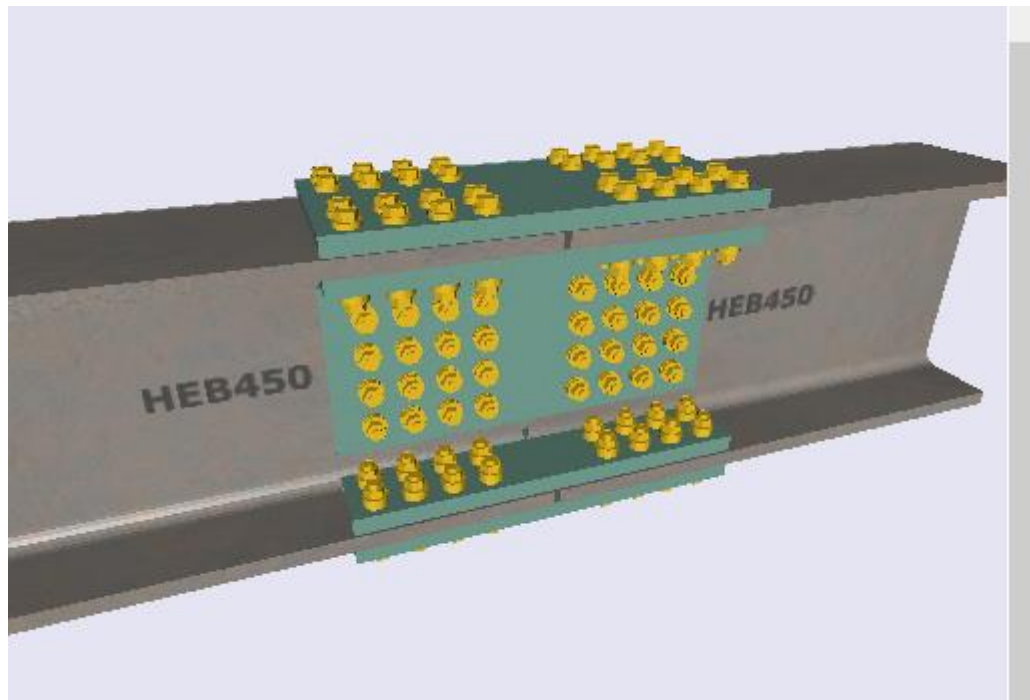
## Αποτελέσματα Ελέγχου Δευτερεύουσας Δοκού

Δευτερ. Δοκός	Κύριο Μέλος		Αποτελέσματα βραχέων - T		Συγκολλήσεις	
<b>Αντοχή Δοκού</b>						
Αποτελέσματα για:						
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vz)	215,87	-	Αντοχή Κοχλιών		64,74	
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vz)	90,00	-	Αντοχή κοχλία σε Διάτμηση		40,70	
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vy)	215,87	-	Μέγ. Εφαρμ. Τέμν. στον κοχλία		0,63	
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vy)	50,00	-	Εκμετάλλευση του Κοχλία σε συνδυασμό Αξονικής και Τέμνουσας		0,63	
Αντοχή της δοκού σε Ροπή(My)	59,22	-	<b>Αντοχή Ελάσματος / Γωνιακού ΕΛ.</b>			
Μέγιστη εφαρμ. Ροπή(My)	6,30	-	Αντ. του γωνιακού σε Διάτμηση	Ισχυρός Αξονας	282,21	282,21
Αντοχή της δοκού σε Ροπή(Mz)	8,77	-	Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα	45,00	50,00	
Μέγιστη εφαρμ. Ροπή(Mz)	3,50	-	Αντοχή του γωνιακού σε Ροπή	11,65	3,03	
Αντοχή της δοκού σε Αξονική	784,90	-	Μέγιστη εφαρμ. Ροπή	3,10	1,75	
Μέγιστη Αξονική	30,00	-	Αντοχή του ελάσματος σε αξονική	488,80		
Συντελ. αλληλεπίδρασης(M+N+V)	0,54	0,00	Μέγιστη Αξονική	15,00		
Συντελ. αλληλεπίδρασης(Vz+Vy)	0,65		Συντελ. αλληλεπίδρασης(M+N+V)	0,87		
			Συντελ. αλληλεπίδρασης(Vz+Vy)	0,34		
	Vz	Nx		Vz	Nx	
Αντοχή της δοκού σε Απόσχιση	-	-	Αντοχή του ελάσματος σε Απόσχιση	317,20	486,15	
Δύναμη Απόσχισης	-	-	Δύναμη Απόσχισης	45,00	15,00	
Αντοχή Δοκού σε Σ. Αντυγος	39,54	50,98	Αντοχή του Ελάσματος σε Σ. Αντυγος	174,24	224,64	
Δύναμη στην Αντυγα	31,02	16,36	Δύναμη στην Αντυγα	31,02	16,36	

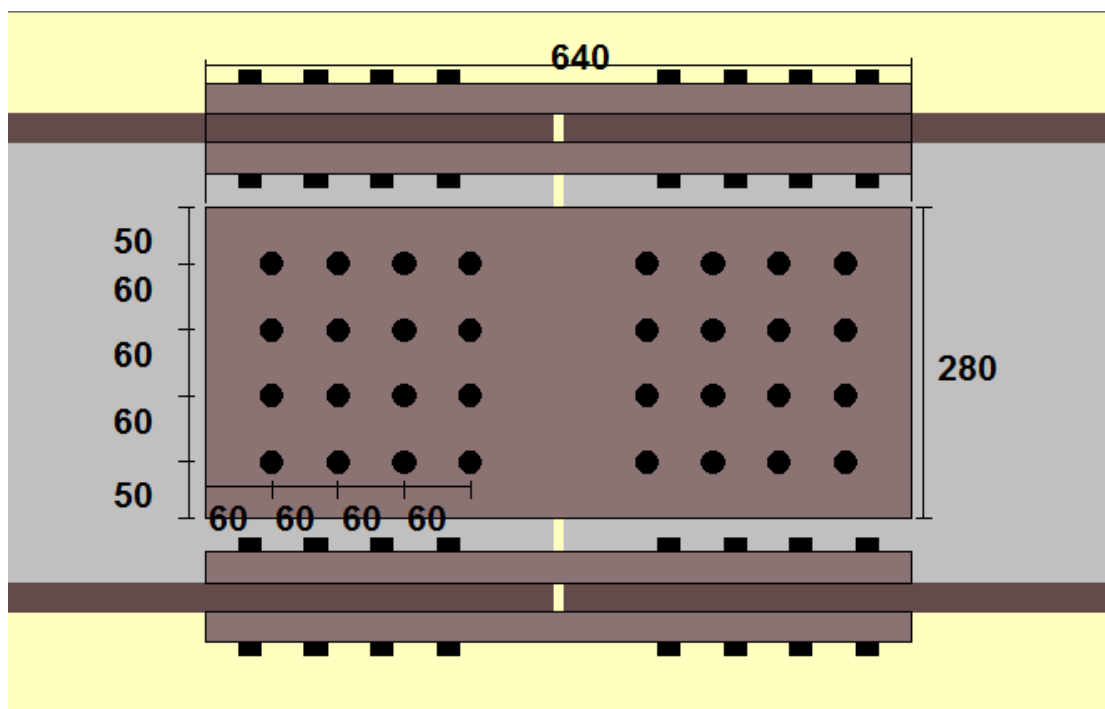
## Αποτελέσματα Ελέγχου Κύριας Δοκού

Δευτερ. Δοκός	Κύριο Μέλος		Αποτελέσματα βραχέων - T		Συγκολλήσεις	
<b>Αντοχή Δοκού</b>						
Αποτελέσματα για:						
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vz)	-		Αντοχή Κοχλιών		32,37	
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vz)	-		Αντοχή κοχλία σε Διάτμηση		11,21	
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vy)	1058,28		Μέγ. Εφαρμ. Τέμν. στον κοχλία		0,38	
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vy)	16,67		Εκμετάλλευση του Κοχλία σε συνδυασμό Αξονικής και Τέμνουσας		0,38	
			<b>Αντοχή Ελάσματος / Γωνιακού ΕΛ.</b>			
			Αντ. του γωνιακού σε Διάτμηση	Strong	282,21	282,21
			Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα	45,00	30,00	
			Αντοχή του γωνιακού σε Ροπή	8,49	0,80	
			Μέγιστη εφαρμ. Ροπή	0,64	0,00	
			Αντοχή του ελάσματος σε αξονική	407,72		
			Μέγιστη Αξονική	50,00		
			Συντελ. αλληλεπίδρασης(M+N+V)	0,20		
			Συντελ. αλληλεπίδρασης(Vz+Vy)	0,27		
	Vz	Vy		Vz	Vy	
Αντοχή της δοκού σε Απόσχιση	711,62	441,46	Αντοχή του Ελάσματος σε Απόσχιση	317,20	486,15	
Δύναμη Απόσχισης	90,00	50,00	Δύναμη Απόσχισης	45,00	50,00	
Αντοχή Δοκού σε Σ. Αντυγος	93,82	120,96	Αντοχή του Ελάσματος σε Σ. Αντυγος	87,12	112,32	
Δύναμη στην Αντυγα	7,50	8,33	Δύναμη στην Αντυγα	7,50	8,33	

### 6.3 Μελέτη αποκατάστασης Συνέχειας Υποστυλώματος ΗΕΒ 450

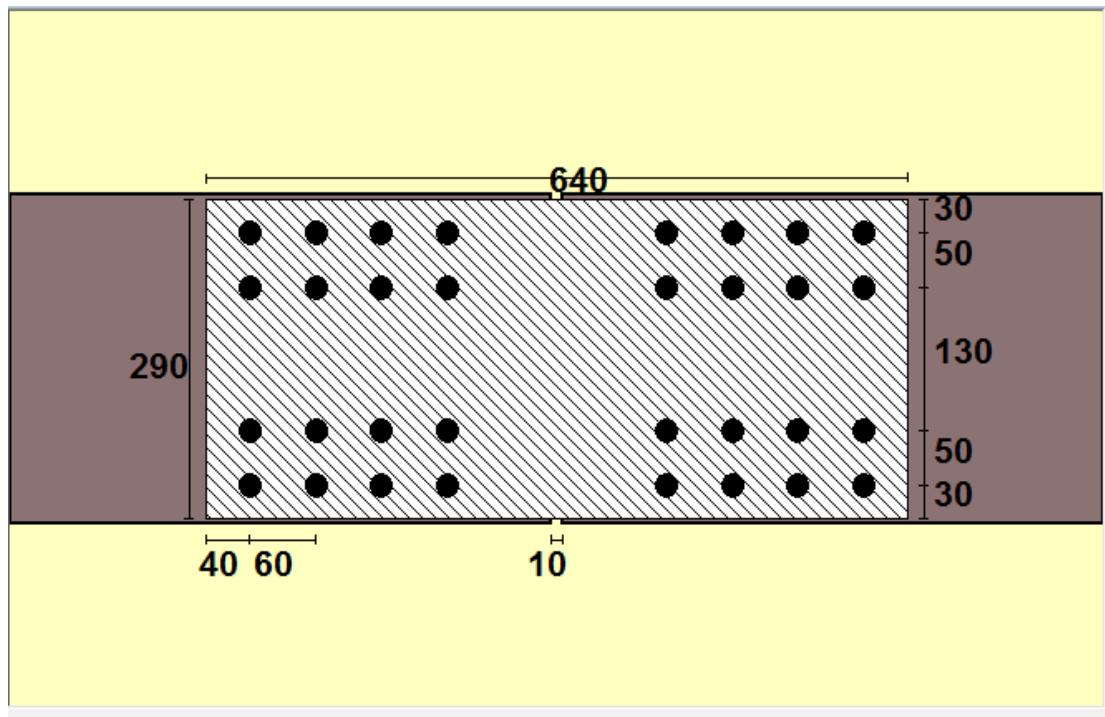


Πρόσοψη Σύνδεσης Αποκατάστασης Συνέχειας

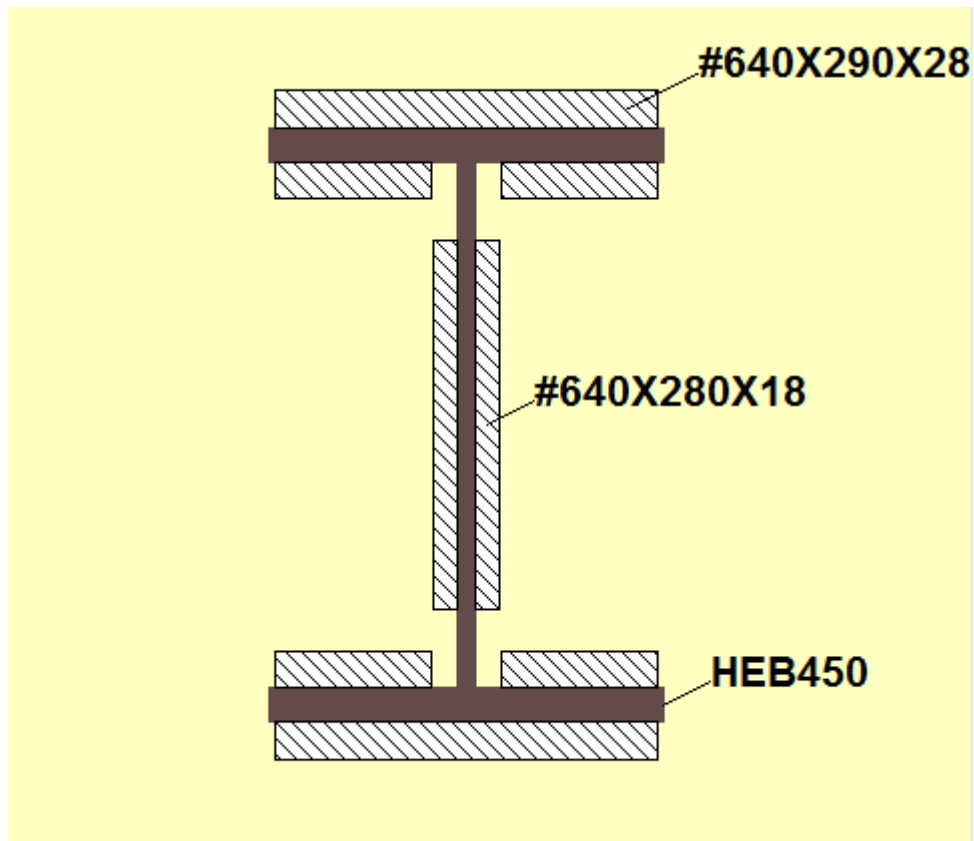




### Κάτοψη Σύνδεσης Αποκατάστασης Συνέχειας



### Γεωμετρία Ελασμάτων Αποκατάστασης Συνέχειας



Αποτελέσματα Ελέγχων Διατομής Αποκατάστασης Συνέχειας

Κόμβος : -99-ΦΟΡ : -99 Αποτελέσματα - Αποκατάσταση Συνέχειας Μέλους-EC3		
<b>Εντατικά Μεγέθη</b>		
Ροπή		420,00
Τέμνουσα		180,00
Αξονική		-1554,80
<b>Αντοχή της διατομής της δοκού</b>		
Τάξη		1
Mrd		832,14
Vrd		1081,08
Nrd		5123,00
<b>Έλασμα Πέλματος</b>		
Αντοχή του κοχλία σε τέμνουσα		152,06
Αντ. Κοχ. Σε Σύνθλ. Αντυγος		161,74
Αντοχή κοχλιών σε τέμνουσα		2433,02
Μέγιστη εφαρμ. τέμνουσα		1501,21
Αντ. Ελάσμ. σε Εφελκυσμό		1524,10
Μέγ. Εφελκ. Δύν. στο Ελασμα		900,20
<b>Έλασμα Κορμού</b>		
Αντοχή του κοχλία σε τέμνουσα		152,06
Αντ. Κοχ. Σε Σύνθλ. Αντυγος		136,08
Ελάχ. Αντ. Κοχλία σε Τέμνουσα		136,08
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα κοχλία		70,80
Αντ. Κοχ. Σε Σύνθλ. Αντυγος-(Nκ)		136,08
Ελάχ. Αντ. Κοχλία σε Τέμνουσα		136,08
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα κοχλία		-25,28
Αντ. Ελάσματος σε Διάτμηση		1367,63
Αντ. Ελάσματος σε Απτόσχιση		1367,63
Αντ. Δοκού σε Απτόσχιση		854,77
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα		180,00

## 6.4 Μελέτη Θεμελίωσης Υποστυλώματος ΗΕΒ 450

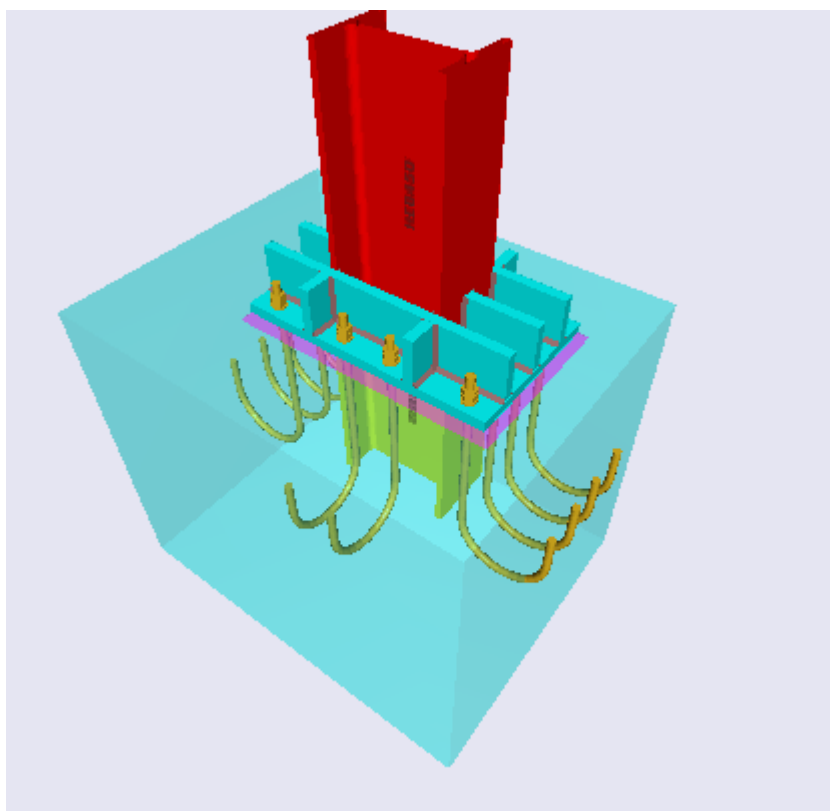
### Συστατικά Μέρη Θεμελίωσης

1. Υποσύλωμα ΗΕΒ 450
2. Μετωπική πλάκα  $H=100\text{mm}$   $B=600\text{mm}$   $t=40\text{mm}$
3. Θεμέλιο : Μήκος  $1800\text{mm}$  Πλάτος  $1400\text{mm}$  Ύψος  $1500\text{mm}$
4. Αγκύρια M32 S355 Διαμέτρου  $320\text{mm}$
5. Διαμήκης Οπλισμός  $\phi 14 / 120$  και στις 2 διευθύνσεις
6. Εγκάρσιος οπλισμός  $\phi 14 / 120$  (Συνδετήρες )

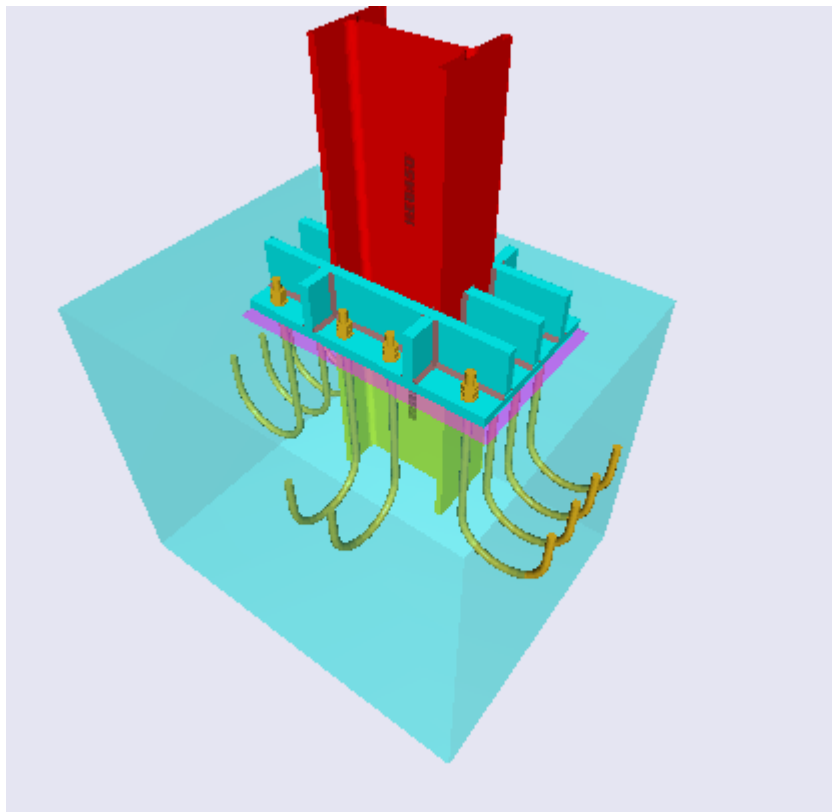
### Δρώντα Εντατικά Μεγέθη

1. Δρώσα ροπή  $M = 320\text{KNM}$
2. Δρώσα Τέμνουσα  $V \text{ s } d = 615\text{KN}$  (Παραλαβή εξ' ολοκλήρου από στοιχείο Διάτμησης ΗΕΒ500)
3. Δρων Αξονικό Φορτίο  $N \text{ s } d = 1795\text{KN}$  (θλιπτική)

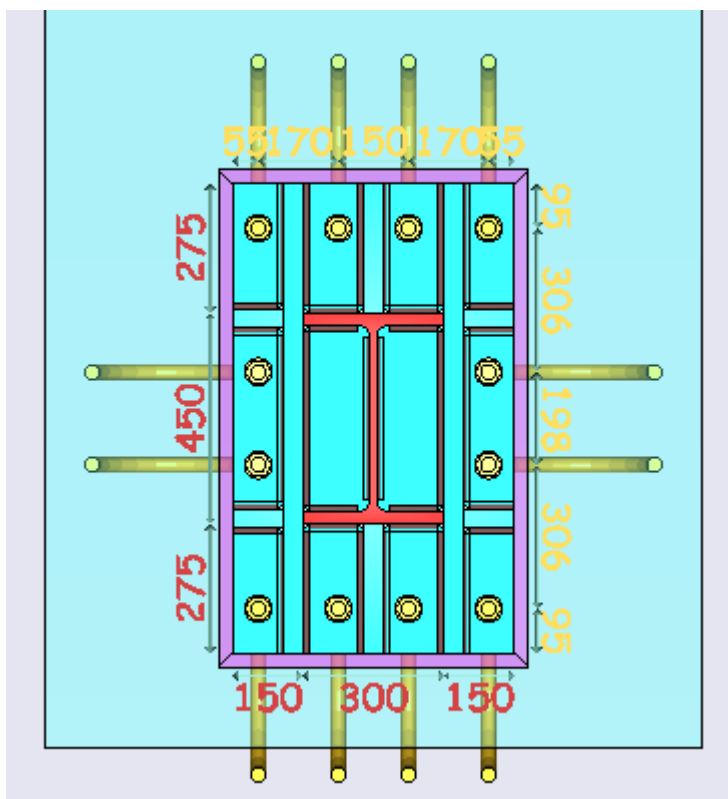
### Υλοποίηση Σύνδεσης Θεμελίωσης



### Υλοποίηση Σύνδεσης Θεμελίωσης



### Κάτοψη Θεμελίωσης Υποστυλώματος HEB 450



## Δεδομένα Σύνδεσης Θεμελίωσης

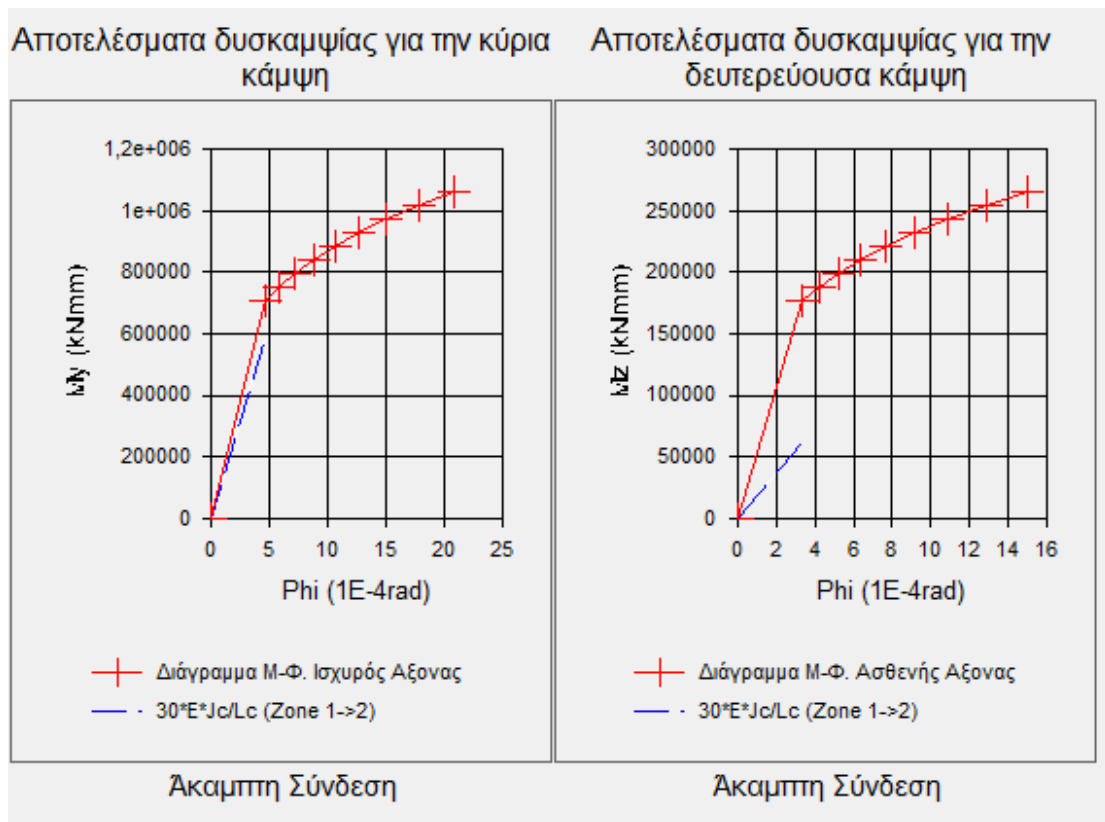
Γενικά δεδομένα σύνδεσης		Αγκύρια/Ελάσματα	
<b>Στοιχεία κοχλιών</b> <b>do</b> M32 S355 <input type="checkbox"/> Χρήση διαστάσεων δομικών κοχλιών <b>d</b> 320 <input type="checkbox"/> Επίπεδο διάτμησης <input checked="" type="checkbox"/> Σχεδ. με αντοχή βραχέος T <input checked="" type="checkbox"/> Τα αγκύρια πληρούν το EN1090 <input checked="" type="checkbox"/> Στοιχείο Διάτμησης <b>Τύπος</b> HEB500 <b>Μήκος</b> 800 <input type="checkbox"/> Περιστροφή 90		<b>Πλάκα Έδρασης</b> <b>H<sub>p</sub></b> = 1000 <b>B<sub>p</sub></b> = 800 <b>T<sub>p</sub></b> = 40 <b>Αποστάσεις Αγκι</b> <b>W</b> = 150 <b>W1</b> = 170 <b>Mx1</b> = 180 <b>Mx2</b> = 100	
<input checked="" type="checkbox"/> Στοιχείο Διάτμησης <b>Τύπος</b> HEB500 <b>Μήκος</b> 800 <input type="checkbox"/> Περιστροφή 90		<b>Τύπος σύνδεσης</b> <input type="radio"/> 1 σειρά/2 στήλες <input type="radio"/> 2 σειρές/2 στήλες <input type="radio"/> 4 σειρές/2 στήλες <input type="radio"/> 2 σειρές/2 στήλες - ενισχ. <input type="radio"/> 2 σειρές/4 στήλες - ενισχ. <input type="radio"/> 2 σειρές/3 στήλες <input type="radio"/> 2 σειρές/3 στήλες - ενισχ. <input type="radio"/> 3 σειρές/3 στήλες - ενισχ. <input checked="" type="radio"/> 4 σειρές/4 στήλες - ενισχ.	
<b>Ενισχυτικά ελάσματα</b> <input type="checkbox"/> Capacity Design <input checked="" type="checkbox"/> Ισχυρός Αξονας <input checked="" type="checkbox"/> Μεσαίο Εν. ΕΛ. <input checked="" type="checkbox"/> Ασθενής Αξονας <b>Πάχος</b> 40 40 40 <b>Ύψος</b> 180 180 180 <b>Πάχος συγκόλλ.</b> 10			

Γενικά δεδομένα σύνδεσης		Αγκύρια/Ελάσματα	
<b>Στύλος</b> HEB450 <b>A<sub>w</sub></b> 10 <input type="checkbox"/> Συγκολλητός στύλος <b>A<sub>f</sub></b> 10 <b>Μήκος υποστυλώματος</b> 4000 <b>Χάλυβας</b> S235 <b>Σκυρόδεμα</b> C20/25 <input type="checkbox"/> Το πλαίσιο είναι μεταθετό στην ισχυρή διεύθυνση του Στύλου. <input type="checkbox"/> Το πλαίσιο είναι μεταθετό στην ασθενή διεύθυνση του Στύλου.			
<b>Θεμελίωση</b> <b>A<sub>g</sub></b> 600 <b>B<sub>g</sub></b> 400 <b>H</b> 1500 <b>Πλευρά Α Πεδίου</b> 1800 <b>Πλευρά Β Πεδίου</b> 1400 <b>Πάχος κονιάματος</b> 30 <b>Υλικό κονιάματος</b> C20/25		<b>Οπλισμός</b> <input checked="" type="checkbox"/> Διαμήκης οπλισμός <b>f<sub>y</sub></b> 0,5 <b>Επικάλυψη(mm)</b> 50 <input checked="" type="checkbox"/> Διεύθυνση Α <b>D</b> 14 / 120 <input checked="" type="checkbox"/> Διεύθυνση Β <b>D</b> 14 / 120 <input checked="" type="checkbox"/> Εγκάρσιος οπλισμός <b>f<sub>y</sub></b> 0,5 <b>D</b> 14 / 120	
<input checked="" type="checkbox"/> Θεώρηση ρηγματωμένου σκυροδ. <input type="checkbox"/> Χρήση ραφών χαμηλής αντοχής <input type="checkbox"/> Concrete design against edge failure using the anchors resistance in shear			

## Αποτελέσματα Ελέγχων Σύνδεσης Θεμελίωσης

Αποτελέσματα	Διάγραμμα αλληλεπίδρασης	Δυσκαμψία
<p>Ανοχή των συγκολλήσεων</p> <p>Ελεγχος συγκόλλ. για τα φορτία σχεδιασμού με το κρ. Von Mises (Κανονική συνκ.)</p> <p>Ελεγχος συγκόλλ. για τοπικές τάσεις από την δράση των T-stub (Κανονική συνκ.)</p> <p>Ελεγχος συγκόλλ. για τα φορτία σχεδιασμού με το κρ. Von Mises (Συνκ. χαμηλής αντοχής)</p> <p>Ελεγχος της συγκόλλ. μεταξύ του κυρίου ενισχ. ελ. και της πλάκας έδρασης.</p> <p>Ελεγχος της συγκόλλ. μεταξύ του δευτ. ενισχ. ελάσματος και της πλάκας έδρασης.</p> <p>Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. μεταξύ κυρίου ενισχ. ελ. και πτέλματος υποστύλ.</p> <p>Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. μεταξύ κυρίου ενισχ. ελ. και δευτ. ενισχ. ελ.</p> <p>Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. του πτέλματος του στοιχείου διάτμησης</p> <p>Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. του κορμού του στοιχείου διάτμησης</p> <p>Ελεγχος συγκόλλησης του στ. διάτμ. με την πλάκα έδρασης</p>	<p>Σύνδεση σε διάτμηση</p> <p>Πλάκα έδρασης σε σύνθλιψη άντυγος - yy</p> <p>Πλάκα έδρασης σε σύνθλιψη άντυγος - zz</p> <p>Αγκύρια σε διάτμηση</p> <p>Στοιχείο διάτμησης σε διαξονική κάμψη</p> <p>Στοιχείο διάτμησης σε διάτμηση - yy</p> <p>Στοιχείο διάτμησης σε διάτμηση - zz</p> <p>Σκυροδέμα σε σύνθλιψη άντυγος - yy</p> <p>Σκυροδέμα σε σύνθλιψη άντυγος - zz</p> <p>Αγκύρωση</p> <p>Τύπος Αγκυρώων: Καμπύλο Αγκύριο</p> <p>Έλεγχος κώνου σκυροδέματος</p> <p>Έλεγχος διάσπασης σκυροδέματος</p> <p>Ελεγχος αστοχίας τριαιάς σκυροδέματος</p> <p>Απαιτούμενο βάθος αγκύρωσης</p> <p>Απαιτούμενη διάσταση ελάσματος (διάμετρος ή πλευρά)</p>	<p>Ενισχυτικά ελάσματα</p> <p>Κύρια ενισχ. ελάσματα σε κάμψη.</p> <p>Δευτερεύοντα ενισχ. ελάσματα σε κάμψη.</p> <p>Κύρια ενισχ. ελάσματα σε διάτμηση.</p> <p>Δευτερεύοντα ενισχ. ελάσματα σε διάτμηση.</p> <p>Αγκύρωση</p> <p>Σύνδεση σε αξονική καταπόνηση και διαξονική κάμψη.</p> <p>Εκμετάλλευση στην κύρια κάμψη</p> <p>Εκμετάλλευση στην δευτερεύουσα κάμψη</p> <p>Εκμετάλλευση στην αξονική καταπόνηση</p> <p>Έλεγχος στύλου</p> <p>Υποστύλωμα σε αξονική καταπόνηση και διαξονική κάμψη.</p> <p>Υποστύλωμα σε διάτμηση - yy διεύθυνση</p> <p>Υποστύλωμα σε διάτμηση - zz διεύθυνση</p>
0,33	---	0,92
0,39	---	0,22
---	---	0,46
0,69	0,85	0,30
0,23	0,27	0,11
19	0,00	0,04
13	0,08	0,15
21	0,00	---
11	---	0,21
0,98	559	0,19
	---	0,00

## Διαγράμματα Δυσκαμψίας Σύνδεσης Δυσκαμψίας



## 6.5 Μελέτη Σύνδεσης Δοκού Σύζευξης Διατομής HEB 300

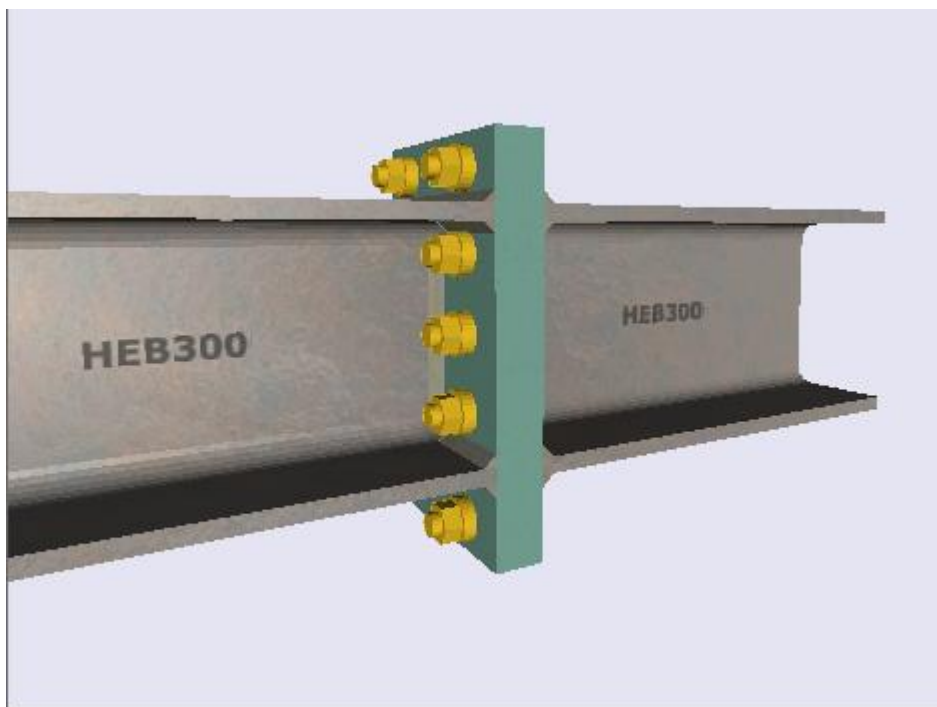
### Μελέτη Σύνδεσης Δοκού Σύζευξης

#### Συστατικά Μέρη

- Δοκός Σύζευξης HEB 300
- Μετωπική πλάκα : Ύψος 480 mm  
Πλάτος 300 mm  
Πάχος 30 mm
- Κοχλίες M27 Ποιότητας 12.9
- Δρώντα Εντατικά Μεγέθη : Δρώσα Θλίψη  $N s d = 40.0 \text{ KN}$   
Δρώσα Τέμνουσα  $V s d = 170.0 \text{ KN}$   
Δρώσα Ροπή  $M s d = 167.0 \text{ KNM}$

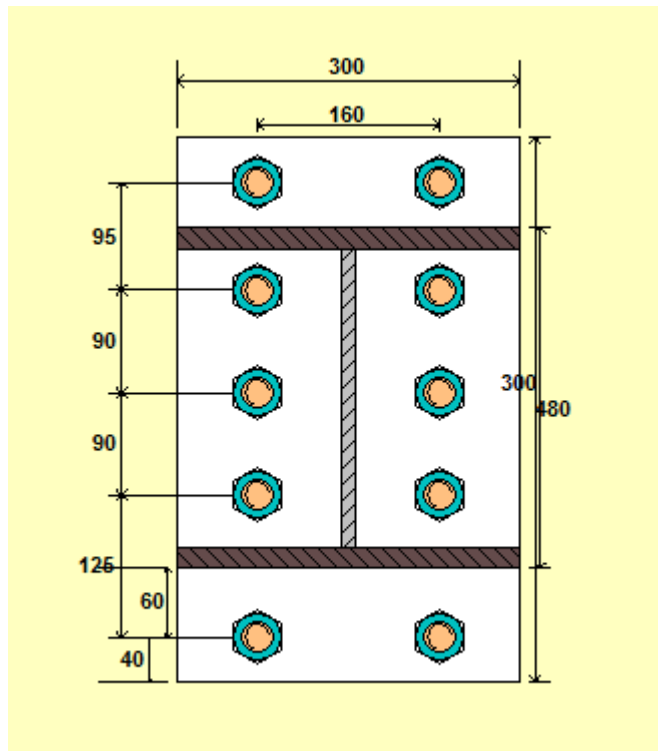
Κρίσιμος Έλεγχος : Αντοχή της σύνδεσης περί τον ισχυρό άξονα 0.39

### Υλοποίηση Σύνδεσης Δοκού Σύζευξης

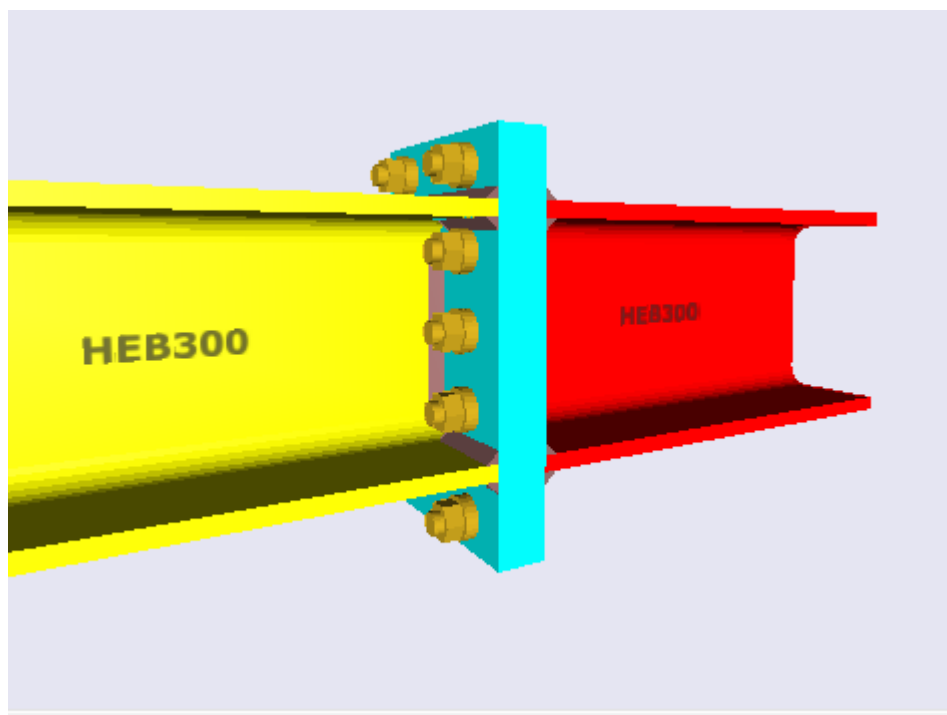




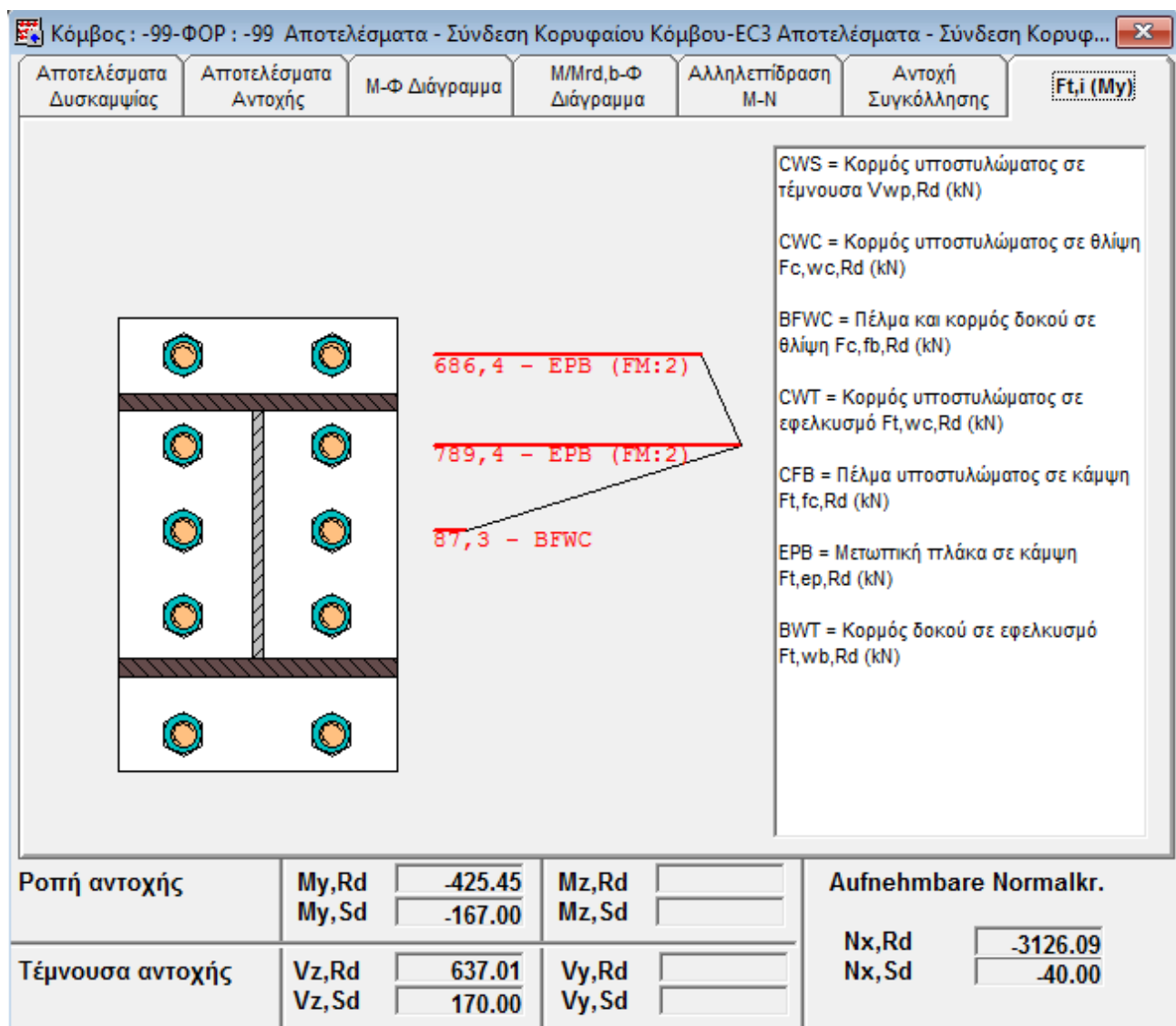
### Πλάγια Όψη Σύνδεσης Δοκού Σύζευξης HEB 300



### Υλοποίηση Σύνδεσης Δοκού Σύζευξης



## Δρώσα Αξονική Δύναμη Ανά Σειρά Κοχλίωσης



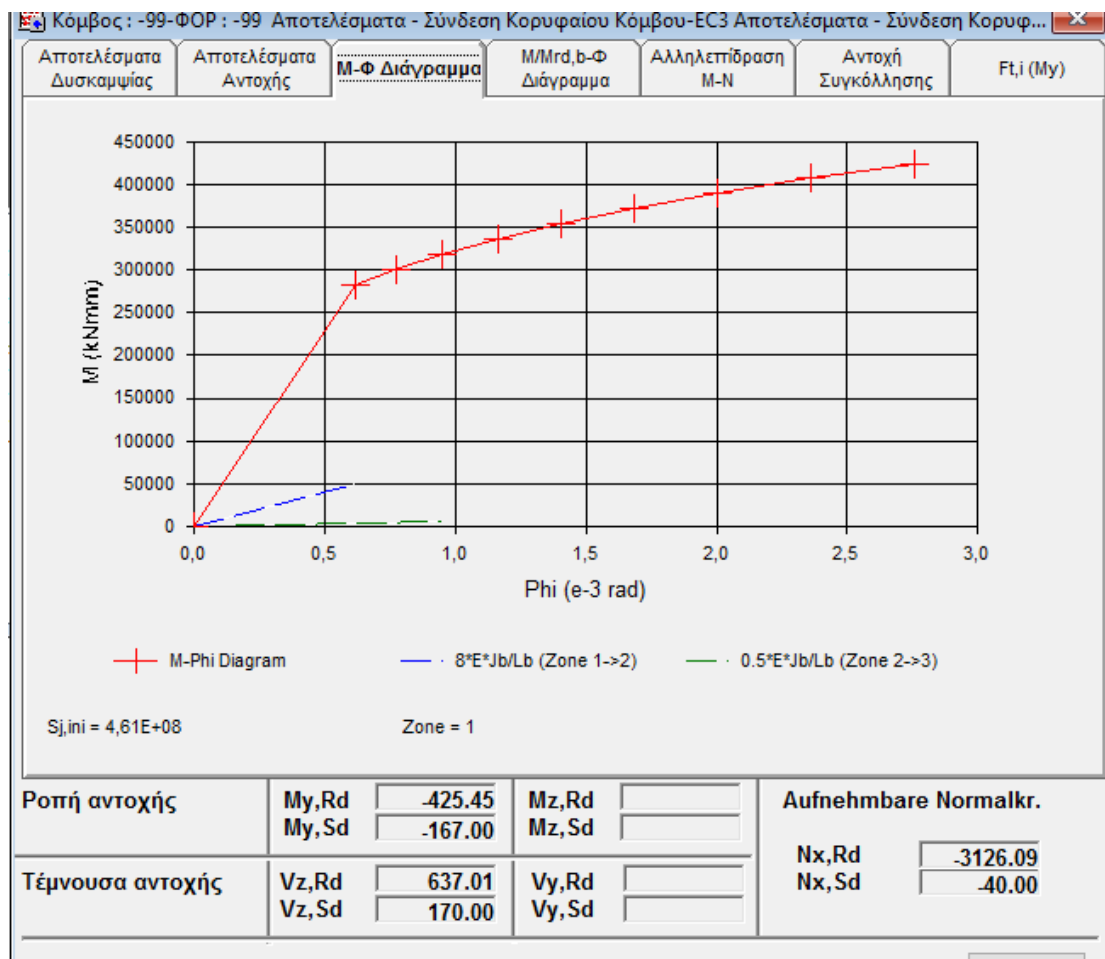
Δρώσα Ροπή  $M = 167.0 \text{ KNM}$

Ροπή Αντοχής  $M = 425.0 \text{ KNM}$

Δρώσα Ροπή  $M = 167.0 \text{ KNM}$

Ροπή Αντοχής  $M = 425.0 \text{ KNM}$

### Διάγραμμα Δυσκαμψίας Δύνδεσης Δοκού Σύζευξης



## Βιβλιογραφία

1. Ευρωκώδικας 1, «Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-1 Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, EN 1991 -1-1, 2002
2. Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα» Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, EN1992-1-1, 2004
3. Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια» EN1993-1-1,
4. Ευρωκώδικας 3, «Design of steel structures», Μέρος 1-8, Design of joints, CEN, EN1993-1-1,2005
5. Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, EN, prENV1994-1-1, 2004
6. Ευρωκώδικας 8, <>, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια, EN1998-1,2004
7. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
8. Ι. Βάγια, «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2000, 2η έκδοση
9. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση.
10. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του ευρωκώδικα 3», Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση.