



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΕΤΡΑΩΡΟΦΟΥ  
ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ**

**ΦΩΤΕΙΝΗ ΝΥΧΤΗ**

**Επιβλέπων καθηγητής: Ι.ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ Επ.Καθηγητής Ε.Μ.Π**

**Αθήνα, Μάρτιος 2012**

**ΕΜΚ ΔΕ 2012/03**





**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΟΙ ΤΡΟΠΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΕΤΡΑΩΡΟΦΟΥ**  
**ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΓΡΑΦΕΙΩΝ**

**ΦΩΤΕΙΝΗ ΝΥΧΤΗ**

**Επιβλέπων καθηγητής: Ι.ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ Επ.Καθηγητής Ε.Μ.Π**

**Αθήνα, Μάρτιος 2012**

**ΕΜΚ ΔΕ 2012/03**



## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη, ο οποίος με την ιδιότητα του επιβλέποντα καθηγητή, μου προσέφερε με προθυμία και υπομονή όλες τις απαραίτητες επιστημονικές γνώσεις για την παράτωση αυτής.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την αμέριστη συμπαράσταση και βοήθεια που μου προσέφερε, ώστε να ολοκληρωθεί η παρούσα εργασία.

Αθήνα, Μάρτιος 2012  
Φωτεινή Νύχτη

**Στην μητέρα μου..**



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η στατική και δυναμική ανάλυση ενός τετραώροφου μεταλλικού κτηρίου γραφείων σε δύο παραλλαγές, 1<sup>η</sup> χωρίς αντιανέμιους συνδέσμους και 2<sup>η</sup> με αντιανέμιους, και η σύγκριση αυτών. Η εργασία αποτελείται από 6 κεφάλαια, η περιγραφή των οποίων δίνεται στη συνέχεια.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1** γίνεται μια ιστορική αναδρομή στις μεταλλικές κατασκευές και στη χρήση του χάλυβα ως δομικό υλικό, επίσης δίνονται τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα και οι ιδιότητες (φυσικές και μηχανικές) του δομικού χάλυβα.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2** παρουσιάζονται τα προγράμματα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση, η γεωμετρία των φορέων και οι ιδιότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών. Τέλος, γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή καθώς και ο τρόπος με τον οποίο αυτές συνδυάζονται ώστε να εισαχθούν στην ανάλυση.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3** και συγκεκριμένα στο πρώτο μέρος δίνεται η αναλυτική περιγραφή των ελέγχων βάση των οποίων γίνεται η διαστασιολόγηση. Στο δεύτερο μέρος παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης του φορέα χωρίς τους αντιανέμιους συνδέσμους και πραγματοποιούνται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι των μελών που τον απαρτίζουν.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης του φορέα με αντιανέμιους συνδέσμους και πραγματοποιούνται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι των μελών που τον απαρτίζουν.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5** περιέχονται οι συνδέσεις των μελών των φορέων σε χαρακτηριστικές θέσεις και τα αποτελέσματα των ελέγχων τους.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6** γίνεται η σύγκριση των δύο παραλλαγών που μελετήθηκαν και εξάγονται κάποια συμπεράσματα γι' αυτές.





## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1	Η παραγωγή του χάλυβα	3
1.2	Φυσικές και μηχανικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα	4
1.3	Ο χάλυβας στις μεταλλικές κατασκευές	5
1.4	Πλεονεκτήματα – μειονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές	6

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

2.1	Μέσα ανάλυσης της κατασκευής	11
2.2	Γεωμετρία του φορέα	13
2.3	Ποιότητα υλικών κατασκευής	15
2.4	Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων	16
2.4.1	Κατηγορίες φορτίων	16
2.4.1.1	Μόνιμα φορτία	17
2.4.1.2	Κινητά φορτία	18
2.4.1.3	Φορτίο χιονιού	21
2.4.1.4	Ανεμοπίεση	22
2.4.1.5	Σεισμικές δράσεις	23
2.4.2	Συνδυασμοί φορτίσεων	42
2.4.2.1	Οριακές καταστάσεις	42
2.4.2.2	Συνδυασμοί δράσεων	44

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ 1 ΧΩΡΙΣ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ

3.1	Εισαγωγή	51
3.2	Βασικά στοιχεία ελέγχων	51
3.2.1	Κατάταξη των διατομών	51
3.2.2	Περιγραφή των ελέγχων	54
3.2.2.1	Οριακή κατάσταση αστοχίας	54
3.2.2.1.1	Έλεγχοι αντοχής διατομών	54
3.2.2.1.2	Έλεγχοι αντοχής μελών	60
3.2.2.2	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	71
3.3	Έλεγχοι στοιχείων φορέα	72
3.3.1	Έλεγχος κύριας δοκού HEB 450	72
3.3.2	Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού HEB 260	77
3.3.3	Έλεγχος υποστυλώματος HEB 500	84
3.4	Έλεγχος διαδοκίδας IPE 240	91
3.5	Έλεγχος περιορισμού γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου	93

3.6	Μέγιστοι βαθμοί απόδοσης διατομών	95
-----	-----------------------------------	----

#### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ 2 ΜΕΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ**

4.1	Εισαγωγή	99
4.2	Έλεγχοι στοιχείων φορέα	99
4.2.1	Έλεγχος κύριας δοκού HEB 360	99
4.2.2	Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού HEB 200	105
4.2.3	Έλεγχος υποστυλώματος HEB 500	111
4.2.4	Έλεγχος διαγώνιων στοιχείων κατακόρυφων συνδέσμων ακαμψίας SH 180.180.9	119
4.3	Έλεγχος διαδοκίδας IPE 240	120
4.4	Έλεγχος περιορισμού γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου	122
4.5	Μέγιστοι βαθμοί απόδοσης διατομών	124

#### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ**

5.1	Εισαγωγή	127
5.2	Μέσα ανάλυσης των συνδέσεων	127
5.3	Ανάλυση κόμβων – συνδέσεων	128
5.3.1	Χαρακτηρισμός κόμβων	129
5.3.2	Κατηγορίες συνδέσεων	129
5.4	Έλεγχος συνδέσεων	131
5.4.1	Κύρια δοκός σε υποστύλωμα	132
5.4.2	Διαδοκίδα σε κύρια δοκό	138
5.4.3	Έδραση υποστυλώματος	142

#### **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

6.1	Εισαγωγή	147
6.2	Σύγκριση παραλλαγών	147
6.3	Συμπεράσματα	149

#### **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**

#### **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β**

#### **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

# Κεφάλαιο 1

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

---

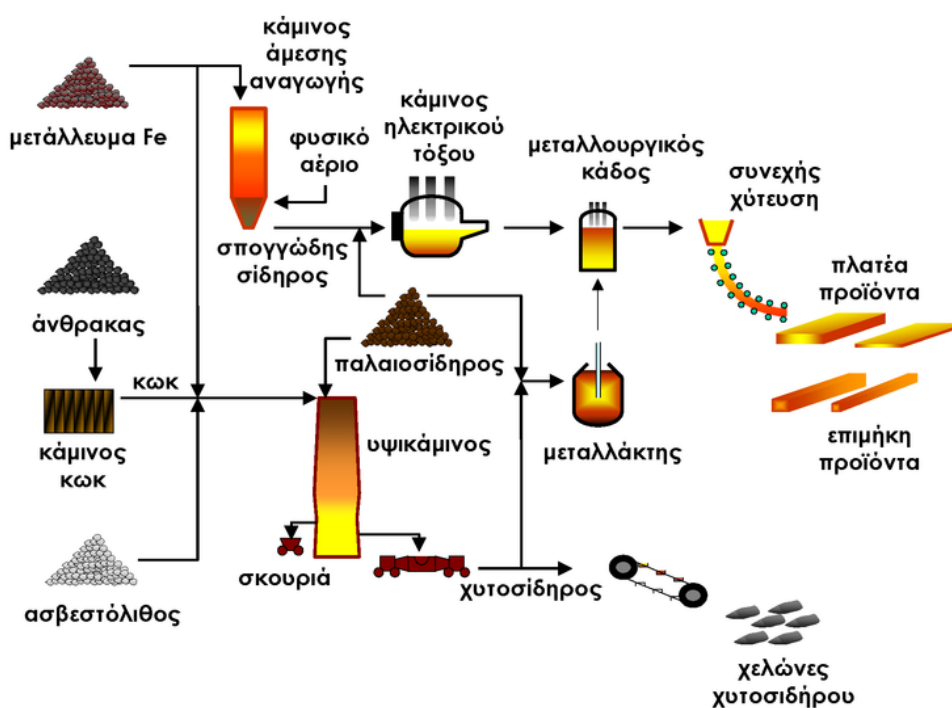
- 1.1 Η παραγωγή του χάλυβα
- 1.2 Φυσικές και μηχανικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα
- 1.3 Ο χάλυβας στις μεταλλικές κατασκευές
- 1.4 Πλεονεκτήματα – μειονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές



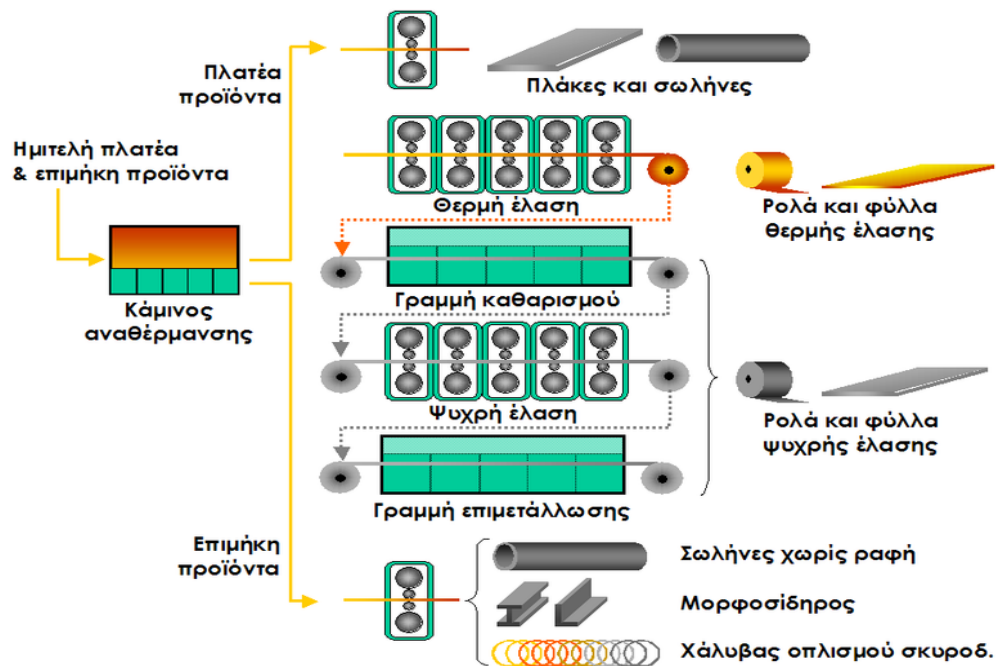
### 1.1 Η ΠΑΡΑΓΩΓΗ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Ο χάλυβας παράγεται με τρεις βασικές μεθόδους:

- Με αναγωγή σιδηρομεταλλευμάτων σε υψικάμινο για την παραγωγή χυτοσιδήρου, και την μετατροπή του χυτοσιδήρου σε χάλυβα μέσα σε μεταλλάκτη με εμφύσηση οξυγόνου.
- Με την άμεση αναγωγή σιδηρομεταλλευμάτων (δηλαδή αναγωγή σε στερεά κατάσταση) σε φρεατώδη κάμινο για την παραγωγή σπογγώδους σιδήρου και την μετατροπή του σπογγώδους σιδήρου σε χάλυβα μέσα σε κάμινο (κλίβανο) ηλεκτρικού τόξου
- Με την ανάττηξη παλαιοσιδήρου (σκραπ) σε κάμινο (κλίβανο) ηλεκτρικού τόξου



Εικόνα 1.1. Σχηματικό διάγραμμα της παραγωγής χυτοσιδήρου και ημιτελών προϊόντων χάλυβα



Εικόνα 1.2. Σχηματικό διάγραμμα της παραγωγής τελικών προϊόντων χάλυβα

## 1.2 ΦΥΣΙΚΕΣ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΟΥ ΔΟΜΙΚΟΥ ΧΑΛΥΒΑ

Οι κυριότερες φυσικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα, με μεγάλη σημασία για τις μεταλλικές κατασκευές, είναι:

- Ο υψηλός συντελεστής θερμικής διαστολής
- Η μεγάλη θερμική αγωγιμότητα
- Ελατότητα (δηλαδή η μορφοποίησης του σε επίπεδα ελάσματα)
- Ολκιμότητα (δηλαδή η μορφοποίησης του σε σύρματα)

Οι πρώτες δύο φυσικές ιδιότητες χαρακτηρίζουν την ευαισθησία του υλικού στις θερμοκρασιακές μεταβολές και την φωτιά.

Οι κυριότερες μηχανικές ιδιότητες του δομικού χάλυβα, καθοριστικές για τη χρήση του στη δόμηση, είναι:

- Η μεγάλη αντοχή στα διάφορα είδη καταπονήσεων (θλίψη, κάμψη, εφελκυσμός).
- Το μεγάλο μέτρο ελαστικότητας ( $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ )

Σε αυτές οφείλονται οι τόσο μεγάλες αντοχές του υλικού, με ανάπτυξη μικρών παραμορφώσεων.

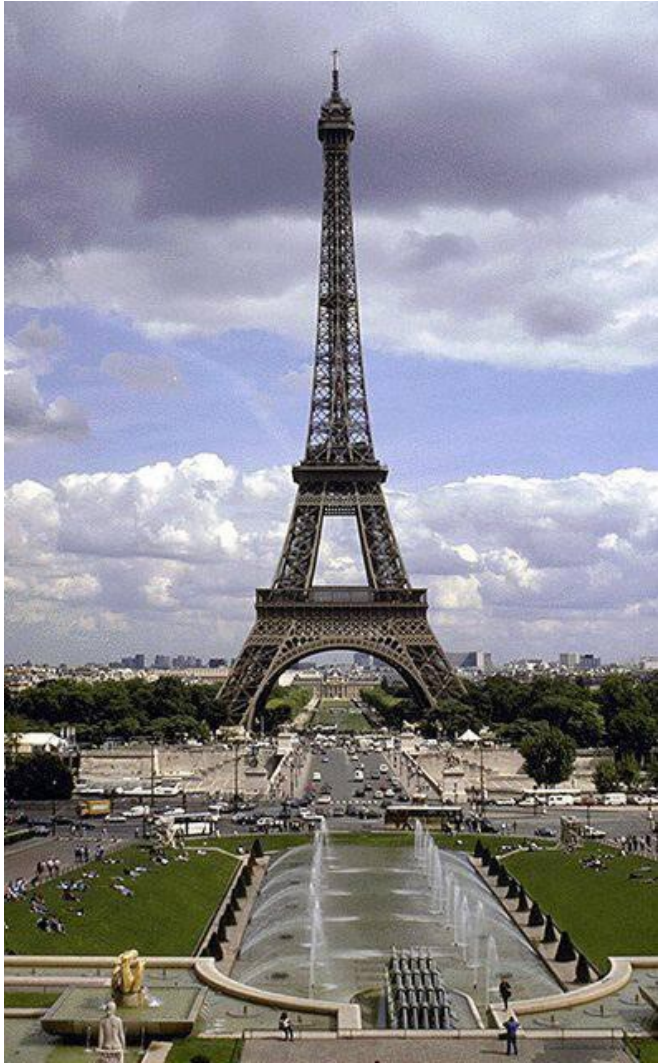
### 1.3 Ο ΧΑΛΥΒΑΣ ΣΤΙΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Ο όρος «μεταλλικές κατασκευές» έχει επικρατήσει να αναφέρεται κυρίως σε κατασκευές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Ανάλογα με το είδος της καταπόνησης των μελών τους, αλλά και τη μορφή τους, οι μεταλλικές κατασκευές διακρίνονται κυρίως σε τρεις κατηγορίες: *Πλαισιωτές, Κελυφωτές και Αναρτημένες κατασκευές.*

Η χρήση του σιδήρου ως δομικού υλικού ξεκίνησε μετά την εκβιομηχάνιση της παραγωγής του. Πρώτη φορά χρησιμοποιήθηκε το 1779 στην Αγγλία όταν κατασκευάστηκε η πρώτη γέφυρα στον κόσμο με κύριο δομικό υλικό τον χάλυβα (υπό μορφή χυτοσιδήρου) και η οποία βρίσκεται ακόμη σε λειτουργία. Τις επόμενες δεκαετίες κατασκευάστηκαν αρκετές γέφυρες από χυτοσίδηρο, κυρίως με αψιδωτή μορφή, αλλά και άλλες κατασκευές. Ωστόσο, η αστοχία κάποιων εξ' αυτών και η κατάρρευση τους είχε σαν αποτέλεσμα εκτός από πολυάριθμα θύματα και τον περιορισμό της χρήσης του χάλυβα.



Εικόνα 1.3. Coalbrookdale Bridge, Αγγλία 1779



Στα μέσα του 19<sup>ου</sup> αιώνα ξεκίνησε η βιομηχανική παραγωγή του πολτοπαγούς σιδήρου ο οποίος και αντικατέστησε το χυτοσίδηρο καθώς επίσης και η κατασκευή διαφόρων μοφών διατομών, μέσω ελάσεως, όπως διπλού T, σωληνωτών και σιδηροτροχιών. Το νέο υλικό βρήκε εφαρμογή σε μεγάλες αστικές κατασκευές και χρησιμοποιήθηκε κατά κόρον σε νεοαναγερθείσες γκαλερί της Ευρώπης. Η πρώτη κατασκευή που αποτελείται εξ'ολοκλήρου από σίδηρο είναι το Chocolate Factory στο Menier του Παρισιού και η καινοτομία του είναι ότι παραλαμβάνει και τα οριζόντια αλλά και τα κατακόρυφα φορτία.

**Εικόνα 1.4. Πύργος του Eiffel, Παρίσι 1876**

Ο δομικός χάλυβας όπως τον γνωρίζουμε σήμερα παρήχθη στα 2<sup>ο</sup> μισό του 19<sup>ου</sup> αιώνα και αντικατέστησε σχεδόν αμέσως τον πολτοπαγή σίδηρο. Το πιο χαρακτηριστικό, ίσως, παράδειγμα από χάλυβα εκείνης της εποχής αποτελεί ο Πύργος του Eiffel στο Παρίσι, αλλά το πιο εντυπωσιακό η γέφυρα Firth of Forth, στη Σκωτία, 2 ανοιγμάτων 520m το καθένα. Στον 20<sup>ο</sup> αιώνα χρησιμοποιήθηκε κυρίως για τον όπλιση του σκυροδέματος κι όχι τόσο ως φέρον οργανισμός. Ωστόσο, προς το τέλος του αιώνα προτιμήθηκε πολύ από τους αρχιτέκτονες και τους μηχανικούς για την κατασκευή δομημάτων μεγάλα σε όγκο, εκμεταλλευόμενοι έτσι τα πολυάριθμα πλεονεκτήματά του.

#### **1.4 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ – ΜΕΙΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΤΟΥ ΧΑΛΥΒΑ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ**

Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών στα οποία οφείλεται η ευρεία τους στις μέρες μας είναι τα ακόλουθα:



- Η ολκιμότητα του χάλυβα: δίνει τη δυνατότητα εκτεταμένης παραμόρφωσης χωρίς όμως να αστοχεί. Το υλικό χρησιμοποιείται στο έπακρό του και επιτυγχάνονται πρακτικά μεγάλες αντοχές σε κάμψη, θλιψη, διάτμηση, χρησιμοποιώντας μικρότερες και αισθητικά καλύτερες διατομές. Επίσης, μειώνονται τα μόνιμα φορτία της κατασκευής και υπάρχει κέρδος τόσο σε χώρο όσο και σε ποσότητα υλικού.
- Η τυποποίηση της παρασκευής του χάλυβα: ο τρόπος παρασκευής του είναι πλήρως βιομηχανοποιημένος και συνεπώς οι αβεβαιότητες της τελικής ποιότητας του είναι πολύ μικρές. Κατά μήκος ενός μεταλλικού μέλους πρότυπης διατομής, θερμής ελάσεως, τόσο οι φυσικές όσο και οι μηχανικές ιδιότητες παραμένουν σταθερές σε όλες τις διατομές του.
- Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων: χρησιμοποιώντας μέλη ολόσωμων διατομών και δικτυώματα επιτυγχάνεται μεγάλη μείωση του ίδιου βάρους της διατομής.
- Μείωση των νεκρών φορτίων της κατασκευής
- Η ευκολία της προκατασκευής: τα μέλη παραγγέλλονται στη βιομηχανία παρασκευής τους κι έρχονται έτοιμα στο εργοτάξιο, όπου ακολουθεί η επιτόπου συναρμολόγηση και ανέγερση τους.
- Το μεγάλο πλήθος διατομών που διατίθεται στην αγορά
- Το μεγάλο πλήθος συνδέσεων που διατίθεται στην αγορά
- Η εξέλιξη της τεχνολογίας των συνδέσεων
- Η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης του υλικού
- Η δυνατότητα επέκτασης και τροποποίησης υφιστάμενων κατασκευών
- Ο εύκολος εντοπισμός και αντικατάσταση των βλαβών

Μερικά από τα μειονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών είναι τα εξής:

- Το κόστος του υλικού (ως εισαγόμενο για την Ελλάδα)
- Το αυξημένο κόστος συντήρησης (κυρίως για τη σκουριά)
- Το κόστος πυροπροστασίας : οι θερμοκρασίες που αναπτύσσονται σε περίπτωση πυρκαγιάς (η αντοχή του χάλυβα μηδενίζεται στους  $927^{\circ}\text{C}$ , τα προβλήματα όμως αρχίζουν ήδη από τους  $450^{\circ}$  έως  $600^{\circ}\text{C}$ ), προκαλούν έντονη απομείωση της αντοχής του χάλυβα με αποτέλεσμα την μερική ή ολική κατάρρευση του φορέα. Για το λόγο αυτό επιβάλλεται η προστασία των κατασκευών με κατάλληλα μέτρα: επένδυση των μελών με μονωτικά υλικά, σταθερή επένδυση με συψοσανίδες γύρω απ'τα εκτεθειμένα τμήματα των χαλιβδινων μελών, εκτοξευόμενα υλικά που δημιουργούν επένδυση προδιαγραφόμενου πάχους γύρω από τα μέλη (συνήθως βερμικουλίτης), πυράντοχες διογκούμενες βαφές, πλήρης ή μερικός εγκιβωτισμός ανοικτών διατομών από χάλυβα σε σκυρόδεμα, διάταξη πυροδιαμερισμάτων και μείωση της σταθμής φόρτισης με την επιλογή

*χαλύβδινων με μεγαλύτερες διατομές από αυτές που χρειάζονται για την εξασφάλιση της απαιτούμενης αντοχής σε κανονικές συνθήκες.*



**Εικόνα 1.5.Γέφυρα Juscelino Kubitschek, Βραζιλία 2002**



**Εικόνα 1.6.Εθνικό στάδιο Πεκίνου, Κίνα 2008**

# Κεφάλαιο 2

## ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

---

- 2.1 Μέσα ανάλυσης της κατασκευής
- 2.2 Γεωμετρία του φορέα
- 2.3 Ποιότητα υλικών κατασκευής
- 2.4 Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων



## 2.1 ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

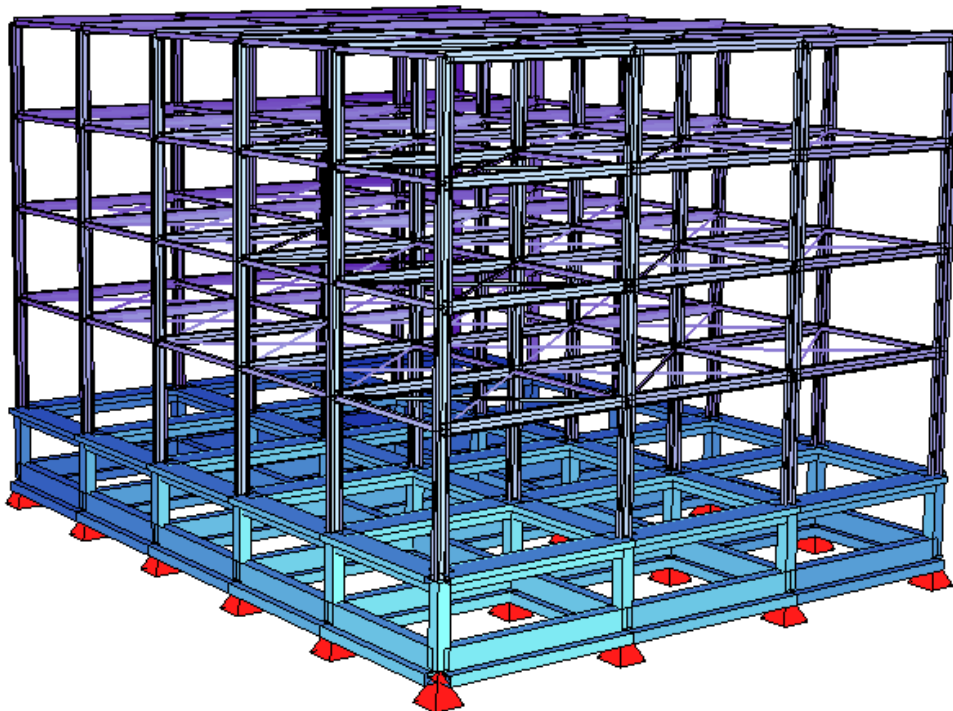
Το SOFISTIK ήταν το βασικό πρόγραμμα ανάλυσης, σχεδιασμού και διαστασιολόγησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας η οποία περιλαμβάνει την μελέτη και εναλλακτική διαστασιολόγηση μιας τετραώροφης μεταλλικής κατασκευής με σκοπό τη στέγαση γραφείων. Το SOFISTIK αποτελεί ένα λογισμικό πρόγραμμα που δίνει ιδιαίτερη έμφαση στην ανάλυση κτιριακών κατασκευών. Είναι ένα ευέλικτο πρόγραμμα επίλυσης που παρέχει σε κάθε χρήστη τη δυνατότητα εύρεσης μιας γρήγορης και αποτελεσματικής λύσης για δεδομένη κατασκευή. Ένα χαρακτηριστικό του συγκεκριμένου προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση είτε μεταλλικών κατασκευών είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι δυνατότητες του για ένα εξειδικευμένο, έμπειρο χρήστη είναι πρακτικά απεριόριστες.

Το SOFISTIK αποτελείται από υποπρογράμματα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν σε συσχέτιση μεταξύ τους. Αρχικά εισήχθησαν τα δεδομένα που αφορούν στα υλικά και τα είδη των διατομών της κατασκευής (υπορουτίνα AQUA). Στη συνέχεια ορίστηκε η γεωμετρία του φορέα, εισάγοντας συντεταγμένες κόμβων (υπορουτίνα GENF), τα είδη (υπορουτίνες STAR2 και DYNA) και τους συνδυασμούς των φορτίσεων από τις οποίες καταπονείται (υπορουτίνα MAXIMA). Μέσω της υπορουτίνας MAXIMA κατασκευάστηκε επίσης η περιβάλλουσα για το συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίσεων και προσδιορίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παρμορφωσιακά μεγέθη. Η ιδιότητα αυτή του MAXIMA αποτελεί μια από τις ξεχωριστές ικανότητες του SOFISTIK.

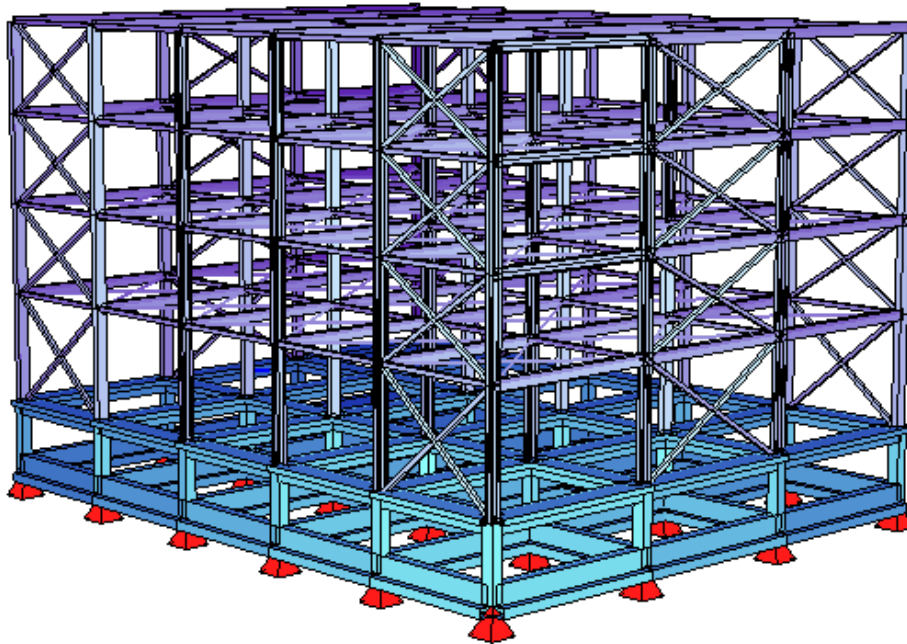
Από την ανάλυση του φορέα με το SOFISTIK διαπιστώθηκε ότι παρουσιάζει το σημαντικό πλεονέκτημα της άμεσης εποπτείας της λειτουργίας του. Επίσης παρέχει στο χρήστη σημαντικά περιθώρια παραμετροποίησης. Αξίζει να σημειώσουμε ότι πέραν των αποτελεσμάτων για κάθε φόρτιση προσδιορίζει και τις μέγιστες και ελάχιστες μετατοπίσεις ανά κόμβο. Τέλος, ειδικά στην περίπτωση του κτηρίου μου κρίθηκε ιδιαίτερα σημαντικό το χαρακτηριστικό του προγράμματος να ορίζει σύνθετες διατομές.

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να τονιστεί ότι το SOFISTIK παρόλο που είναι πρόγραμμα με μεγάλες δυνατότητες ανάλυσης, απαιτεί προσεκτικούς χειρισμούς για να είμαστε βέβαιοι ότι τα αποτελέσματα της επίλυσης είναι σωστά. Σημαντικό βοήθημα προς την κατεύθυνση αυτή αποτελεί το πλήρες και εύχρηστο εγχειρίδιο που περιλαμβάνει εκτός των άλλων και πλήθος παραδειγμάτων επίλυσης. Η μεγάλη δυνατότητα παραμετροποίησης είναι θετική αλλά ταυτόχρονα απαιτεί προσεκτική μελέτη των παραδοχών του προγράμματος και διεξοδικό βήμα-βήμα έλεγχο του κώδικα εισαγωγής δεδομένων (ένα και μόνο λάθος μπορεί να οδηγήσει σε αποτελέσματα που απέχουν πολύ της πραγματικής εντατικής και παραμορφωσιακής κατάστασης του φορέα).

Την ανάλυση του φορέα ακολούθησε ο έλεγχος επάρκειας των στοιχείων του σε δύο περιπτώσεις (1<sup>η</sup> χωρίς χιαστί συνδέσμους και 2<sup>η</sup> με χιαστί συνδέσμους), που πραγματοποιήθηκε μέσω προγράμματος που κατασκευάστηκε στο EXCEL. Για την διεκπεραίωση των ελέγχων αυτών χρησιμοποιήθηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την αρχική επίλυση στο SOFISTIK.



Εικόνα 2.1. Προοπτική απεικόνιση του φορέα χωρίς χιαστί συνδέσμους

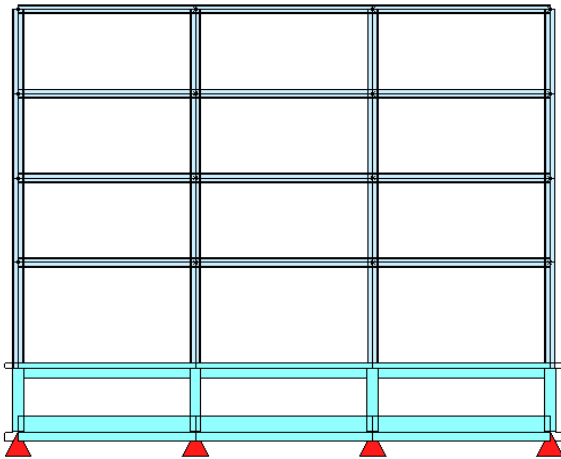


Εικόνα 2.2.Προοπτική απεικόνιση του φορέα με χιαστί συνδέσμους

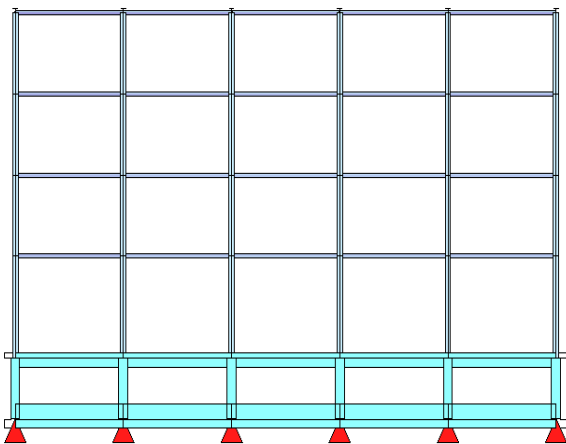
## 2.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

Η μόρφωση του φέροντος οργανισμού ενός κτηρίου ξεκινά από την αρχιτεκτονική μελέτη. Η μελέτη αυτή προσδιορίζει σε αρχικό στάδιο τις θέσεις των υποτυλωμάτων, τις στάθμες των ορόφων, τις θέσεις των τοίχων, των εξωτερικών και εσωτερικών ανοιγμάτων, των κλιμακοστασίων κ.λ.π. Με βάση αυτά τα δεδομένα σχεδιάζεται ο φέρων οργανισμός ώστε να δημιουργηθούν διαδρομές για την ασφαλή παραλαβή και μεταφορά φορτίων στη θεμελίωση. Στη διαδικασία αυτή εμπλέκονται διάφορες ειδικότητες επιστημόνων ώστε να διασφαλιστεί η αρχιτεκτονική λειτουργικότητα του κτηρίου, η στατική του επάρκεια, η ηλεκτρομηχανολογική του πληρότητα και η παροχή πυρασφάλειας. Ο ορθός σχεδιασμός οδηγεί σε καλή συμπεριφορά του φορέα, ακόμα κι αν η ανάλυση είναι απλουστευμένη.

Η παρούσα εργασία περιλαμβάνει τη μελέτη ενός τετραώροφου κτηρίου, διαστάσεων  $30,00 \times 24,00 \text{ m}^2$  και ύψους  $5,00 \times 4,00 \times 4,00 \times 4,00 \text{ m}$  ανά όροφο (συνολικό ύψος  $17,00 \text{ m}$ ). Κατά τη διεύθυνση Χ (μεγάλη πλευρά), το κτήριο απαρτίζεται από πέντε πλαίσια με άνοιγμα  $6 \text{ m}$  το καθένα. Στη 2<sup>η</sup> επίλυση τα δύο ακραία εξωτερικά πλαίσια ενισχύονται με χιαστί συνδέσμους. Κατά τη διεύθυνση Υ (μικρή πλευρά), το κτήριο απαρτίζεται από τρία πλαίσια με άνοιγμα  $8 \text{ m}$  το καθένα. Στη 2<sup>η</sup> επίλυση το ενδιάμεσο πλαίσιο ενισχύεται με χιαστί συνδέσμους. Οι κύριες δοκοί διατάσσονται κατά τη διεύθυνση Υ ενώ οι δευτερεύουσες κατά την Χ. Επίσης ο φορέας διαθέτει διαδοκίδες οι οποίες στηρίζονται αρθρωτά στις κύριες δοκούς. Τέλος, την κατασκευή συμπληρώνουν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας οι οποίοι τοποθετήθηκαν στις πλάκες καθιστώντας τες άκαμπτες και διασφαλίζοντας έτσι τη διαφραγματική λειτουργία του φορέα.

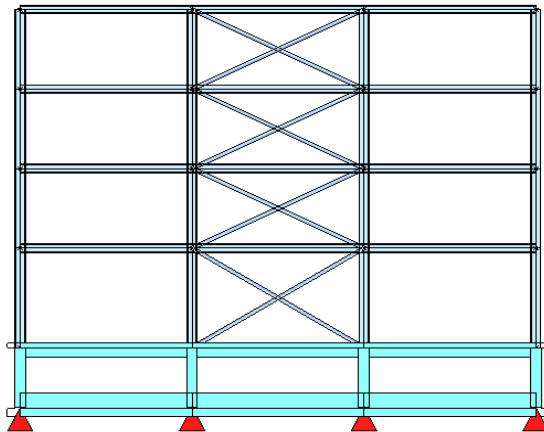


Εικόνα 2.3.Πλαίσια κατά μήκος του άξονα Υ, 1<sup>η</sup> επίλυση

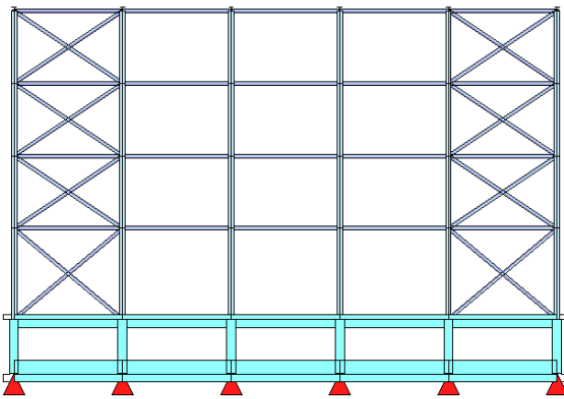


Εικόνα 2.4.Πλαίσια κατά μήκος του άξονα Χ, 1<sup>η</sup> επίλυση





Εικόνα 2.5.Πλαίσια κατά μήκος του άξονα Y, 2<sup>η</sup> επίλυση



Εικόνα 2.6.Πλαίσια κατά μήκος του άξονα X, 2<sup>η</sup> επίλυση

### 2.3 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στην υπό μελέτη κατασκευή επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας ποιότητας **S235**, σκυρόδεμα **C30/35** και χάλυβας οπλισμού **B500C**. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των υλικών.

#### Δομικός χάλυβας S235

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του χάλυβα όπως αυτές δίνονται στον Ευρωκώδικα 3 και όπως ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση:

- ❖ Ειδικό βάρος  $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- ❖ Ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής για κοιλοδοκούς  $f_y = 235 \text{ MPa}$
- ❖ Ονομαστική τιμή της οριακής εφελκυστικής αντοχής  $f_u = 360 \text{ MPa}$
- ❖ Μέτρο ελαστικότητας  $E = 210 \text{ GPa}$
- ❖ Μέτρο διάτμησης  $G = E/(2*(\nu+1)) = 81 \text{ GPa}$
- ❖ Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu = 0,3$

- ❖ Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$

#### Σκυρόδεμα C30/35

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του συροδέματος όπως αυτές δίνονται στον Ευρωκώδικα 2 και όπως ελήφθησαν στην ανάλυση:

- ❖ Ειδικό βάρος  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- ❖ Θλιπτική αντοχή  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- ❖ Μέτρο ελαστικότητας  $E = 31 \text{ GPa}$
- ❖ Λόγος Poisson  $\nu = 0,2$
- ❖ Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής  $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$

#### Χάλυβας οπλισμού B500C

- ❖ Ειδικό βάρος  $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$
- ❖ Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- ❖ Μέτρο ελαστικότητας  $E = 210 \text{ GPa}$
- ❖ Μέτρο διάτμησης  $G = 80 \text{ GPa}$
- ❖ Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu = 0,3$
- ❖ Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$

## 2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

### 2.4.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΤΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

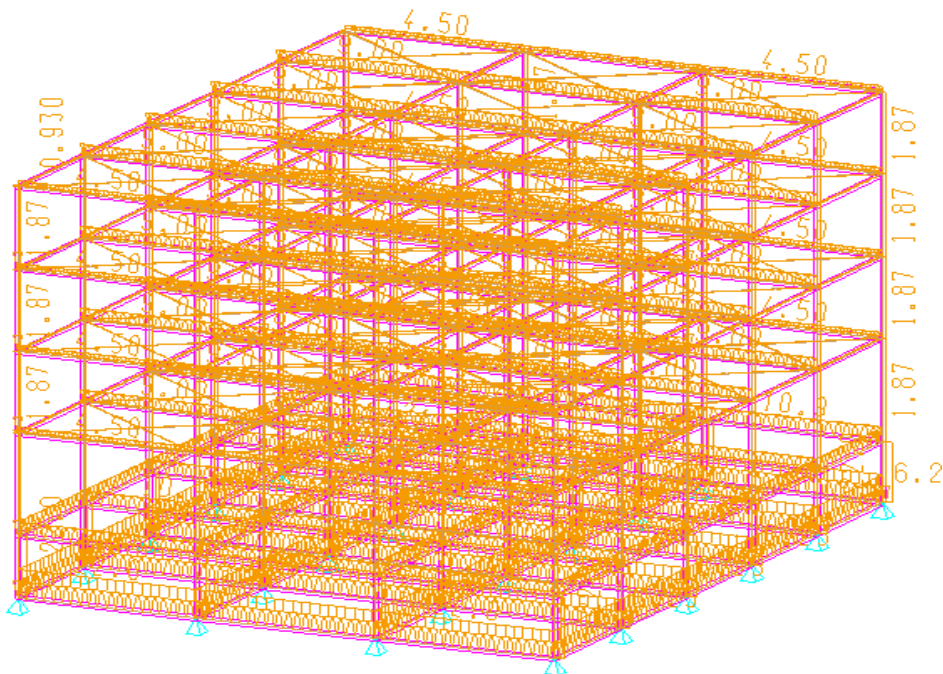
Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο:

- **Τα μόνιμα φορτία (dead loads)**
- **Τα κινητά φορτία (live loads)**
- **Τα τυχηματική φορτία (accidental loads)** τα οποία δεν αποτελούν αντικείμενο μελέτης στη συγκεκριμένη εργασία.

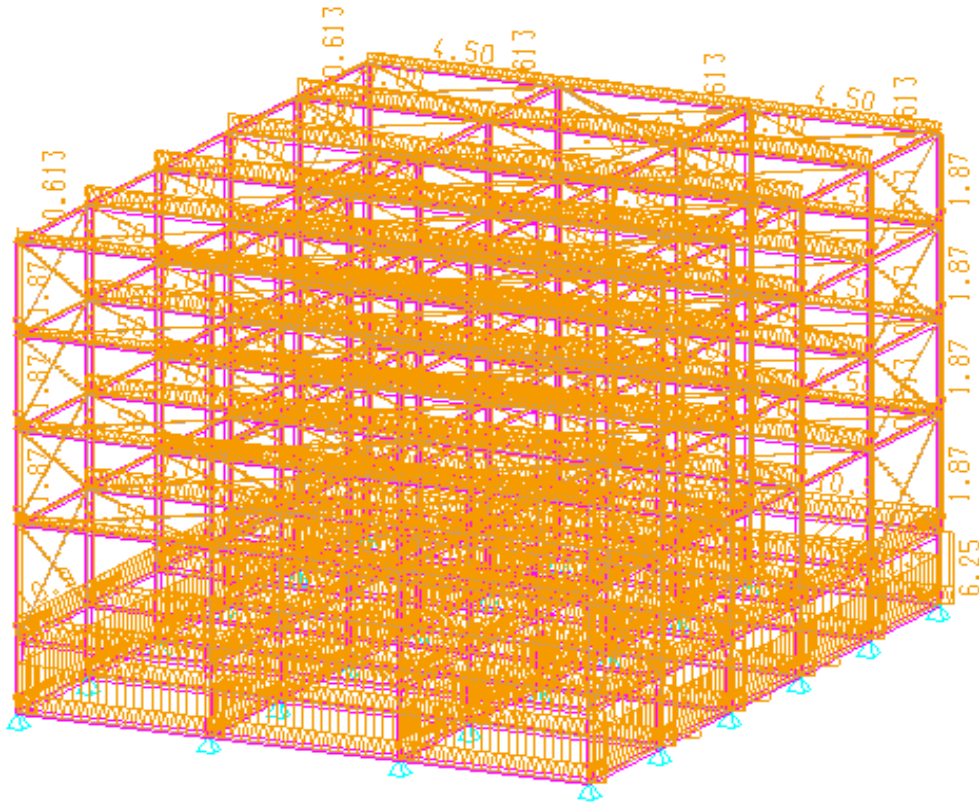
Τα παραπάνω μπορούν να δρουν σε συνδυασμό, οι συνδυασμοί αυτοί των φορτίσεων και η ακριβής τιμή τους σε αυτές λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό με τη μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

### 2.4.1.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

Το μόνιμο ή νεκρό φορτίο είναι ένα φορτίο σταθερής διεύθυνσης, γιατί ενεργεί συνεχώς επί της κατασκευής με κατεύθυνση το κέντρο της γης, δηλαδή είναι στατικό φορτίο. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνονται όλα τα φορτία που αναμένεται να επενεργήσουν καθ'όλη τη διάρκεια ζωής του έργου και για τα οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Σ'αυτά ανήκουν το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και τα φορτία από τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία (επικαλύψεις, μόνωση, υλικό στέγασης, ηλεκτρομηχανικός εξοπλισμός κ.λ.π.). Στην ανάλυση εκτιμήθηκε μόνιμο φορτίο κατασκευής  $300 \text{ kg/m}^2$  λαμβάνοντας υπόψη τις διαστάσεις των μελών και το ειδικό βάρος του χάλυβα ( $78,5 \text{ kN/m}^2$ ).



Εικόνα 2.7. Κατανομή μόνιμων φορτίων, 1<sup>η</sup> επίλυση



Εικόνα 2.8. Κατανομή μόνιμων φορτίων, 2<sup>η</sup> επίλυση

#### 2.4.1.2 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθος τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα και λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στα κινητά φορτία περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κ.λ.π.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
<b>A</b>	<b>Χώροι διαμονής</b>	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
<b>B</b>	<b>Χώροι γραφείων</b>	
<b>C</b>	<b>Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A,B, και D<sup>1)</sup>)</b>	<p><b>C1:</b> Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p><b>C2:</b> Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p><b>C3:</b> Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p><b>C4:</b> Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p> <p><b>C5:</b> Χώροι προσβάσιμοι από μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.</p>
<b>D</b>	<b>Χώροι με εμπορικά καταστήματα</b>	<p><b>D1:</b> Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά</p> <p><b>D2:</b> Χώροι σε πολυκαταστήματα</p>
<sup>1)</sup> Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3		

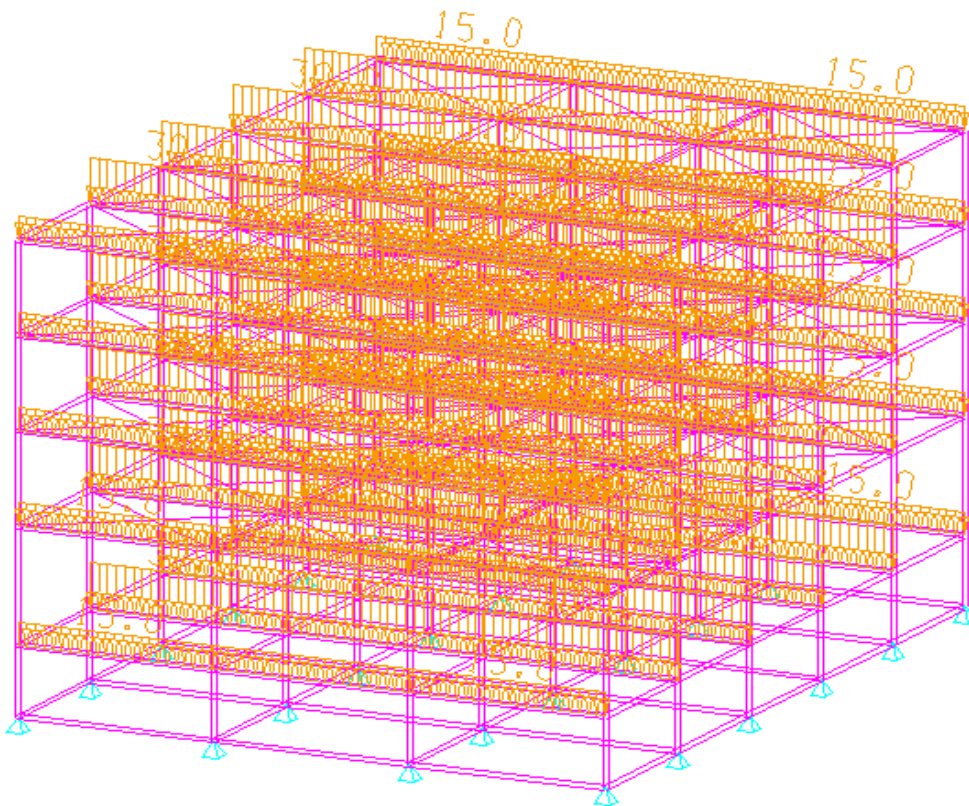
Πίνακας 2.1. Κατηγορίες χρήσης

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα του Ευρωκώδικα 1, το κτήριο που μελετάται ανήκει στην κατηγορία B (χώροι γραφείων). Με βάση την κατηγορία στην οποία ανήκει και τον παρακάτω πίνακα καθορίζονται τα επιβαλλόμενα φορτία.

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

Πίνακας 2.2.Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες κτηρίων, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991.

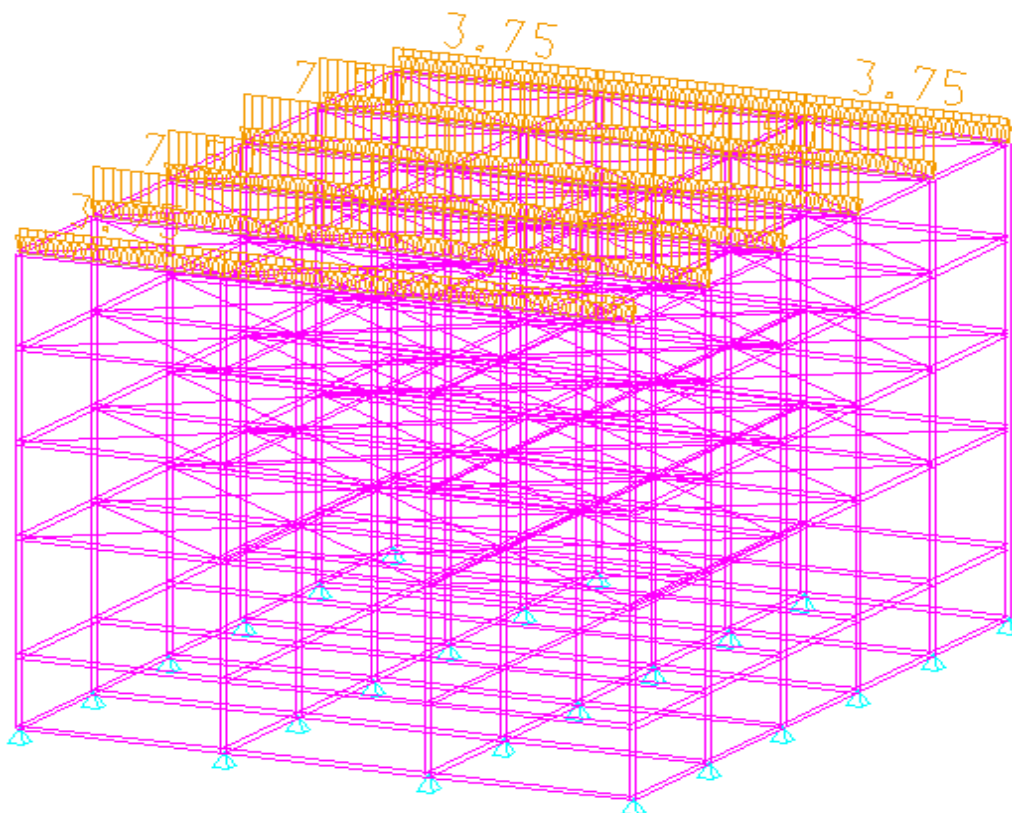
Στην ανάλυση εκτιμήθηκαν κινητά φορτία κατασκευής 500 kg/m<sup>2</sup> για ολόκληρη την κατασκευή.



Εικόνα 2.9.Κατανομή κινητών φορτίων, 1<sup>η</sup> και 2<sup>η</sup> επίλυση

### 2.4.1.3 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

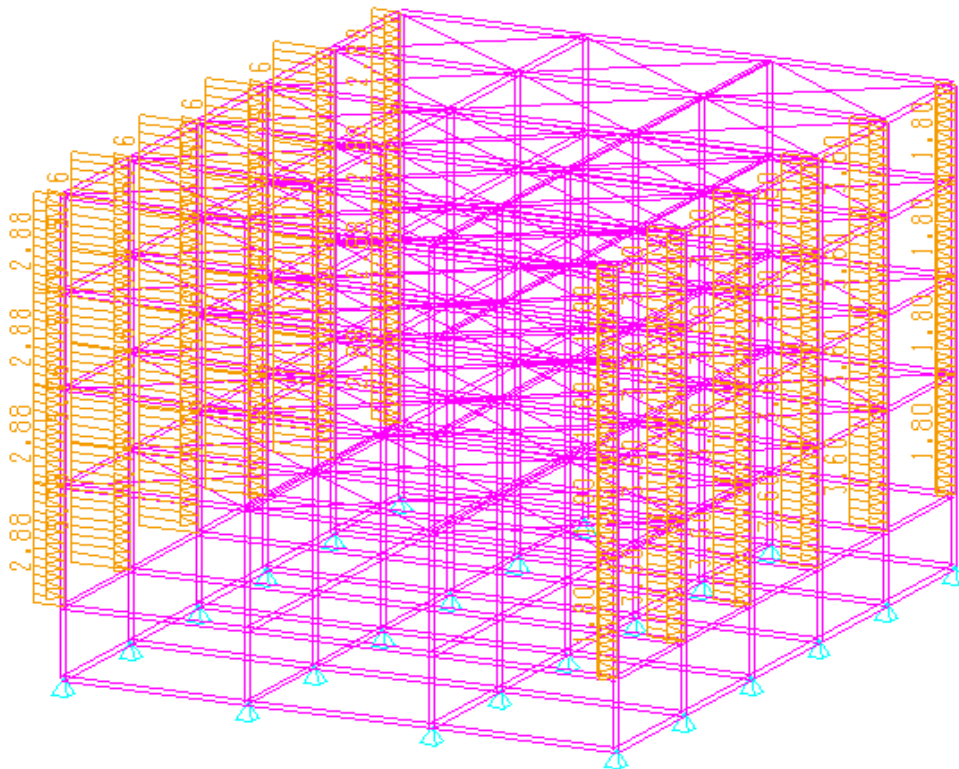
Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός κ.λ.π.) του έργου, ενώ η πυκνότητα του μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεκριμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Στη παρούσα εργασία το φορτίο χιονιού για την οροφή εκτιμήθηκε  $125 \text{ kg/m}^2$ .



Εικόνα 2.10. Κατανομή φορτίων χιονιού, 1<sup>η</sup> και 2<sup>η</sup> επίλυση

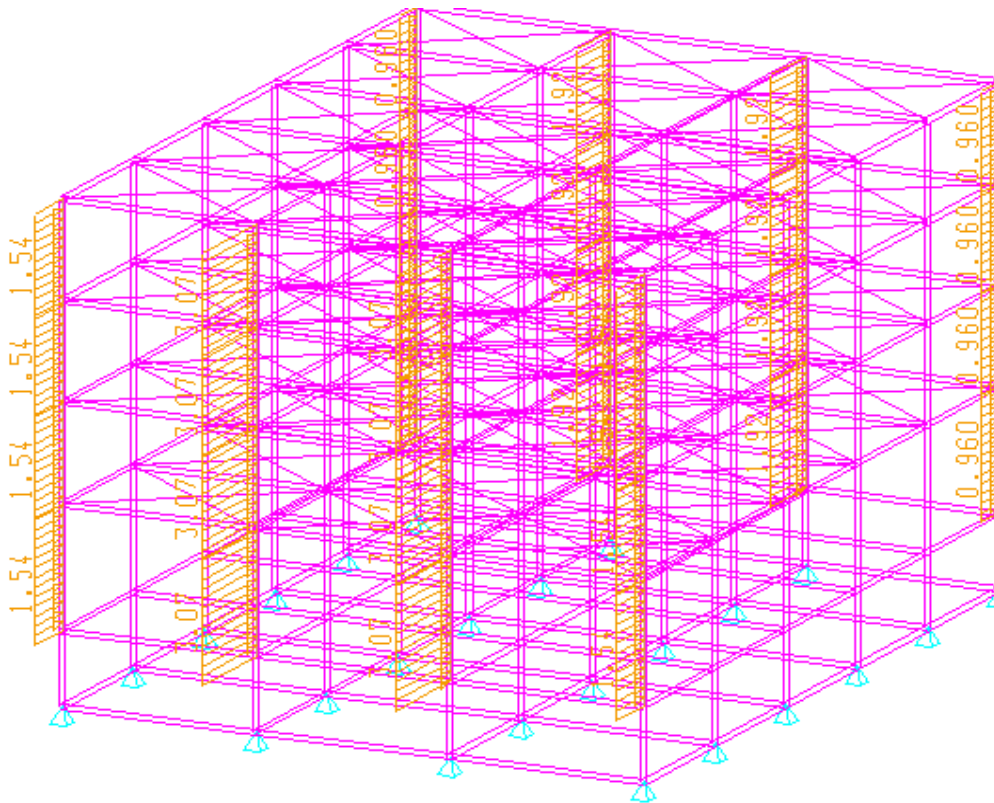
### 2.4.1.4 ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις των κτηρίων, η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου. Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ότι η κατασκευή καταπονείται από φορτίο ανέμου  $125 \text{ kg/m}^2$  κατά  $\chi$  και κατά  $\psi$  που δημιουργεί ανεμοπίεση στην προσήνεμη όψη  $w = 1,2 \cdot 0,8$  και υποπίεση στην υπήνεμη όψη  $w = 1,2 \cdot 0,5$ .



Εικόνα 2.11.Κατανομή φορτίων ανέμου κατά  $\chi$ , 1<sup>η</sup> και 2<sup>η</sup> επίλυση





Εικόνα 2.12. Κατανομή φορτίων ανέμου κατά Χ, 1<sup>η</sup> και 2<sup>η</sup> επίλυση

#### 2.4.1.5 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Κατά τη διάρκεια ενός 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, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντευτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Οι κινήσεις αυτές ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού  $A$ , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η εδαφική επιτάχυνση  $A$  κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές  $A$ ,  $\gamma_1$ ), ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου».

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών της (σεισμός κατά  $\chi$  και  $\psi$  αντίστοιχα, με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας (σεισμός κατά  $\zeta$ ).

### **Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης**

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- **Δυναμική Φασματική Μέθοδος**

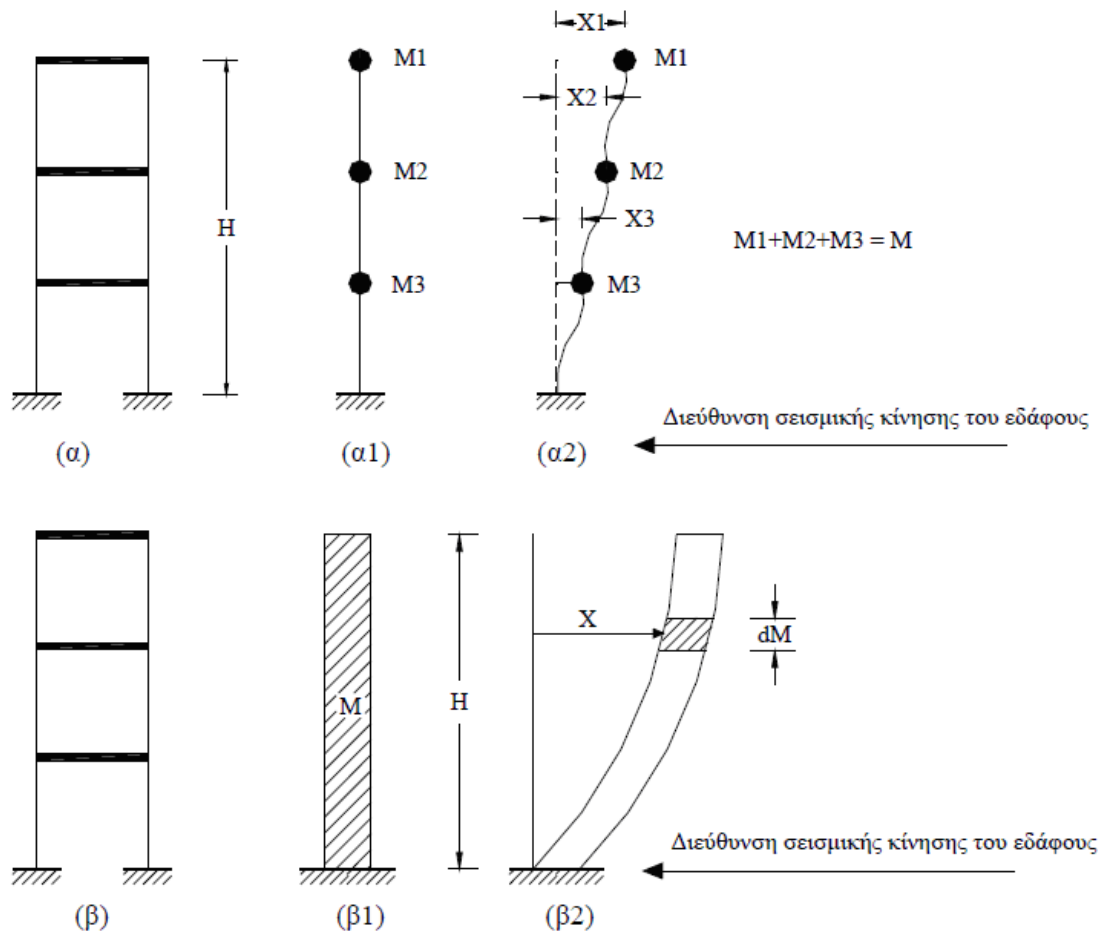
Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ2000. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για  $q=1$  χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα  $\Phi_e(T)$  (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$ ), ενώ για  $q>1$  χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού  $\Phi_d(T)$ .

- **Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος**

Στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος), χωρίς να απαιτεί ιδομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

### **Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης**

Οι δύο προαναφερθείσες μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστρωμάτων μιας κατασκευής (διακριτά συστήματα). Στην πραγματικότητα όμως, η μάζα κάθε κατασκευής είναι ομοιόμορφα κατανομημένη κατά μήκος των στοιχείων της (συνεχή συστήματα) και το φαινόμενο του σεισμού έχει δυναμικό χαρακτήρα. Επομένως η θεώρηση συνεχούς συστήματος και η μελέτη μέσω δυναμικής ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη και τις ελαστοπλαστικές ιδιότητες του υλικού όπου αυτές εμφανίζονται, αποτελεί την πλέον ορθή και ακριβή προσέγγιση αλλά και ταυτόχρονα μια επίπονη διαδικασία που στην πράξη εφαρμόζεται μόνο σε πρωτεύοντα έργα πολιτικού μηχανικού.



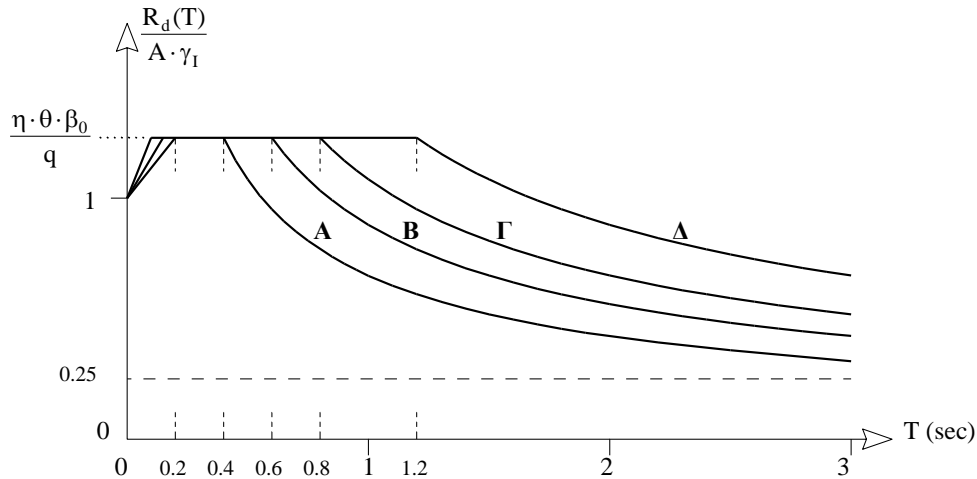
Εικόνα 2.13. Διακριτά και συνεχή συστήματα

### Φάσμα σχεδιασμού

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού το σχήμα του φάσματος, που καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης  $\beta_0$  και τις περιόδους  $T_1$  και  $T_2$  και την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία εκτός από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (συντελεστής  $\alpha$ ), επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής.

Οριζόντιες συνιστώσες

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:



Εικόνα 2.14. Φάσματα σχεδιασμού για όλες τις κατηγορίες εδαφών

**Περιοχή Περιόδων**

**Εξίσωση**

$$0 \leq T < T_1: \quad R_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2: \quad R_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$$

$$T_2 < T: \quad R_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

όπου:

- A = α·g μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους
- γ<sub>I</sub> συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
- q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
- η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ≠ 5%,
- θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης και εξαρτάται γενικά από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης.
- T<sub>1</sub> και T<sub>2</sub> χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος. Κατασκευή με T < T<sub>1</sub> η κατασκευή θεωρείται δύσκαμπτη ενώ για T > T<sub>2</sub> θεωρείται εύκαμπτη.
- β<sub>0</sub> = 2.5 συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

- η διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης που εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής του ιξώδους στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης είναι διάφορο του 5% και υπολογίζεται από

$$\text{τη σχέση: } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

### Κατακόρυφες συνιστώσες

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από τις εξισώσεις με τις εξής μεταβολές:

- αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης A χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα  $A_v = 0.70 \cdot A$ .
- αντί του συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιείται ο συντελεστής  $q_n = 0.50q \geq 1$
- η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$  λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1.0.

### Κατάταξη εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες A, B, Γ, Δ, και Χ που περιγράφονται στον ακόλουθο πίνακα.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυο-αργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγα-

	λύτερου των 70μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ( $I_p > 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
Χ	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. Απότομες κλιθείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Πίνακας 2.3.Κατηγορίες εδάφους

Ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους προκύπτουν οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα:

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
$T_1$	0.10	0.15	0.20	0.20
$T_2$	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίνακας 2.4.Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων  $T_1$ ,  $T_2$  (sec)

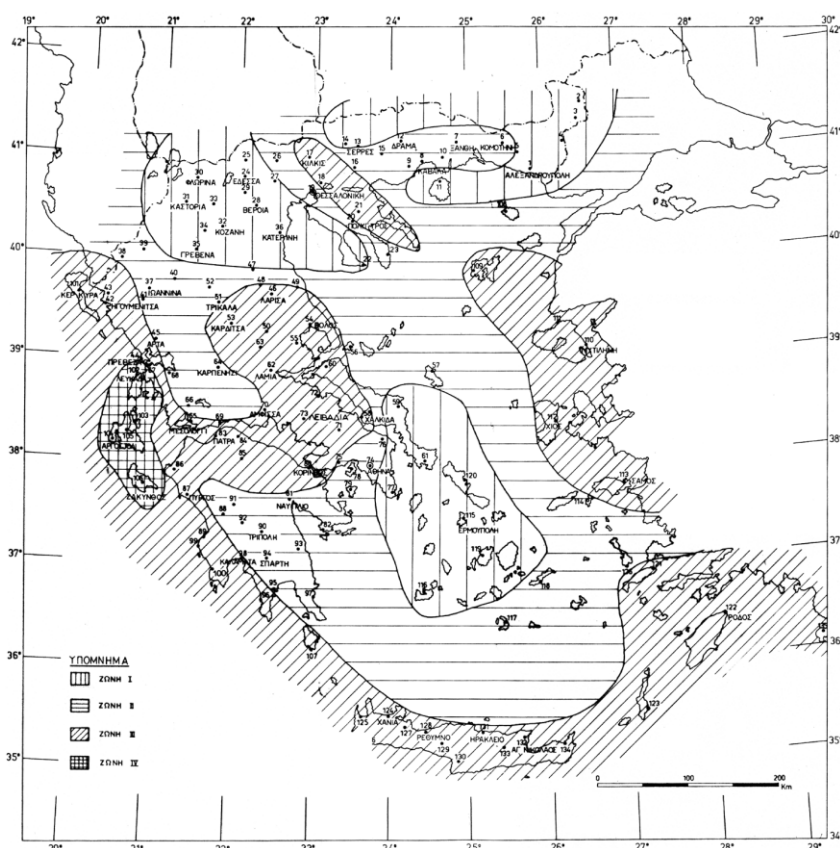
Η κατηγορία εδάφους της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο είναι Β, και επομένως οι χαρακτηριστικές περίοδοι είναι:  $T_1 = 0.15\text{sec}$  και  $T_2 = 0.60\text{sec}$ .

### Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η Ελλάδα διαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας σε κάθε μια εκ των οποίων αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους.

Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0,16	0,24	0,36

Πίνακας 2.5. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους:  $A = \alpha * g$  (g: επιτάχυνση βαρύτητας).



Πίνακας 2.6.Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

Το υπό μελέτη κτήριο βρίσκεται σε περιοχή που ανήκει στη ζώνη Ι οπότε έχει σεισμική επιτάχυνση εδάφους  $\alpha = 0,16 \text{ g}$ .

**Κατηγορία σπουδαιότητας**

Τα κτήρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$  σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα:

Κατηγορία Σπουδαιότητας		$\gamma_1$
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου.	1.15

	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Πίνακας 2.7. Συντελεστές σπουδαιότητας

Το κτήριο που μελετήθηκε ανήκει στην Σ2 κατηγορία άρα  $\gamma = 1,00$ .

### Συντελεστής συμπεριφοράς $q$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Οι μέγιστες τιμές του  $q$  δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι 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 την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορά).

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	$q$
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 σύνδεσμοι 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
	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 – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

**Πίνακας 2.8.Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q**

Για την επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς δεν χρησιμοποιήθηκαν οι μέγιστοι προβλεπόμενοι από τον κανονισμό συντελεστές ( $q=3$  για χιαστί συνδέσμους,  $q=4$  για πλαίσια) που εφαρμόζονται για θεώρηση πλάστιμης συμπεριφοράς. Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και οι έλεγχοι ικανοτικού σχεδιασμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει την μικρότερη από τις τιμές 1,5 ή  $q/2$ . Για τους παραπάνω λόγους επιλέχθηκε  $q=1,5$ .

### **Συντελεστής θεμελίωσης**

Ο συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$  εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης όχι μόνο στην μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης από την επιφάνεια του εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση των κινδύνων διαφορικών καθιζήσεων λόγω δυναμικής διατμητικής συνίζησης χαλαρών εδαφών, αύξηση της αξιοπιστίας, κλπ. Σε εδάφη κατηγορίας Α ή Β ο συντελεστής  $\theta$  λαμβάνει την τιμή 1.0, επομένως για την μελέτη του κτηρίου θεωρήθηκε  $\theta=1.0$ .

### **Ποσοστό απόσβεσης ζ**

Οι τιμές του ποσοστού απόσβεσης δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4

Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

**Πίνακας 2.9. Τιμές ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ζ.**

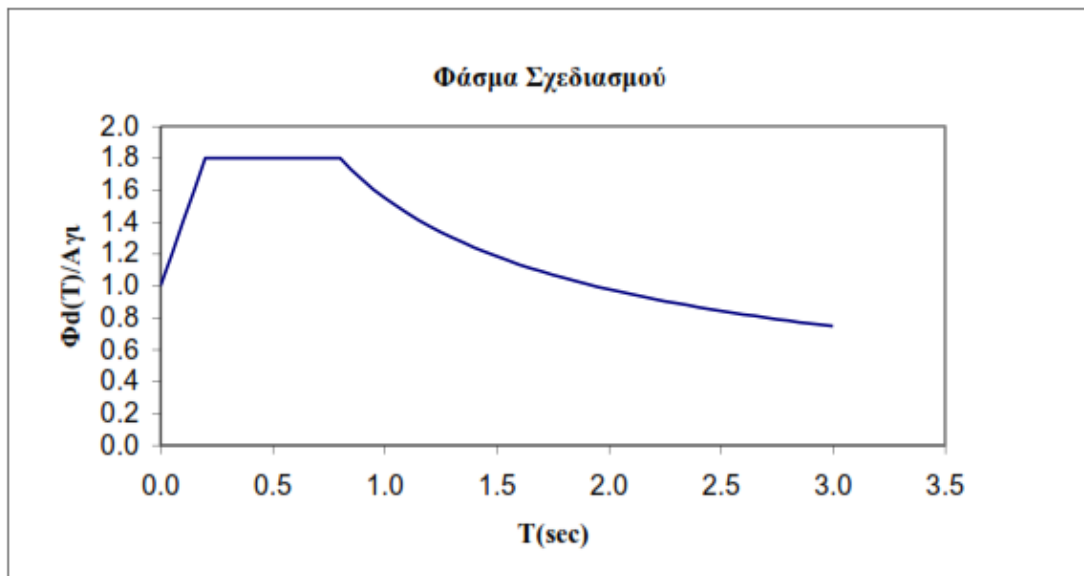
Για μεταλλική κατασκευή με συγκολλήσεις προκύπτει η απόσβεση της κατασκευής ζ=4%.

Για συντελεστή απόσβεσης ζ=4% προκύπτει ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08$$

Παρακάτω παρατίθενται όλοι οι παράμετροι που ελήφθησαν στο φάσμα σχεδιασμού

- $\gamma = 1,00$  Συντελεστής σπουδαιότητας του κτηρίου για κατηγορία σπουδαιότητας  $\Sigma_2$
- $\theta = 1,00$  Συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης
- $\beta_0 = 2,50$  Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
- $q = 1,50$  Συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
- $\eta = 1,08$  Διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης 4%
- $\alpha = 0,16 g$  Συντελεστής επιτάχυνσης για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I
- $T_1 = 0,15 sec$  Χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος για κατηγορία εδάφους B
- $T_2 = 0,60 sec$
- $\Phi_d / (A * \gamma_1) = 0,25$  Ελάχιστη επιτρεπτή τιμή



Σχήμα 2.1.Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

$0 \leq T \leq T_1$		$T_2 \leq T$		$T_2 \leq T$	
T	$\Phi_d(T)/A_{g1}$	T	$\Phi_d(T)/A_{g1}$	T	$\Phi_d(T)/A_{g1}$
0,00	1,000	1,40	1,023	2,90	0,630
0,05	1,267	1,45	1,000	2,95	0,623
0,10	1,533	1,50	0,977	3,00	0,616
$T_1 \leq T \leq T_2$		1,55	0,956		
T	$\Phi_d(T)/A_{g1}$	1,60	0,936		
0,15	1,800	1,65	0,917		
0,20	1,800	1,70	0,899		
0,25	1,800	1,75	0,882		
0,30	1,800	1,80	0,865		
0,35	1,800	1,85	0,850		
0,40	1,800	1,90	0,835		
0,45	1,800	1,95	0,820		
0,50	1,800	2,00	0,807		
0,55	1,800	2,05	0,793		
0,60	1,800	2,10	0,781		

$T_2 \leq T$		$T_2 \leq T$	
T	$\Phi_d(T)/A_{g1}$	T	$\Phi_d(T)/A_{g1}$
0,65	1,706	2,15	0,769
0,70	1,624	2,20	0,757
0,75	1,551	2,25	0,746
0,80	1,486	2,30	0,735
0,85	1,427	2,35	0,724
0,90	1,374	2,40	0,714
0,95	1,325	2,45	0,705

1,00	1,280	2,50	0,695
1,05	1,240	2,55	0,686
1,10	1,202	2,60	0,677
1,15	1,167	2,65	0,669
1,20	1,134	2,70	0,660
1,25	1,103	2,75	0,652
1,30	1,075	2,80	0,645
1,35	1,048	2,85	0,637

### Ιδιομορφές του φορέα

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτηρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. Με βάση τον ΕΑΚ για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών  $\Sigma M_i$  φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας  $M$  του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T=0,03$  sec, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα  $M/\Sigma M_i$ . Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο  $T \geq 0,20$  sec λαμβάνονται πάντοτε υπόψη. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες δεν συμβαίνουν αφ' ενός όλες ταυτόχρονα και αφ' ετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος  $X$  συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares

$$X = \pm \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_n^2}$$

- CQC: Complete Quadratic Combination

$$X = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k X_i P_{ij} X_j}$$

Με τη βοήθεια των υπορουτίνων ASE και DYNA που διαθέτει το SOFISTIK η δυναμική ανάλυση πλέον μπορεί να γίνει κατ' αυθείαν απ' το πρόγραμμα. Δηλαδή

υπολογίζει τις συγκεντρωμένες μάζες στους κόμβους του κάθε στοιχείου, μορφώνει το φάσμα σχεδιασμού και τέλος υπολογίζει τις ιδιομορφές. Ωστόσο, στην επόμενη παράγραφο παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού των ιδιομορφικών μαζών. Στη φασματική ανάλυση με το SOFISTIK η σεισμική απόκριση υπολογίστηκε χρησιμοποιώντας τη μέθοδο CQC. Η μέθοδος CQC δίνει καλύτερα αποτελέσματα από την SRSS όταν διαδοχικές ιδιοπερίοδοι έχουν μικρή διαφορά στην τιμή τους. Εάν αυτό δεν συμβαίνει, η μέθοδος CQC συγκλίνει στην SRSS.

Για τον υπολογισμό των δρυσών μαζών κάθε ιδιομορφής ακολουθήθηκε η εξής διαδικασία: Από την επίλυση με το SOFISTIK ελήφθησαν οι συντελεστές  $R*V*FACTOR$ , υπολογίστηκαν τα τετράγωνα τους και το άθροισμα αυτών. Για την εύρεση του ποσοτού συμμετοχής κάθε ιδιομορφής επί της συνολικής δρώσας μάζας υπολογίστηκαν η ποσότητα  $(R*V*FACTOR)^2 / \text{SUM} [(R*V*FACTOR)^2]$ . Το ποσοστό αυτό πολλαπλασιάστηκε τελικά με την συνολική δρώσα μεταφορική μάζα ώστε να προκύψει η δρώσα ιδιομορφική μάζα για κάθε ιδιομορφή.

#### Σεισμός κατά Χ-Χ

Ιδιομορφές	R*V*FACT	R*V*FACT <sup>2</sup>	Ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας	Ιδιομορφική μάζα (t)
1	3,086E+01	952,340	64,581	969,974
2	-2,952E-03	0,0000	0,0000	0,0000
3	9,990E-14	0,0000	0,0000	0,0000
4	-1,059E+01	112,148	7,6050	114,225
5	-6,158E+00	37,921	2,5715	38,6232
6	-2,856E-03	0,0000	0,0000	0,0000
7	6,500E-14	0,0000	0,0000	0,0000
8	-3,369E+00	11,350	0,7697	11,560
9	4,396E-03	0,0000	0,0000	0,0000
10	1,182E-03	0,0000	0,0000	0,0000
11	1,442E-03	0,0000	0,0000	0,0000
12	-1,165E-02	0,0000	0,0000	0,0000
13	-1,083E-09	0,0000	0,0000	0,0000
14	-1,109E-08	0,0000	0,0000	0,0000
15	-1,899E+01	360,620	24,455	367,297
16	-3,691E-04	0,0000	0,0000	0,0000
17	1,873E-01	0,0351	0,0000	0,0000
18	-2,601E-01	0,0675	0,0000	0,0000
19	-2,520E-01	0,0635	0,0000	0,0000
20	-3,316E-01	0,1100	0,0000	0,0000
	SUM	1474,655	99,981	1501,679

Πίνακας 2.10.Υπολογισμός ιδιομορφικών μαζών για σεισμό κατά χ-χ 1<sup>η</sup> επίλυση

Σεισμός κατά Υ-Υ

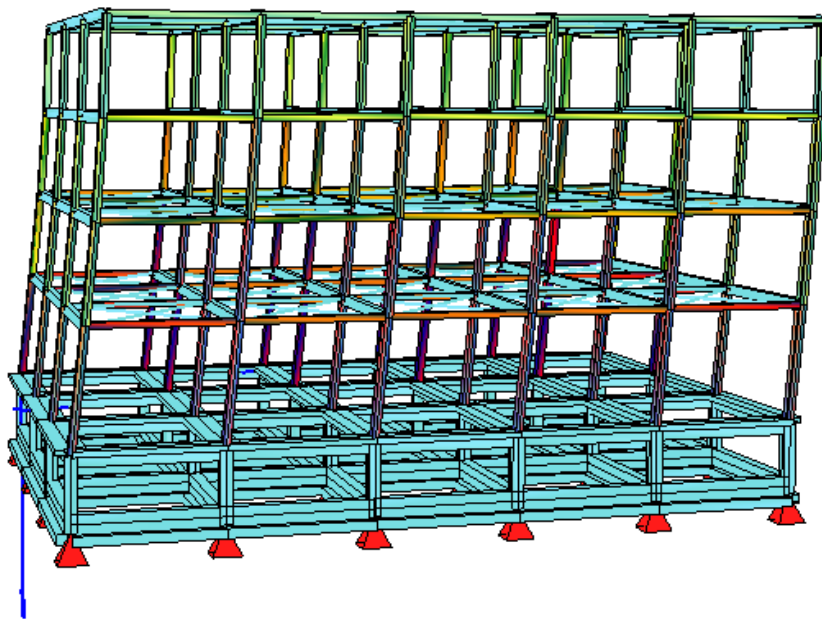
Ιδιομορφές	R*V*FACT	R*V*FACT^2	Ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας	Ιδιομορφική μάζα (t)
1	3,954E-14	0,0000	0,0000	0,000
2	-3,512E-11	0,0000	0,0000	0,0000
3	-3,259E+01	1062,11	77,6477	1166,2375
4	-1,848E-13	0,0000	0,0000	0,000
5	4,213E-14	0,0000	0,0000	0,0000
6	3,888E-11	0,0000	0,0000	0,0000
7	1,253E+01	157,000	11,4778	172,3920
8	-4,042E-14	0,0000	0,0000	0,000
9	-1,653E-10	0,0000	0,0000	0,0000
10	-2,149E-11	0,0000	0,0000	0,0000
11	1,135E-11	0,0000	0,0000	0,0000
12	-6,175E-10	0,0000	0,0000	0,0000
13	-1,214E+01	147,380	10,7745	161,8289
14	-2,931E-01	0,0859	0,0000	0,0000
15	-2,269E-09	0,0000	0,0000	0,000
16	1,132E+00	1,2814	0,0937	1,4070
17	-1,559E-04	0,0000	0,0000	0,0000
18	-1,339E-02	0,0002	0,0000	0,0000
19	4,540E-03	0,0000	0,0000	0,0000
20	-2,141E-03	0,0000	0,0000	0,0000
	SUM	1367,858	99,994	1501,865

Πίνακας 2.11.Υπολογισμός ιδιομορφικών μαζών για σεισμό κατά γ-γ 1<sup>η</sup> επίλυση

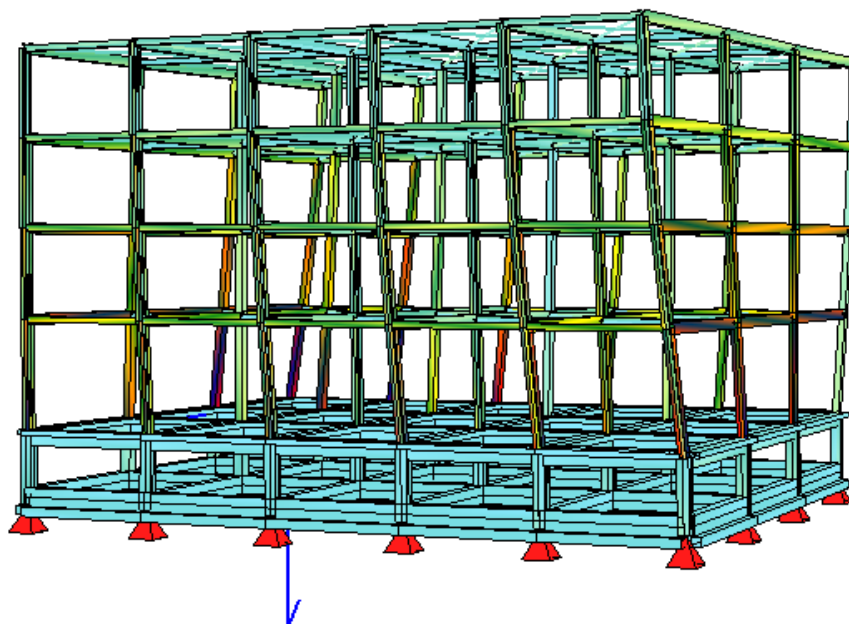
Ιδιομορφές	Ιδιοπερίοδος T(sec)	Ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας κατά χ	Ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας κατά γ
1	1,837	64,581%	0,0000%
2	0,785	0,0000%	0,0000%
3	0,707	0,0000%	77,648%
4	0,553	7,6050%	0,0000%
5	0,285	2,5715%	0,0000%
6	0,254	0,0000%	0,0000%
7	0,217	0,0000%	11,478%
8	0,183	0,7697%	0,0000%
9	0,161	0,0000%	0,0000%
10	0,144	0,0000%	0,0000%
11	0,130	0,0000%	0,0000%
12	0,124	0,0000%	0,0000%
13	0,120	0,0000%	10,775%

14	0,118	0,0000%	0,0000%
15	0,112	24,455%	0,0000%
16	0,104	0,0000%	0,0937%
17	0,102	0,0000%	0,0000%
18	0,101	0,0000%	0,0000%
19	0,100	0,0000%	0,0000%
20	0,095	0,0000%	0,0000%

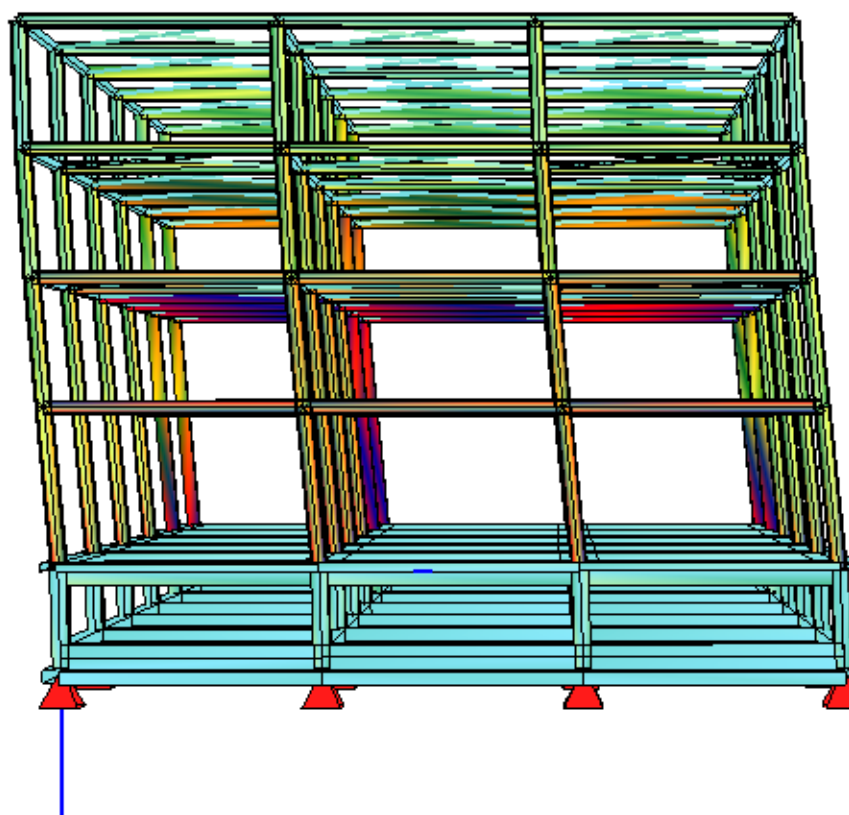
Πίνακας 2.12. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης 1<sup>η</sup> επίλυση



Εικόνα 2.15. Θεμελιώδης ιδιομορφή κατά  $\chi$ , 1<sup>η</sup> επίλυση,  $T=1,837\text{sec}$



Εικόνα 2.16. Δεύτερη ιδιομορφή στρωφική, 1<sup>η</sup> επίλυση,  $T=0,785\text{sec}$



Εικόνα 2.17. Τρίτη ιδιομορφή κατά  $\gamma$ , 1<sup>η</sup> επίλυση,  $T=0,707\text{sec}$



Σεισμός κατά Χ-Χ

Ιδιομορφές	R*V*FACT	R*V*FACT^2	Ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας	Ιδιομορφική μάζα (t)
1	-1.417E-12	0.000	0.000	0.0000
2	3.233E+01	1045.23	70.5189	1058.34
3	-1.501E-02	0.0002	0.0000	0.0002
4	-1.182E+01	139.712	9.4260	141.465
5	-2.798E-13	0.0000	0.0000	0.0000
6	4.392E+00	19.290	1.3014	19.532
7	-7.914E-03	0.0000	0.0000	0.0000
8	3.490E+00	12.180	0.8218	12.333
9	-1.378E-02	0.0002	0.0000	0.0000
10	6.671E-15	0.0000	0.0000	0.0000
11	-3.380E-11	0.0000	0.0000	0.0000
12	8.435E-02	0.0071	0.0005	0.0072
13	-1.624E+01	263.740	17.7939	267.05
14	-1.426E+00	2.0330	0.1372	2.0585
15	5.578E-02	0.0031	0.0002	0.0031
16	-3.568E-03	0.0000	0.0000	0.0000
17	1.505E-03	0.0000	0.0000	0.0000
18	-7.596E-03	0.0000	0.0000	0.0000
19	-5.239E-03	0.0000	0.0000	0.0000
20	4.844E-02	0.0023	0.0002	0.0023
	SUM	1482.197	100.000	1500.791

Πίνακας 2.13.Υπολογισμός ιδιομορφικών μαζών για σεισμό κατά χ-χ 2<sup>η</sup> επίλυση

Σεισμός κατά Υ-Υ

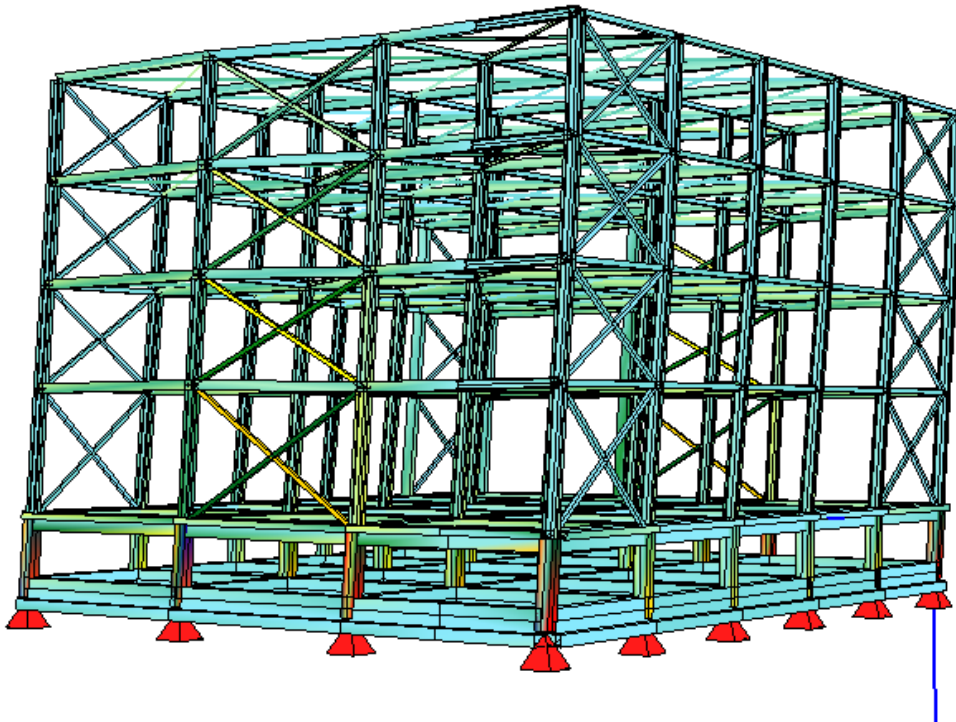
Ιδιομορφές	R*V*FACT	R*V*FACT^2	Ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας	Ιδιομορφική μάζα (t)
1	3.282E+01	1077.15	72.5903	1089.43
2	1.581E-12	0.0000	0.0000	0.0000
3	2.704E-10	0.0000	0.0000	0.0000
4	2.381E-13	0.0000	0.0000	0.0000
5	-1.300E+01	169.00	11.3891	170.93
6	-5.595E-14	0.0000	0.0000	0.0000
7	5.901E-14	0.0000	0.0000	0.0000
8	8.034E-14	0.0000	0.0000	0.0000
9	7.731E-11	0.0000	0.0000	0.0000
10	-1.166E+01	135.96	9.1625	137.51
11	-1.423E+00	2.0250	0.1365	2.0481
12	-3.037E-09	0.0000	0.0000	0.0000

13	2.063E-09	0.0000	0.0000	0.0000
14	-1.070E-03	0.0000	0.0000	0.0000
15	-5.548E-03	0.0000	0.0000	0.0000
16	6.299E-01	0.3970	0.0268	0.4015
17	6.232E+00	38.840	2.6175	39.283
18	3.684E+00	13.572	0.9146	13.727
19	-6.843E+00	46.827	3.1557	47.361
20	-3.227E-01	0.1040	0.0070	0.1052
	SUM	1483.875	100.000	1500.791

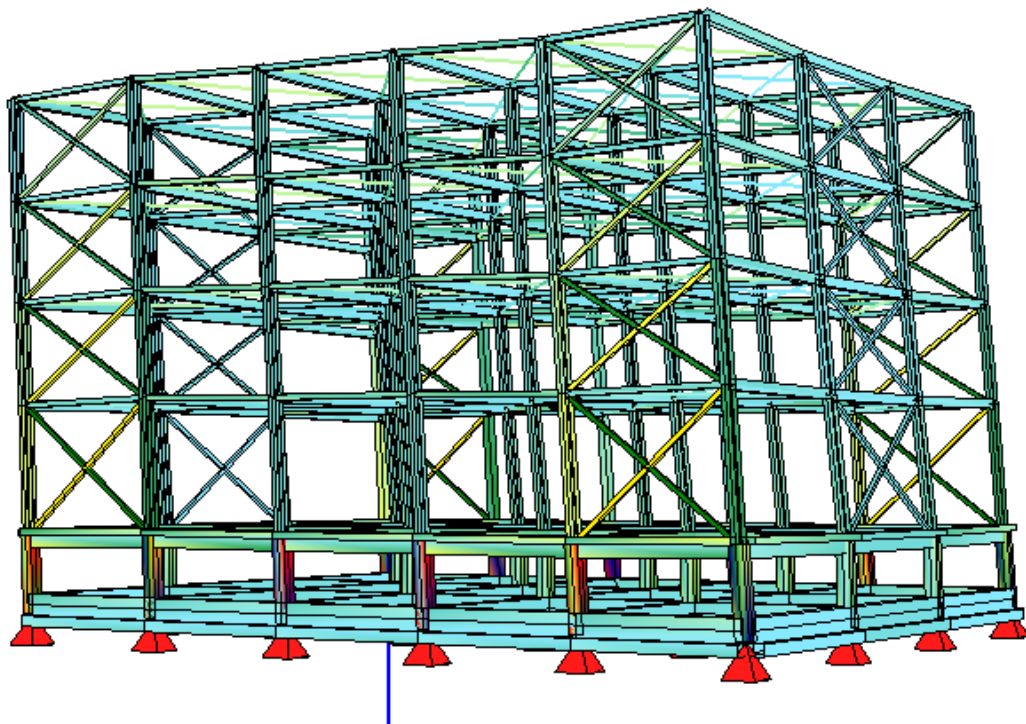
Πίνακας 2.14.Υπολογισμός ιδιομορφικών μαζών για σεισμό κατά γ-γ<sup>1</sup> επίλυση

Ιδιομορφές	Ιδιοπερίοδος T(sec)	Ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας κατά χ	Ποσοστό επί της συνολικής δρώσας μάζας κατά γ
1	0.5390	0.0000%	72.590%
2	0.5170	70.5190%	0.000%
3	0.3590	0.0000%	0.000%
4	0.2140	9.4260%	0.000%
5	0.1960	2.5715%	11.389%
6	0.1640	1.3014%	0.000%
7	0.1390	0.0000%	0.000%
8	0.1380	0.8218%	0.000%
9	0.1370	0.0000%	0.000%
10	0.1200	0.0000%	9.163%
11	0.1140	0.0000%	0.137%
12	0.1120	0.0005%	0.000%
13	0.1090	17.7939%	0.000%
14	0.0990	0.1372%	0.000%
15	0.0980	0.0002%	0.000%
16	0.0948	0.0000%	0.027%
17	0.0945	0.0000%	2.618%
18	0.0910	0.0000%	0.915%
19	0.0909	0.0000%	3.156%
20	0.0860	0.0002%	0.007%

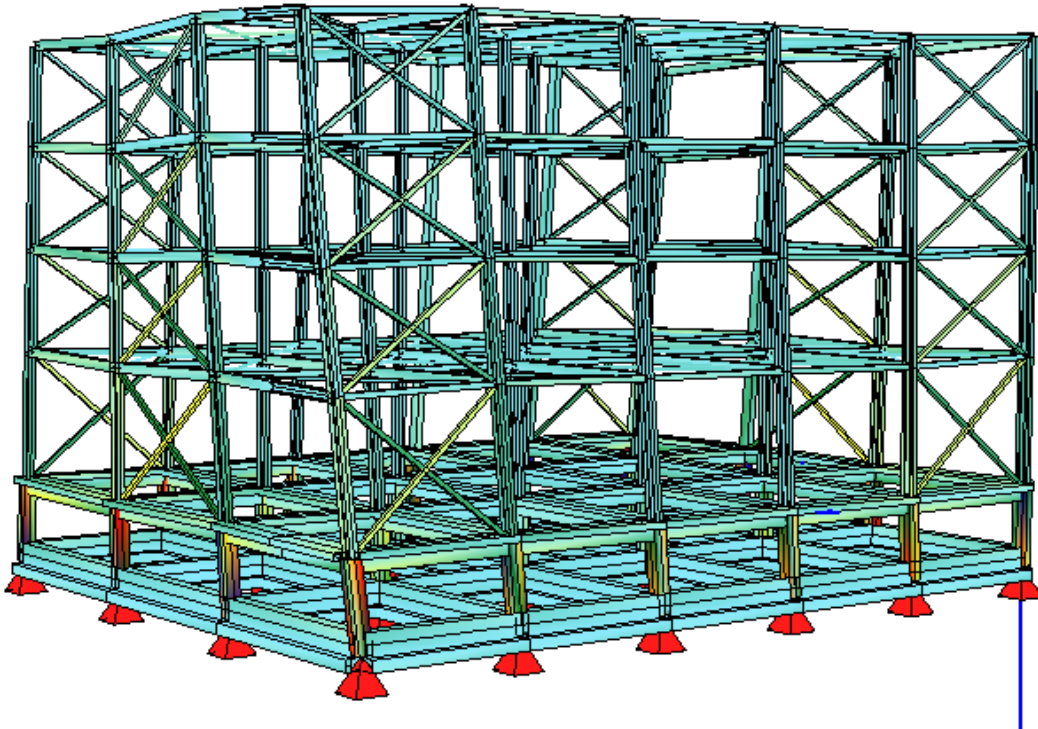
Πίνακας 2.15.Συγκεντρωτικά αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης 2<sup>η</sup> επίλυση



Εικόνα 2.18.Θεμελιώδης ιδιομορφή κατά  $y$ , 2<sup>η</sup> επίλυση,  $T=0,539\text{sec}$



Εικόνα 2.19.Δεύτερη ιδιομορφή κατά  $x$ , 2<sup>η</sup> επίλυση,  $T=0,517\text{sec}$



Εικόνα 2.20. Τρίτη ιδιομορφή στροφική, 2<sup>η</sup> επίλυση,  $T=0,359\text{sec}$

## 2.4.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

### 2.4.2.1 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ

Στην παράγραφο αυτή περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EC1), για ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα των κατασκευών με βάση τη θεωρία των οριακών καταστάσεων και τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας.

Το κτήριο που μελετήθηκε σχεδιάστηκε με σκοπό να ικανοποιεί τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Θα πρέπει να παραμένει κατάλληλο για τη χρήση για την οποία προορίζεται
- Θα πρέπει να παραλαμβάνει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης του
- Θα πρέπει να αποφεύγεται ο κίνδυνος να υποστεί δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, προσκρούσεις ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους, μέσω επιλογής κατάλληλων μέτρων (προφυλακτικά μέτρα, επιλογή κατάλληλου δομικού συστήματος).

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται δε σε δύο κατηγορίες, τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και τις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας και οι οποίες περιγράφονται παρακάτω.

#### Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ultimate Limit States - ULS)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του και σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού του φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις οριακές καταστάσεις αστοχίας είναι:

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

#### Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Serviceability Limit States - SLS)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού. Αφορούν δε τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή δομικό μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (π.χ. έντονη καμπτική παραμόρφωση ή εκτεταμένη ρηγμάτωση)

### 2.4.2.2 ΣΥΝΔΥΣΑΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ'αυτής. Οι δράσεις πολλαπλασιαζόμενες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφάλειας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μια από τις δύο οριακές καταστάσεις. Στην παρούσα εργασία το κτήριο δεν ελέγχθηκε σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αλλά μόνο σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να δοθούν οι ερμηνείες των συμβολισμών των φορτίων που χρησιμοποιούνται παρακάτω καθώς και οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού  $\psi$  και των συντελεστών ασφαλείας  $\gamma$ .

#### Συμβολισμοί

G: Ίδιο βάρος του φορέα  
Πρόσθετο μόνιμο φορτίο επικάλυψης

Q: Κινητό φορτίο κατασκευής

S: Φορτίο Χιονιού

W: Φορτίο Ανέμου

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η πλέον δυσμενής επίδραση του ανέμου φόρτιση λόγω ανέμου χωρίστηκε σε δύο ξεχωριστές φορτίσεις για κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις του ανέμου ( $W_x$  για ανεμοπίεση κατά  $x$  και  $W_y$  για ανεμοπίεση κατά  $y$ ).

E: Φορτίο Σεισμού

Ανάλογα με τη διεύθυνση του σεισμού τα σεισμικά φορτία χωρίστηκαν στις εξής δύο περιπτώσεις:

$E_x$ : Σεισμικό φορτίο για διεύθυνση σεισμού κατά  $X$

$E_y$ : Σεισμικό φορτίο για διεύθυνση σεισμού κατά  $Y$

Συντελεστές συνδυασμού  $\Psi$ 

Βάση του πίνακα 2.12, λαμβάνονται οι συντελεστές  $\Psi$  για τις διάφορες κατηγορίες δράσεων και κατηγορία κτηρίου Β.

Συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ 

Εδώ θα παρουσιαστούν οι τιμές των συντελεστών, όπως αυτοί υπεισέρχονται στους συνδυασμούς που παρουσιάζονται στη συνέχεια.

Σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας*Μονιμές δράσεις*

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

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

*Μεταβλητές δράσεις*

$$\gamma_Q = 1,50$$

*Τυχηματικές δράσεις*

$$\gamma_A = 1,0$$

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Προκειμένου να ελεγχεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού). Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

1. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Για καταστάσεις τυχηματικές

$$\Sigma G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1}Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i}Q_{k,i}$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\Sigma G_{k,j} + E + \Sigma \psi_{2,i}Q_{k,j}$$

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων $\psi_1$ κατά τον EC1			
Δράση	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Μεταβλητά φορτία σε κτίρια <sup>(1)</sup>			
Κατηγορία A: κατοικίες	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία B: γραφεία	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφικ.λ.π)	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία D: καταστήματα			
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	[0,7]	[0,7]	[0,6]
	[1,0]	[0,9]	[0,8]

Πίνακας 2.16. Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_1$  κατά το EN 1990

A/A		Φορτία Χρήσης	$\psi_2$
<b>1</b>	1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
	1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0.5
	1.3	Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κλπ.)	0.8
	1.5	Μη βατές στέγες	0.0
<b>2</b>		Άνεμος	0.0
<b>3</b>		Χιόνι (Μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

Πίνακας 2.17. Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_2$

Στην παρούσα εργασία οι συνδυασμοί που επιλέχθηκαν για την επίλυση είναι οι εξής :

1. ΟΚΑ Δυσμενής συνδυασμός

Κύρια μεταβλητή δράση το Q  $1,35G + 1,50Q \pm 0,90W_x \pm 0,90W_y + 0,90S$



Κύρια μεταβλητή δράση το Wx	$1,35G + 0,90Q \pm 1,50Wx \pm 0,90Wy + 0,90S$
Κύρια μεταβλητή δράση το Wy	$1,35G + 0,90Q \pm 0,90Wx \pm 1,50Wy + 0,90S$

2. ΟΚΑ Ευμενής συνδυασμός (Κατασκευή υπό ανέγερση)

Η επίλυση γίνεται μόνο με μόνιμα φορτία	1,00G
---	-------

3. Συνδυασμοί δράσεων για καταστάσεις σεισμικού σχεδιασμού

Κύρια μεταβλητή δράση ο σεισμός κατά χ	$1,00G + 0,50Q \pm Ex \pm 0,30Ey$
Κύρια μεταβλητή δράση ο σεισμός κατά γ	$1,00G + 0,50Q \pm 0,30Ex + Ey$

**Περιβάλλουσα εντατικών μεγεθών**

Για την εισαγωγή των παραπάνω συνδυασμών φορτίσεων στο SOFISTIK χρησιμοποιήθηκε το υποπρόγραμμα MAXIMA. Μέσω αυτού βρέθηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των συνδυασμών αυτών αλλά και των συνδυασμών που προέκυψαν από την επαλληλία τους (περιβάλλουσα και σεισμικών φορτίσεων). Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω στατικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 11 έως 22. Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω σεισμικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 31 έως 42. Τέλος, τα αποτελέσματα της επαλληλίας των στατικών και σεισμικών φορτίων για τα μέλη βρίσκονται στα Load Cases από 51 έως 62.



# Κεφάλαιο 3

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕΤΑΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ 1 ΧΩΡΙΣ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ

---

- 3.1 Εισαγωγή
- 3.2 Βασικά στοιχεία ελέγχων
- 3.3 Έλεγχοι στοιχείων φορέα
- 3.4 Έλεγχος διαδοκίδας IPE 240
- 3.5 Έλεγχος περιορισμού γωνιακής παραμόρφωσης
- 3.6 Μέγιστοι βαθμοί απόδοσης διατομών



### 3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος του μεταλλικού φορέα 1 (χωρίς χιαστί συνδέσμους) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Για την επίλυση του φορέα, όπως ήδη αναφέρθηκε, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SOFISTIC2003. Το πρόγραμμα αυτό έχει τη δυνατότητα εύρεσης των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβάλλονται στο φορέα.

Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν κατηγοριοποιήθηκαν ανά είδος ράβδου (κύριες δοκοί, δευτερεύουσες δοκοί, υποστυλώματα και χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας). Ακολουθεί η παρουσίαση των ελέγχων που εφαρμόστηκαν σε έναν αντιπροσωπευτικό αριθμό στοιχείων του φορέα, τα οποία επιλέχθηκαν με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων των ελέγχων κατασκευάστηκε πρόγραμμα στο EXCEL2007 με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής, τα εντατικά μεγέθη του υπό έλεγχο στοιχείου, το είδος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα.

### 3.2 ΒΑΣΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΛΕΓΧΩΝ

#### 3.2.1 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

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

- Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσε-

ων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος  $c/t$  καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή.

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

Με τη βοήθεια των πινάκων που ακολουθούν έγινε η κατάταξη των διατομών.

Κορμοί δοκών (εσωτερικά μέλη διατομών κάθετα ως προς τον άξονα κάμψης)			
Κατηγορία	Κορμός καμπτόμενος	Κορμός θλιβόμενος	Κορμός υπό θλίψη και κάμψη
Κατανομή τάσεων (+ θλίψη)			
<b>1</b>	$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$	<p>όταν <math>\alpha &gt; 0,5</math>: <math>\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)}</math></p> <p>όταν <math>\alpha \leq 0,5</math>: <math>\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}</math></p>
<b>2</b>	$\frac{d}{t_w} \leq 83\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $\frac{d}{t_w} \leq \frac{456\varepsilon}{(13\alpha-1)}$

			όταν $\alpha \leq 0,5: \frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Κατανομή τάσεων			
3	$\frac{d}{t_w} \leq 124\epsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 42\epsilon$	όταν $\psi > -1: \frac{d}{t_w} \leq \frac{42\epsilon}{(0,67+0,33\psi)}$ όταν $\psi \leq -1: \frac{d}{t_w} \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$

Πίνακας 3.1. Κατάταξη κορμών διατομής

Κατηγορία	Τύπος διατομής	Καμπτόμενη διατομή	Θλιβόμενη διατομή
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής			
1	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 33\epsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\epsilon$
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 33\epsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\epsilon$
2	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 38\epsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\epsilon$
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 38\epsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\epsilon$
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής			
3	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\epsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\epsilon$
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 42\epsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\epsilon$

Πίνακας 3.2. Κατάταξη πελμάτων διατομής

Κατηγορία	Τύπος διατομής	Θλιβόμενο μέλος	Μέλος υπό κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη	
			Θλιβόμενο άκρο	Εφελκυσμένο άκρο
		Ελατές διατομές	Συγκολλητές διατομές	
		Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής		
1	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 9\epsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 11\epsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{11\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
		Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής		
3	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 15\epsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq 23\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ $\frac{c}{t_f} \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για τον υπολογισμό του $k_\sigma$ βλέπε πίνακες (10.14) και (10.15)	
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 14\epsilon$		

Πίνακας 3.3. Κατάταξη πελμάτων με ελεύθερα άκρα διατομής

### 3.2.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΛΕΓΧΩΝ

#### 3.2.2.1 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

##### 3.2.2.1.1 ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

###### Έλεγχος σε μονοαξονικό εφελκυσμό

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

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



όπου

Για διατομές με οπές η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό  $N_{t,Rd}$  πρέπει να λαμβάνεται μικρότερη από:

- την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

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

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M0}}$$

όπου

A: το εμβαδόν της πλήρους διατομής

$f_y$ : το όριο διαρροής του χάλυβα

$\gamma_{M0}$ : ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας του χάλυβα

$A_{net}$ : το εμβαδόν της καθαρής διατομής

$f_u$ : η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα

$\gamma_{M0}$ : ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας του χάλυβα σε θραύση

#### Έλεγχος σε αξονική θλίψη

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

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

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη  $N_{c,Rd}$  πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

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

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

όπου

A: το εμβαδόν της πλήρους διατομής

$f_y$ : το όριο διαρροής του χάλυβα

$\gamma_{M0}$ : ο επιμέρους συντελεστής ασφάλειας του χάλυβα

$A_{eff}$ : το εμβαδόν της ενεργού διατομής

#### Έλεγχος σε μονοαξονική (απλή) κάμψη

Σε περιπτώσεις όπου η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδραση της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμελη-

θεί, η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης  $M_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

Όπου  $M_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη

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

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

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

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

Για τις διατομές στις οποίες ο άξονας κάμψης είναι και άξονας συμμετρίας, η  $W_{el}$  αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή των ινών. Για μονοσυμμετρικές διατομές η  $W_{el}$  αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή της ακραίας θλιβόμενης ίνας. Η  $W_{eff}$  αναφέρεται αντιστοίχως στην ενεργό διατομή.

Εάν υπάρχουν οπές στο εφελκούμενο πέλμα της κρίσιμης διατομής, απαιτείται να ελεγχθεί ότι ο λόγος καθαρής διατομής προς πλήρη διατομή δεν είναι τόσο μικρός ώστε να συμβεί θραύση στην καθαρή διατομή, πριν διαρρεύσει η πλήρης διατομή. Ο έλεγχος ικανοποιείται εφόσον ο λόγος  $A_{f,net}/A_f$  για το εφελκούμενο πέλμα είναι μεγαλύτερος ή ίσος με 0,907, 0,888 και 0,967 για πάχη πελμάτων μικρότερα των 40mm και κατηγορίες χάλυβα S235, S275 και S355 αντίστοιχα. Αν το παραπάνω κριτήριο δεν τηρείται μπορεί να θεωρηθεί ένα απομειωμένο πέλμα, που να ικανοποιεί το όριο και να είναι ίσο με  $A_{f,net}$ . Το κριτήριο είναι το εξής:

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

όπου  $A_f$  είναι η επιφάνεια του εφελκούμενου πέλματος.

### Έλεγχος σε διάτμηση

Όταν η τέμνουσα δύναμη γίνεται άρκετα σημαντική, η αντοχή σε τέμνουσα μπορεί να καθίσταται κρίσιμη. Για τον έλεγχο επάρκειας μιας δοκού έναντι τέμνουσας θα πρέπει η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης  $V_{Ed}$  σε κάθε διατομή να ικανοποιεί τη σχέση:

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

όπου  $V_{c,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

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

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

όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Το όριο διαρροής του χάλυβα σε διάτμηση είναι σύμφωνα με το κριτήριο ισοδυναμίας von Mises ίσο με  $f_y/3^{1/2}$ .

Η επιφάνεια διάτμησης  $A_v$  μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

- ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό:  $A-2bt_f+(t_w+2r)t_f$  αλλά μικρότερη από  $\eta h_w t_w$
- ελατές διατομές U, με φορτίο παράλληλο στον κορμό:  $A-2bt_f+(t_w+r)t_f$
- ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο στον κορμό:  $0,9(A-2bt_f)$
- συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς με φορτίο παράλληλο στον κορμό:  $\eta \Sigma(h_w t_w)$
- συγκολλητές διατομές I, H, U και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα:  $A-\Sigma(h_w t_w)$
- ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, ομοιόμορφου πάχους:  
φορτίο παράλληλο προς το ύψος  $Ah/(b+h)$   
φορτίο παράλληλο προς το πλάτος  $Ab/(b+h)$
- κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους:  $2A/\pi$

όπου

- A: είναι η επιφάνεια της διατομής
- b: είναι το συνολικό πλάτος
- h: είναι το συνολικό ύψος
- $h_w$ : είναι το ύψος του κορμού
- r: είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος
- $t_f$ : είναι το πάχος του πέλματος
- $t_w$ : είναι το πάχος του κορμού

#### Έλεγχος σε κάμψη και τέμνουσα

Στις δοκούς η κάμψη συνοδεύεται κατά κανόνα και από διάτμηση, η οποία υπό ειδικές συνθήκες (π.χ. μεγάλα συγκεντρωμένα φορτία), ενδέχεται να επηρεάσει δυσμενώς και να απομειώσει τη ροπή αντοχής της δοκού. Γενικά όταν στην ίδια δοκό συνυπάρχουν καμπτική ροπή και σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της τέμνουσας δύναμης στη ροπή αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλίσκεται στο να παραλαμβάνει την τέμνουσα.

Όταν η τέμνουσα είναι μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να παραλείπεται. Συγκεκριμένα ο Ευρωκώδικας 3 προβλέπει, ότι αν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, η επίδραση της στη ροπή αμελείται.

Διαφορετικά, όταν η δρώσα τέμνουσα δύναμη  $V_{ed}$  είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης  $A_v$  τη μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής:  $(1-\rho)f_y$

$$\text{όπου } \rho = (2V_{ed}/V_{pl,rd} - 1)^2$$

$$\text{και } V_{pl,rd} = A_v f_y / (\gamma_{M0} * 3^{1/2})$$

Όταν υπάρχει στρέψη το  $\rho$  πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\rho = (2V_{ed}/V_{pl,T,rd} - 1)^2$$

όμως πρέπει να λαμβάνεται ίσο με 1 για  $V_{ed} \leq 0,5V_{pl,T,rd}$ .

Εναλλακτικώς η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να λαμβάνεται για I-διατομές κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

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

αλλά πρέπει  $M_{y,V,rd} \leq M_{y,c,rd}$

όπου  $A_w = h_w t_w$

#### Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

Ο συνδυασμός των εντατικών μεγεθών αυτών αφορά κυρίως τα μέλη των πλαισίων με σημαντικές τιμές των αξονικών δυνάμεων, κυρίως τα υποστυλώματα και λιγότερο τις δοκούς. Μέρος της διατομής αναλίσκεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης και επομένως η αντοχή σε κάμψη περιορίζεται. Η απομειωμένη αντοχή σε κάμψη υπολογίζεται, ανάλογα με την κατηγορία της διατομής, με βάση τις ακόλουθες σχέσεις:

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

$M_{ed} \leq M_{n,rd}$  όπου  $M_{n,rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης  $N_{ed}$ .

Για τετραγωνικές συμπαγείς διατομές χωρίς οπές κοχλιών το  $M_{N,Rd}$  πρέπει να λαμβάνεται ως:  $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}[1-(N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2]$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα γ-γ λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται συγχρόνως τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα z-z λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν :

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

Για ελατές διατομές I και H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:  $M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1-n)/(1-0,5n)$  αλλά  $M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$

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

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

όπου

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$$

$a = (A - 2bt_f)/A$  πρέπει όμως  $a \leq 0,5$

Για κοίλες διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές πλέγματα και ίσους κορμούς στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

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

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

όπου

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

Για διατομές κατηγορίας 3, σε περίπτωση απουσίας διατμητικής δύναμης η μέγιστη διαμήκης τάση θα πρέπει να ικανοποιεί το κριτήριο:  $\sigma_{x,ed} \leq f_y/\gamma_{M0}$  όπου  $\sigma_{x,ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διαμήκουσ τάσης λόγω συνδυασμού ροπής αξονικής δύναμης, λαμβάνοντας υπόψη τις οπές κοχλιών όπου απαιτείται.

Για διατομές κατηγορίας 4, σε περίπτωση απουσίας διατμητικής δύναμης η μέγιστη διαμήκης τάση  $\sigma_{x,ed}$  υπολογισμένη χρησιμοποιώντας τις ενεργές διατομές πρέπει να ικανοποιεί το προηγούμενο κριτήριο.

Επίσης πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{ed}}{A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,ed} + N_{ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,ed} + N_{ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}} \leq 1,00$$

όπου

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

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

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

#### Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,rd}} \right]^\beta \leq 1,0$$

στο οποίο  $\alpha$  και  $\beta$  είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

— I και H διατομές:

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

— Κοίλες κυκλικές διατομές:

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

— Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = 1,66 / (1 - 1,13n^2) \text{ αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

όπου  $n = N_{ed} / N_{pl,rd}$

#### **3.2.2.1.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΟΧΗΣ ΜΕΛΩΝ**

Στο προηγούμενο κεφάλαιο παρουσιάστηκε η αντοχή των διατομών σε διάφορα είδη καταπονήσεων και στους συνδυασμούς τους. Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής καθορίζει και την αντοχή ολόκληρου του μέλους (π.χ. εφελ-

κυσμός, κάμψη πλευρικά προστατευμένων δοκών). Σε πολλές άλλες περιπτώσεις όμως διαπιστώνεται ότι υπάρχει στάθμη της εξωτερικής φόρτισης, για την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του, αποκτά δηλαδή τη δυνατότητα να ισορροπήσει, πέραν της αρχικής και σε μία γειτονική θέση ισορροπίας (λυγισμός). Η στάθμη αυτή φόρτισης εκφράζει πρακτικά, την εξάντληση της αντοχής του μέλους παρατηρείται δε, γενικά, χαμηλότερα ή πολύ χαμηλότερα από τη στάθμη της φόρτισης, η οποία εξαντλεί την αντοχή της διατομής του.

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

#### Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού

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

Η επάρκεια του θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:  $N_{ed} \leq N_{b,rd}$

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους δίνεται από την σχέση:

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

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

όπου

$\chi$ : είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω καμπτικού λυγισμού

#### *Καμπύλες λυγισμού*

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του  $\chi$  για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda$  πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

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

όπου

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

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

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

$\alpha$ : είναι ο συντελεστής ατελειών (λαμβάνεται από πίνακα ανάλογα με την καμπύλη λυγισμού)

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

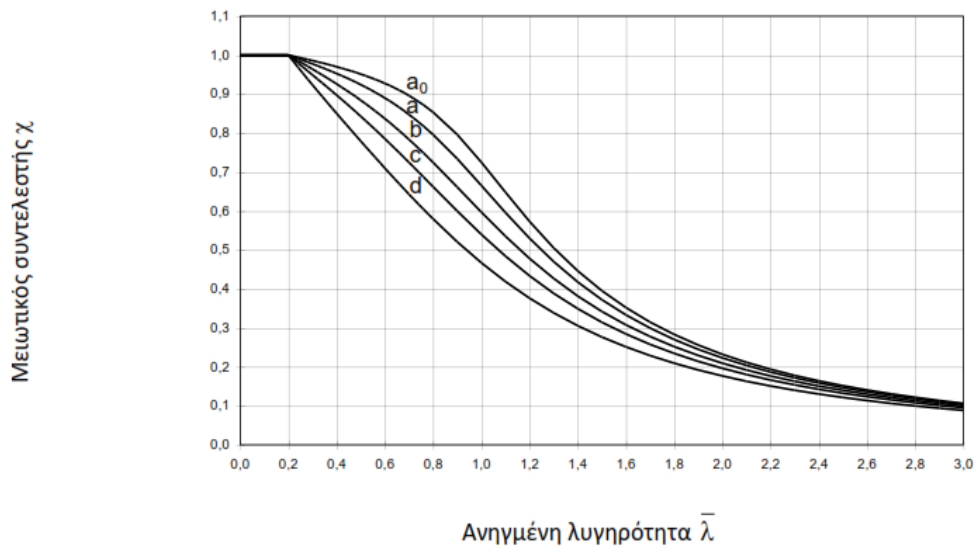


Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελαττές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
			y-y z-z	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			y-y z-z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

Πίνακας 3.4.Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

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

Πίνακας 3.5.Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού



Σχήμα 3.1. Καμπύλες λυγισμού

Έλεγχος έναντι διαξονικής κάμψης παρουσία θλιπτικής αξονικής δύναμης

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,00$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1,00$$

όπου

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

$\chi_y$  και  $\chi_z$  : Οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

$k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  και  $k_{zy}$  : οι συντελεστές αλληλεπίδρασης εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί.

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη)

Μία μη προστατευμένη πλευρικά δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό ως εξής:

$$M_{ed} \leq M_{b,rd}$$

όπου

$M_{ed}$  είναι η τιμή της ροπής σχεδιασμού

$M_{b,rd}$  είναι η τιμή της ροπής αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Επισημαίνεται ότι δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:  $M_{b,rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}$

*Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού*

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του  $\chi_{LT}$  για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda_{LT}$ , πρέπει να καθορίζεται από:

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

όπου

$$\Phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$\alpha_{LT}$ : είναι ο συντελεστής ατελειών (λαμβάνεται από πίνακα ανάλογα με την καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού)

$M_{cr}$ : είναι η ελαστική ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

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

**Πίνακας 3.6. Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

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

**Πίνακας 3.7. Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές χρησιμοποιώντας τη σχέση**

Όταν η ανηγμένη λυγηρότητα μίας δοκού είναι μικρότερη από  $\lambda_{LT} \leq 0.40$  οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αμεληθούν και να γίνονται μόνον έλεγχοι διατομής.

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

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

Όπου:

C1, C2, C3: συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και τις συνθήκες στήριξης. Οι τιμές τους προκύπτουν για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης, ανάλογα με τη μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων και για τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή k.

k, kw: συντελεστές ενεργού μήκους πλευρικού λυγισμού. Για απλές στηρίξεις λαμβάνουν την τιμή 1,0. Ο συντελεστής k αφορά στη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο και είναι ανάλογος του λόγου I/L ενός θλιβόμενου στοιχείου. Ο συντελεστής kw αφορά στη στρέβλωση του άκρου και θα λαμβάνεται ίσο προς 1,0 εκτός και αν έχουν ληφθεί ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης.

Για διατομές διπλής συμμετρίας ισχύει  $z_j=0$  και για περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές και εγκάρσια φορτία που εφαρμόζονται στο κέντρο διάτμησης ισχύει  $C_2=0$  και  $z_g=0$ .

Η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού μίας δοκού σταθερής διατομής με ίσα πέλατα και συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, στην οποία τα φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της και υπόκειται σε ομοιόμορφη (καθαρή) κάμψη ( $C_1=1.00$ ), δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

E: μέτρο ελαστικότητας

$I_t$ : είναι η σταθερά στρέψης

$I_w$ : είναι η σταθερά στρέβλωσης

$I_z$ : είναι η ροπή αδράνειας κατά τον ασθενή άξονα της διατομής

$I_{LT}$ : είναι το μήκος της δοκού μεταξύ των σημείων πλευρικής εξασφάλισης

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (Μέλη υπό κάμψη και θλίψη)

Μέλη για τα οποία ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι μορφή αστοχίας, πρέπει να ικανοποιούν τις σχέσεις:

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,00$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,00$$

όπου

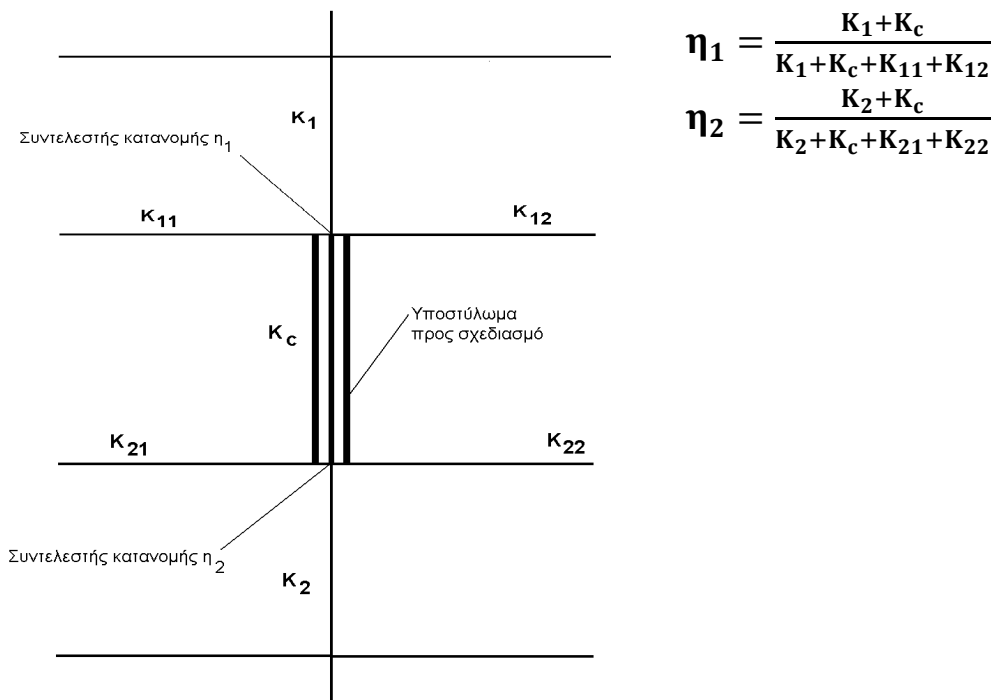
$N_{ed}$ ,  $M_{y,Ed}$ ,  $M_{z,Ed}$ : Οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους αντίστοιχα.

$\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$ : Οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4

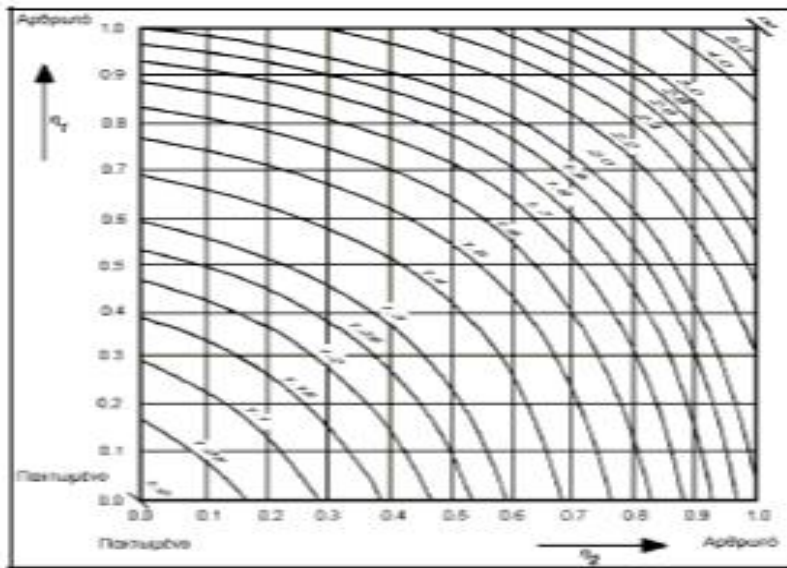
$\chi_y$  και  $\chi_z$  : Οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

$\chi_{LT}$  :Ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού

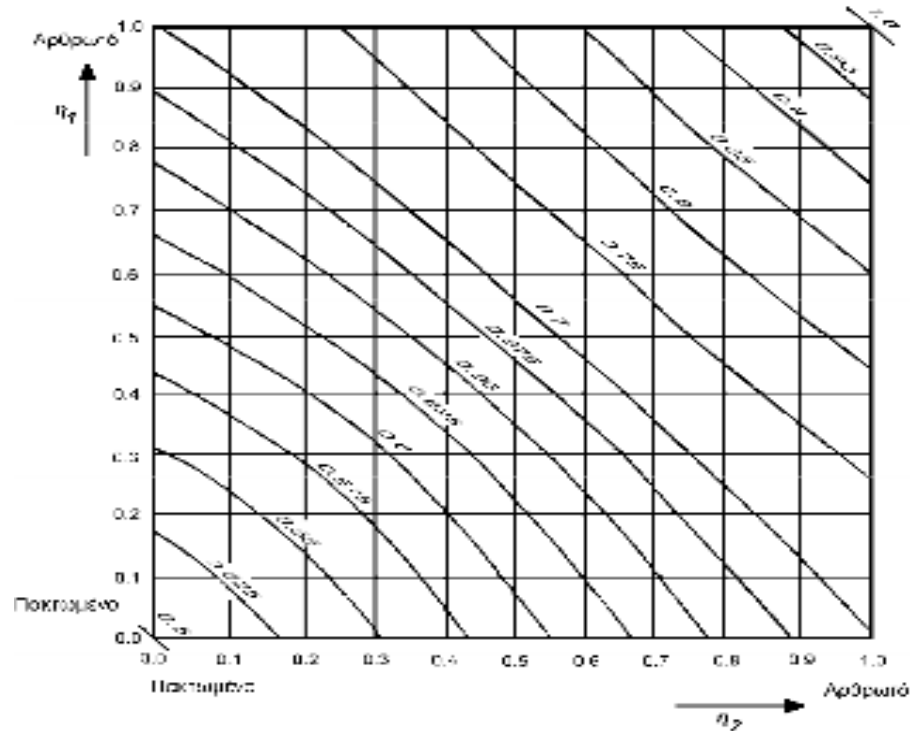
$k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  και  $k_{zy}$  :οι συντελεστές αλληλεπίδρασης εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί.




Σχήμα 3.2. Συντελεστές κατανομής για συνεχή υποστυλώματα



Σχήμα 3.3. Συντελεστές ισοδύναμου μήλους λυγισμού για υποστυλώματα με μεταθετά άκρα



Σχήμα 3.4. Συντελεστές ισοδύναμου μήλους λυγισμού για υποστυλώματα με αμετάθετα άκρα

<p>Ροπές άκρων</p> <p><math>M_1</math>  <math>\psi M_1</math></p> <p><math>-1.0 \leq \psi \leq +1.0</math></p>	<p><math>\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7\psi</math></p>
---	--

Πίνακας 3.8. Συντελεστής ατελειών για διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
		0.5	1.070	0.432	3.050
		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
		0.5	1.010	0.410	1.890

Πίνακας 3.9. Συντελεστές C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> και C<sub>3</sub> σε περίπτωση φόρτισης μόνο με εγκάρσια φορτία


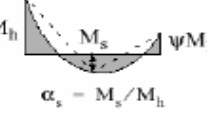
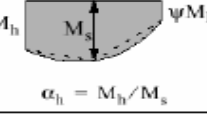
<p>Ροπές λόγω εγκάρσιας φόρτισης</p>	<p><math>\beta_{M,Q} = 1.3</math></p> <p><math>\beta_{M,Q} = 1.4</math></p>
<p>Ροπές λόγω συνδυασμού των προηγούμενων περιπτώσεων</p>	<p><math>\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} \cdot (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})</math></p> <p>Μόνο λόγω της εγκάρσιας φόρτισης  <math>M_Q =  \max M </math></p> <p>Για ομόσημο διάγραμμα ροπών  <math>\Delta M =  \max M </math></p> <p>Για διάγραμμα ροπών με αλλαγή προσήμου  <math>\Delta M =  \max M  +  \min M </math></p>

Πίνακας 3.10. Συντελεστής ομοιόμορφης ισοδύναμης ροπής  $\beta_M$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σγεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
$k_{yz}$	διατομές I διατομές RHS	$k_{yz}$	$0,6 k_{yz}$
$k_{zy}$	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{zy}$	$0,6 k_{zy}$
$k_{zz}$	διατομές I	$C_{mz} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής $k_{zy}$ μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$ .			
Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σγεδιασμού		
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2	
$k_{yy}$	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yy}$ από τον Πίνακα Β.1	
$k_{yz}$	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{yz}$ από τον Πίνακα Β.1	
$k_{zy}$	$\left[ 1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[ 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[ 1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$  για $\bar{\lambda}_z < 0,4$ : $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$	
$k_{zz}$	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1	$k_{zz}$ από τον Πίνακα Β.1	

Πίνακας 3.11. Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$



Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		C <sub>my</sub> και C <sub>mz</sub> και C <sub>mLT</sub>	
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	-1 ≤ ψ ≤ 1		0,6 + 0,4ψ ≥ 0,4	
	0 ≤ α <sub>s</sub> ≤ 1	-1 ≤ ψ ≤ 1	0,2 + 0,8α <sub>s</sub> ≥ 0,4	0,2 + 0,8α <sub>s</sub> ≥ 0,4
	-1 ≤ α <sub>s</sub> < 0	0 ≤ ψ ≤ 1	0,1 - 0,8α <sub>s</sub> ≥ 0,4	-0,8α <sub>s</sub> ≥ 0,4
	0 ≤ α <sub>h</sub> ≤ 1	-1 ≤ ψ ≤ 1	0,95 + 0,05α <sub>h</sub>	0,90 + 0,10α <sub>h</sub>
		0 ≤ ψ ≤ 1	0,95 + 0,05α <sub>h</sub>	0,90 + 0,10α <sub>h</sub>
	-1 ≤ α <sub>h</sub> < 0	-1 ≤ ψ < 0	0,95 + 0,05α <sub>h</sub> (1+2ψ)	0,90 - 0,10α <sub>h</sub> (1+2ψ)
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται C <sub>my</sub> = 0,9 ή C <sub>mz</sub> = 0,9 αντίστοιχα.				
Τα C <sub>my</sub> , C <sub>mz</sub> και C <sub>mLT</sub> πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση		
C <sub>my</sub>	y-y	z-z		
C <sub>mz</sub>	z-z	y-y		
C <sub>mLT</sub>	y-y	y-y		

Πίνακας 3.12. Συντελεστές C<sub>m</sub> ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

### 3.2.2.2 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Όσον αφορά στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας τα όρια των κατακόρυφων μετακινήσεων που ελήφθησαν είναι σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα του Ευρωκώδικα 3, Μέρος 1-1 (EN1993-1-1):

Για τα όρια των κατακορυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές:

	δ <sub>max</sub>	δ <sub>2</sub>
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Πίνακας 3.13. Μέγιστες τιμές κατακόρυφων βελών

όπου

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

και

δ<sub>1</sub> = βέλος λόγω μονίμων δράσεων

δ<sub>2</sub> = βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ<sub>0</sub> = το αρχικό αντιβέλος (αν υπάρχει) της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση

### 3.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ

#### 3.3.1 Έλεγχος κυρίας δοκού: HEB 450

##### Στοιχεία διατομής:

$h = 450\text{mm}$	$I_y = 79890\text{cm}^4$	$i_y = 19,14\text{cm}$
$b = 300\text{mm}$	$I_z = 11720\text{cm}^4$	$i_z = 7,33\text{cm}$
$t_w = 14\text{mm}$	$W_{el,y} = 3551\text{cm}^3$	$I_t = 440,5\text{cm}^4$
$t_f = 26\text{mm}$	$W_{pl,y} = 3982\text{cm}^3$	$I_w = 5258000\text{cm}^6$
$h-2c = 344\text{mm}$	$W_{el,z} = 781,4\text{cm}^3$	$A_{vz} = 79,66\text{cm}^2$
$A = 218\text{cm}^2$	$W_{pl,z} = 1198\text{cm}^3$	$G = 171\text{kg/m}$

##### Κατάταξη της διατομής:

###### κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{334}{14} = 24,57 \leq 33e = 33$$

Κατηγορία 1

###### πέλιμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{116}{26} = 4,461 \leq 9e = 9$$

Κατηγορία 1

Όλη η διατομή ανήκει στην Κατηγορία 1

##### Καμπύλες λυγισμού:

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1,5 > 1,2 \quad \text{και} \quad t_f \leq 40\text{mm}$$

Λυγισμός περί τον άξονα γ-γ → καμπύλη λυγισμού b

Λυγισμός περί τον άξονα z-z → καμπύλη λυγισμού c

**Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα z**Ράβδος 839 X=8,000m Φόρτιση 56

$$A_{vz}=79,66\text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{79,66 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 982,55 \text{ kN} > V_{ed,z} = 383,39 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.**Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**Ράβδος 839 X=8,000m Φόρτιση 56

$V_{ed,z} = 383,39 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

**Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα y**Ράβδος 706 X=0,000m Φόρτιση 51

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 138,34\text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{138,34 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1706,33 \text{ kN} > V_{ed,y} = 2,60 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.**Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**Ράβδος 706 X=0,000m Φόρτιση 51

$V_{ed,y} = 2,60 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

$$M_{pl,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 93577 \text{ kNcm} > M_{y,Ed} = 58743 \text{ kNcm}$$

**Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία εφελκυστικής αξονικής δύναμης**Ράβδος 815 Χ=0,000m Φόρτιση 51

$$A = 218\text{cm}^2$$

$$h_w = 39,8\text{cm}$$

$$t_w = 1,4\text{cm}$$

$$N_{pl,rd} = Af_y/\gamma_{\mu 0} = 4657,3 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 1190,4 \text{ kN}$$

Περί τον γ-γ:

$$N_{ed} = 91,1 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 1164,3 \text{ kN}$$

και

$$N_{ed} = 91,1 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 1190,4 \text{ kN}$$

Περί τον z-z:

$$N_{ed} = 91,1 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 2380,8 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης εφελκυσμού.

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,rd}} \right] = \left[ \frac{41009}{3982 \cdot 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{102}{1198 \cdot 23,5} \right] = 0,2363 < 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.Ράβδος 841 Χ=0,000m Φόρτιση 55

$$A = 218\text{cm}^2$$

$$h_w = 39,8\text{cm}$$

$$t_w = 1,4\text{cm}$$

$$N_{pl,rd} = Af_y/\gamma_{\mu 0} = 4657,3 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 1190,4 \text{ kN}$$

Περί τον γ-γ:

$$N_{ed} = 21,6 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 1164,3 \text{ kN}$$

και

$$N_{ed} = 21,6 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 1190,4 \text{ kN}$$

Περί τον z-z:

$$N_{ed} = 21,6 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 2380,8 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης ε-φελκυσμού.

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,rd}} \right] = \left[ \frac{58743}{3982 \cdot 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{16}{1198 \cdot 23,5} \right] = 0,395 < 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### **Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία θλιπτικής αξονικής δύναμης**

Ράβδος 827 Χ=0,000m Φόρτιση 52

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_y = l_y / (i_y \cdot 93,9) = 800 / (19,14 \cdot 93,9) = 0,445$$

$$\lambda_z = l_z / (i_z \cdot 93,9) = 800 / (7,33 \cdot 93,9) = 1,162$$

$$\beta_{\mu, \gamma} = 1,1$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{\mu, \gamma} - 4) + (W_{pl, y} - W_{el, y}) / W_{el, y} = -0,6799 < 0,9$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2 \cdot \beta_{\mu, z} - 4) + (W_{pl, z} - W_{el, z}) / W_{el, z} = -1,559 < 0,9$$

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$a_y = 0,21 \text{ καμπύλη a}$$

$$a_z = 0,34 \text{ καμπύλη b}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,625$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,339$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,94$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,499$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,499$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_y = 1 - \mu_y \cdot N_{sd} / (\chi_y \cdot A \cdot f_y) = 1,025 < 1,5$$

$$k_z = 1 - \mu_z \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,110 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,488 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Ράβδος 839 Χ=8,000m Φόρτιση 56

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_y = l_y / (i_y \cdot 93,9) = 800 / (19,14 \cdot 93,9) = 0,445$$

$$\lambda_z = l_z / (i_z \cdot 93,9) = 800 / (7,33 \cdot 93,9) = 1,162$$

$$\beta_{\mu,y} = 1,1$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{\mu,y} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} = -0,6799 < 0,9$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2 \cdot \beta_{\mu,z} - 4) + (W_{pl,z} - W_{el,z}) / W_{el,z} = -1,559 < 0,9$$

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$a_y = 0,21 \text{ καμπύλη a}$$

$$a_z = 0,34 \text{ καμπύλη b}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,625$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,339$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,94$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,499$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,499$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_y = 1 - \mu_y \cdot N_{sd} / (\chi_y \cdot A \cdot f_y) = 1,00 < 1,5$$

$$k_z = 1 - \mu_z \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,00 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,691 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### **3.3.2 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού: HEB 260**

#### **Στοιχεία διατομής:**

h= 260mm	I <sub>y</sub> = 14920cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> = 11,22cm
b= 260mm	I <sub>z</sub> = 5135cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> = 6,58cm
tw= 10mm	W <sub>el,y</sub> = 1148cm <sup>3</sup>	I <sub>t</sub> = 123,8cm <sup>4</sup>
tf= 17,5mm	W <sub>pl,y</sub> = 1283cm <sup>3</sup>	I <sub>w</sub> = 753700cm <sup>6</sup>
h-2c= 177mm	W <sub>el,z</sub> = 395cm <sup>3</sup>	Av <sub>z</sub> = 37,59cm <sup>2</sup>
A= 118,4cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,z</sub> = 602,2cm <sup>3</sup>	G= 93kg/m

#### **Κατάταξη της διατομής:**

κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{117}{10} = 11,7 \leq 33e = 33$$

Κατηγορία 1

πέλιμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b - t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{101}{17,5} = 5,77 \leq 9e = 9 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Όλη η διατομή ανήκει στην Κατηγορία 1

**Καμπύλες λυγισμού:**

$$\frac{h}{b} = \frac{260}{260} = 1 \leq 1,2 \quad \text{και} \quad t_f = 17,5 \text{mm} \leq 100 \text{mm}$$

Λυγισμός περί τον άξονα γ-γ → καμπύλη λυγισμού b

Λυγισμός περί τον άξονα z-z → καμπύλη λυγισμού c

**Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα z**

Ράβδος 93 Χ=0,000m Φόρτιση 55

$$A_{vz} = 37,59 \text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{37,59 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 463,55 \text{ kN} > V_{ed,z} = 56,83 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

**Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**

Ράβδος 93 Χ=0,000m Φόρτιση 55

$V_{ed,z} = 56,83 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

**Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα γ**

Ράβδος 86 Χ=0,000m Φόρτιση 51

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 80,81 \text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{80,81 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 996,74 \text{ kN} > V_{ed,y} = 42,41 \text{ kN}$$



Ο έλεγχος ικανοποιείται.

**Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**

Ράβδος 86 Χ=0,000m Φόρτιση 51

$V_{ed,y} = 42,41 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

$$M_{pl,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 30150,5 \text{ kNcm} > M_{y,Ed} = 16834 \text{ kNcm}$$

**Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία εφελκυστικής αξονικής δύναμης**

Ράβδος 167 Χ=0,000m Φόρτιση 51

$$A = 118,4 \text{ cm}^2$$

$$h_w = 22,5 \text{ cm}$$

$$t_w = 1 \text{ cm}$$

$$N_{pl,rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 2529,48 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 240,34 \text{ kN}$$

Περί τον γ-γ:

$$N_{ed} = 29,9 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 632,36 \text{ kN}$$

και

$$N_{ed} = 29,9 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 240,34 \text{ kN}$$

Περί τον z-z:

$$N_{ed} = 29,9 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 480,68 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης εφελκυσμού.

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,rd}} \right] = \left[ \frac{1263}{1283 \cdot 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{4183}{602,2 \cdot 23,5} \right] = 0,30 < 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Ράβδος 93 Χ=0,000m Φόρτιση 59

$$A = 118,4\text{cm}^2$$

$$h_w = 22,5\text{cm}$$

$$t_w = 1\text{cm}$$

$$N_{pl,rd} = Af_y/\gamma_{μ0} = 2529,48 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{μ0} = 240,34 \text{ kN}$$

Περί τον γ-γ:

$$N_{ed} = 13,1 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 632,36 \text{ kN}$$

και

$$N_{ed} = 13,1 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{μ0} = 240,34 \text{ kN}$$

Περί τον z-z:

$$N_{ed} = 13,1 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{μ0} = 480,68 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης ε-φελκυσμού.

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,rd}} \right] = \left[ \frac{16834}{1283 \cdot 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{24}{602,2 \cdot 23,5} \right] = 0,315 < 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

**Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία θλιπτικής αξονικής δύναμης**

Ράβδος 187 Χ=0,000m Φόρτιση 52

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_y = l_y / (i_y \cdot 93,9) = 600 / (11,22 \cdot 93,9) = 0,57$$

$$\lambda_z = l_z / (i_z \cdot 93,9) = 600 / (6,58 \cdot 93,9) = 0,971$$

$$\beta_{m,y} = 1,1$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{m,y} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} = -0,907 < 0,9$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2 \cdot \beta_{m,z} - 4) + (W_{pl,z} - W_{el,z}) / W_{el,z} = -1,223 < 0,9$$

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$a_y = 0,34 \text{ καμπύλη b}$$

$az = 0,49$  καμπύλη c

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,725$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,160$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,852$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,557$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,557$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_y = 1 - \mu_y \cdot N_{sd} / (\chi_y \cdot A \cdot f_y) = 1,012 < 1,5$$

$$k_z = 1 - \mu_z \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,024 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,326 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Ράβδος 93 Χ=0,000m Φόρτιση 59

Ανηγγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_y = l_y / (i_y \cdot 93,9) = 600 / (11,22 \cdot 93,9) = 0,57$$

$$\lambda_z = l_z / (i_z \cdot 93,9) = 600 / (6,58 \cdot 93,9) = 0,971$$

$$\beta_{\mu,y} = 1,1$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{\mu,y} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} = -0,907 < 0,9$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2 \cdot \beta_{\mu,z} - 4) + (W_{pl,z} - W_{el,z}) / W_{el,z} = -1,223 < 0,9$$

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$a_y = 0,34 \text{ καμπύλη b}$$

$$a_z = 0,49 \text{ καμπύλη c}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,725$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,160$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,852$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,557$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,557$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_y = 1 - \mu_y \cdot N_{sd} / (\chi_y \cdot A \cdot f_y) = 1,00 < 1,5$$

$$k_z = 1 - \mu_z \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,00 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,56 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### **Έλεγχος διατομής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό κάμψη και θλίψη**

Ράβδος 187 Χ=0,000m Φόρτιση 52

$\beta_{\mu,LT} = 1,3$  και  $C_1 = 2,752$  (φόρτιση μόνο με ακραίες ροπές για  $k = 1$ )

$\lambda_z$  και  $\chi_z$  ως πριν

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{\mu,LT} - 0,15 = 0,014 < 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 0,999 < 1,50$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{I_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 997,67 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα για τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,55 \rightarrow \chi_{LT} = 0,908$$

Για την εύρεση του  $\chi_{LT}$  χρησιμοποιείται η καμπύλη a (για πρότυπες διατομές).

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,356 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

#### Ράβδος 93 Χ=0,000m Φόρτιση 59

$\beta_{\mu,LT} = 1,3$  και  $C_1 = 2,752$  (φόρτιση μόνο με ακραίες ροπές για  $k = 1$ )

$\lambda_z$  και  $\chi_z$  ως πριν

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{\mu,LT} - 0,15 = 0,014 < 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,00 < 1,50$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{I_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 997,67 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα για τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,55 \rightarrow \chi_{LT} = 0,908$$

Για την εύρεση του  $\chi_{LT}$  χρησιμοποιείται η καμπύλη a (για πρότυπες διατομές).

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,617 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### **3.3.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων: HEB 500**

#### **Στοιχεία διατομής:**

$h = 500\text{mm}$	$I_y = 107200\text{cm}^4$	$i_y = 21,19\text{cm}$
$b = 300\text{mm}$	$I_z = 12620\text{cm}^4$	$i_z = 7,27\text{cm}$
$t_w = 14,5\text{mm}$	$W_{el,y} = 4287\text{cm}^3$	$I_t = 538,4\text{cm}^4$
$t_f = 28\text{mm}$	$W_{pl,y} = 4815\text{cm}^3$	$I_w = 7018000\text{cm}^6$
$h-2c = 390\text{mm}$	$W_{el,z} = 841,6\text{cm}^3$	$A_{vz} = 89,82\text{cm}^2$
$A = 238,6\text{cm}^2$	$W_{pl,z} = 1292\text{cm}^3$	$G = 187\text{kg/m}$

#### **Κατάταξη της διατομής:**

##### κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{390}{14,5} = 26,9 \leq 33e = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

##### πέλιμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b - t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{115,75}{28} = 4,134 \leq 9e = 9 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Όλη η διατομή ανήκει στην Κατηγορία 1.

#### **Καμπύλες λυγισμού:**

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1,67 \geq 1,2 \quad \text{και} \quad t_f = 28\text{mm} \leq 40\text{mm}$$

Λυγισμός περί τον άξονα γ-γ → καμπύλη λυγισμού a

Λυγισμός περί τον άξονα z-z → καμπύλη λυγισμού b

#### **Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα z**

Ράβδος 402 X=4,000m Φόρτιση 52

$$A_{vz} = 89,82\text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{89,82 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1107,87 \text{ kN} > V_{ed,z} = 161,51 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### **Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**

Ράβδος 402 Χ=4,000m Φόρτιση 52

$V_{ed,z} = 161,51 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

### **Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα y**

Ράβδος 114 Χ=0,000m Φόρτιση 53

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 148,78 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{148,78 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1835,09 \text{ kN} > V_{ed,y} = 58,97 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### **Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**

Ράβδος 114 Χ=0,000m Φόρτιση 53

$V_{ed,y} = 58,97 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

$$M_{pl,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 100744,5 \text{ kNcm} > M_{y,Ed} = 40036 \text{ kNcm}$$

### **Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία εφελκυστικής αξονικής δύναμης**

Ράβδος 106 Χ=5,000m Φόρτιση 51

$$A = 238,6 \text{ cm}^2$$

$$h_w = 44,4 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,45 \text{ cm}$$

$$N_{pl,rd} = A f_y / \gamma_{μ0} = 5097,4 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{μ0} = 687,7 \text{ kN}$$

Περί τον γ-γ:

$$N_{ed} = 22,5 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 1274,35 \text{ kN}$$

και

$$N_{ed} = 22,5 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{mo} = 687,7 \text{ kN}$$

Περί τον z-z:

$$N_{ed} = 22,5 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{mo} = 1375,4 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης ε-  
φελκυσμού.

Τελικά:

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,rd}} \right] = \left[ \frac{3315}{4815 \cdot 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{6755}{1292 \cdot 23,5} \right] = 0,258 < 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία θλιπτικής αξονικής δύναμης

Ράβδος 110 Χ=0,000m Φόρτιση 52

Θεωρούμε, ότι οι δοκοί που συντρέχουν στο υποστύλωμα δεν υπόκεινται σε α-  
ξονική δύναμη κι ότι το απομακρυσμένο άκρο τους είναι αρθρωμένο. Το υπό με-  
λέτη υποστύλωμα βρίσκεται στο ισόγειο δηλαδή  $L_c=500\text{cm}$ .

### Έλεγχος εντός του επιπέδου του πλαισίου

$$L_1=400\text{cm} \quad L_2=350\text{cm} \quad L_{11}=800\text{cm} \quad L_{12}=800\text{cm}$$

$$I_c = I_1 = 107200\text{cm}^4$$

$$I_{11} = I_{12} = 79890\text{cm}^4$$

$$K_c = I_c / L_c = 214,4\text{cm}^3$$

$$K_1 = I_1 / L_1 = 268\text{cm}^3$$

$$K_{11} = K_{12} = 0,75 \cdot I_{11} / L_{11} = 74,897\text{cm}^3$$

Τα άκρα του υποστυλώματος σ' αυτή την επίλυση θεωρούνται μεταθετά.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,76 \rightarrow \frac{L_{cr}}{L} = 2,2 \rightarrow L_{cr} = 1100\text{cm}$$

$$\lambda_y = l_y / (i_y \cdot 93,9) = 1100 / (21,19 \cdot 93,9) = 0,553$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,69$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,907$$

$$C_{my} = 0,4$$



Έλεγχος εκτός του επιπέδου του πλαισίου

$$L_1=400\text{cm} \quad L_2=350\text{cm} \quad L_{11}=600\text{cm} \quad L_{12}=600\text{cm}$$

$$I_c = I_1 = 12620\text{cm}^4$$

$$I_{11} = I_{12} = 200,3\text{cm}^4$$

$$K_c = I_c / L_c = 25,24\text{cm}^3$$

$$K_1 = I_1 / L_1 = 31,55\text{cm}^3$$

$$K_{11} = K_{12} = 0,75 * I_{11} / L_{11} = 0,25\text{cm}^3$$

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,99 \rightarrow L_{cr} = 5\text{m} (\text{Υποστύλωμα αρθρωτό})$$

$$\lambda_z = l_z / (i_z * 93,9) = 500 / (7,27 * 93,9) = 0,73$$

$$\Phi = 0,5 * [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,822$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_{\square}^2}} = 0,833$$

$$C_{mz} = 0,4 \text{ (ως πριν)}$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\lambda_y - 0,2) \frac{N_{ed}}{\chi_y N_{rk}} \right] = 0,47$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left[ 1 + (\lambda_z - 0,2) \frac{N_{ed}}{\chi_z N_{rk}} \right] = 0,53$$

$$k_{yz} = 0,6 * k_{zz} = 0,318$$

$$k_{zy} = 0,6 * k_{yy} = 0,282$$

Τελικά:

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,69 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,745 \leq 1,00$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

Ράβδος 420 Χ=4,000m Φόρτιση 52

Έλεγχος εντός του επιπέδου του πλαισίου

$$L_2=400\text{cm} \quad L_{21}=800\text{cm}$$

$$I_c = I_2 = 107200\text{cm}^4$$

$$I_{21}=I_{22}=I_{11}=79890\text{cm}^4$$

$$K_2=I_2/L_2=268\text{cm}^3$$

$$K_c=I_c/L_c=268\text{cm}^3$$

$$K_{21}=K_{22}=k_{11}=0,75 \cdot I_{21}/L_{21}=74,90\text{cm}^3$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,877$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,782$$

$$L_{cr}/L=2,6 \rightarrow L_{cr}=1040\text{cm}$$

$$\lambda_y = l_y/(i_y \cdot 93,9) = 1040/(21,19 \cdot 93,9) = 0,523$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,671$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,917$$

$$C_{my}=0,4$$

Έλεγχος εκτός του επιπέδου του πλαισίου

$$L_2=400\text{cm} \quad L_{11}=600\text{cm} \quad L_{12}=600\text{cm}$$

$$I_c = 12620\text{cm}^4$$

$$I_{11}=I_{12}=200,3\text{cm}^4$$

$$K_c=I_c/L_c=268\text{cm}^3$$

$$K_2=I_2/L_2=268\text{cm}^3$$

$$K_{11}=K_{12}=K_{22}=0,75 \cdot I_{11}/L_{11}=0,25\text{cm}^3$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,99$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,99$$

$$L_{cr}=400\text{cm} \text{ (Υποστύλωμα αρθρωτό)}$$

$$\lambda_z = l_z/(i_z \cdot 93,9) = 400/(7,27 \cdot 93,9) = 0,586$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,712$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,896$$

$$C_{mz}=0,4 \text{ (ως πριν)}$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\lambda_y - 0,2) \frac{N_{ed}}{\chi_y N_{rk}} \right] = 0,41$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left[ 1 + (\lambda_z - 0,2) \frac{N_{ed}}{\chi_z N_{rk}} \right] = 0,41$$

$$k_{yz} = 0,6 * k_{zz} = 0,246$$

$$k_{zy} = 0,6 * k_{yy} = 0,246$$

Τελικά:

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,192 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,192 \leq 1,00$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

### **Έλεγχος διατομής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό κάμψη και θλίψη**

Ράβδος 110 Χ=0,000m Φόρτιση 52

$$k_w = 1,00$$

$$k = 0,50 \text{ (θεωρούμε πακτωμένα τα άκρα του υποστυλώματος)}$$

$$\beta_{\mu,LT} = 1,5$$

$\lambda_z$  και  $\chi_z$  ως πριν

$$\mu_{LT} = 0,15 * \lambda_z * \beta_{\mu,LT} - 0,15 = 0,014 < 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} * N_{sd} / (\chi_z * A * f_y) = 0,991 < 1,50$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{I_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 907,34 \text{ kNm}$$

Ανηγγμένη λυγηρότητα για τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 1,117 \rightarrow \chi_{LT} = 0,584$$

Για την εύρεση του  $\chi_{LT}$  χρησιμοποιείται η καμπύλη a (για πρότυπες διατομές).

$$\frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,758 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,781 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Ράβδος 420 Χ=4,000m Φόρτιση 52

$$k_w=1,00$$

$$k=0,50 \text{ (θεωρούμε πακτωμένα τα άκρα του υποστυλώματος)}$$

$$\beta_{\mu,LT} = 1,5$$

$\lambda_z$  και  $\chi_z$  ως πριν

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{\mu,LT} - 0,15 = -0,018 < 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,00 < 1,50$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{I_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1401,09 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα για τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,899 \rightarrow \chi_{LT} = 0,684$$

Για την εύρεση του  $\chi_{LT}$  χρησιμοποιείται η καμπύλη a (για πρότυπες διατομές).

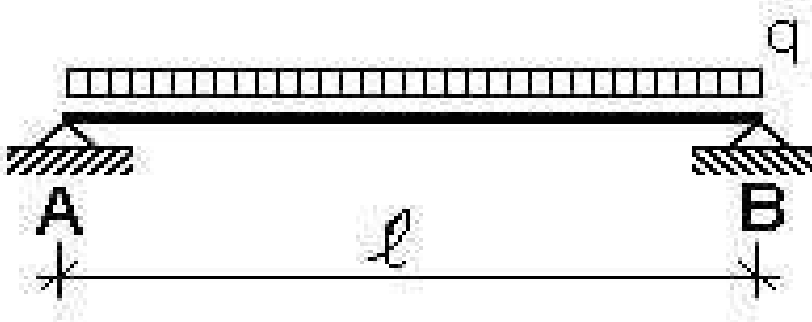
$$\frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,20 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,15 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### 3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ ΙΡΕ 240

Ελέγχουμε μια διαδοκίδα ενός τυπικού ορόφου με μήκος  $l=600\text{cm}$



#### Στοιχεία διατομής:

$h= 240\text{mm}$	$I_y= 3890\text{cm}^4$	$i_y= 9,97\text{cm}$
$b= 120\text{mm}$	$I_z= 284\text{cm}^4$	$i_z= 2,69\text{cm}$
$t_w= 6,2\text{mm}$	$W_{el,y}= 324\text{cm}^3$	$I_t= 12,88\text{cm}^4$
$t_f= 9,8\text{mm}$	$W_{pl,y}= 367\text{cm}^3$	$I_w= 37390\text{cm}^4$
$h-2c= 190\text{mm}$	$W_{el,z}= 47,3\text{cm}^3$	$Av_z= 19,14 \text{ cm}^2$
$A= 39,1\text{cm}^2$	$W_{pl,z}= 70,95\text{cm}^3$	$G= 26,2 \text{ kg/m}$

#### Κατάταξη της διατομής:

##### Κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 \leq 33e = 33$$

Κατηγορία 1

##### Πέλμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{41,9}{9,8} = 4,276 \leq 9e = 9$$

Κατηγορία 1

Όλη η διατομή ανήκει στην Κατηγορία 1.

➤ Φορτίσεις

Μόνιμο φορτίο  $g = 1,50 \cdot 1,60 = 2,40 \text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο  $q = 5,00 \cdot 1,60 = 8,00 \text{ kN/m}$

➤ Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Συνδυασμός φορτίσεων:  $q_{sd} = 1,35g + 1,50q = 15,24 \text{ kN/m}$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού  $M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = 68,58 \text{ kNm}$

Τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού  $V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l}{2} = 45,72 \text{ kN}$

α) Έλεγχος σε κάμψη

Πρέπει  $W_{pl,rd} \geq \frac{M_{sd} \cdot \gamma}{f_y} = 291,83 \text{ cm}^3$

Επιλέγω διατομή IPE 240 με  $W_{pl,y} = 366,6 \text{ cm}^3$

β) Έλεγχος σε διάτμηση

Πρέπει  $V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_M \cdot \sqrt{3}} = 259,69 \text{ kN} > 45,72 \text{ kN}$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

➤ Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Συνδυασμός φορτίσεων:  $q_{sd} = 1,00g + 1,00q = 10,40 \text{ kN/m}$

Έλεγχος βέλους κάμψης για μόνιμα και κινητά

$$w = \frac{5 \cdot q_{sd} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 2,147 \text{ cm} < \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Έλεγχος βέλους κάμψης για κινητά

$$w = \frac{5 \cdot q_{sd} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 1,652 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

### 3.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΟΡΟΦΟΥ

Σύμφωνα με την § 4.2 του ΕΑΚ 2000 ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου είναι  $\gamma < \gamma_{op}$  όπου:

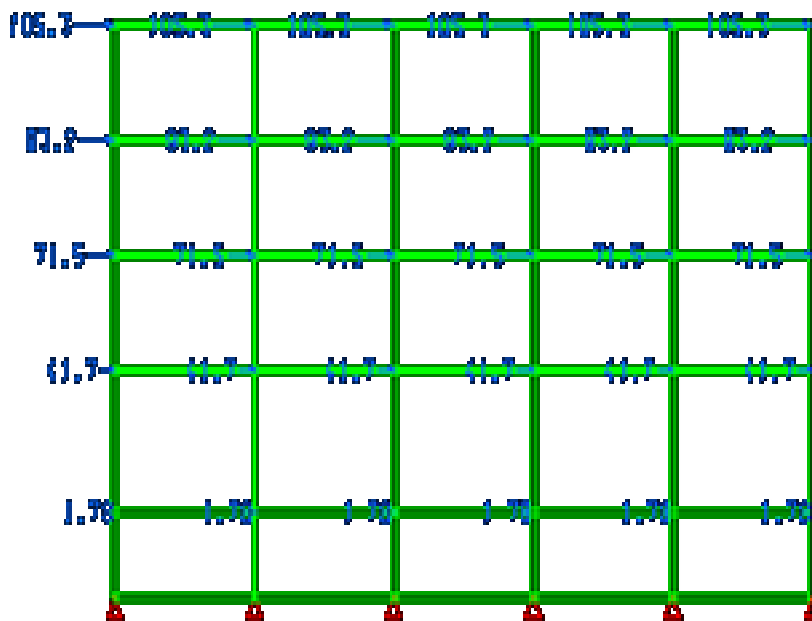
$$\gamma = \frac{q \cdot \Delta_{ελ}}{2,5 \cdot h} \geq \frac{\Delta_{ελ}}{h}$$

$q = 1,5 < 2,5$  άρα ο τύπος παίρνει τη μορφή  $\Delta_{ελ}/h$

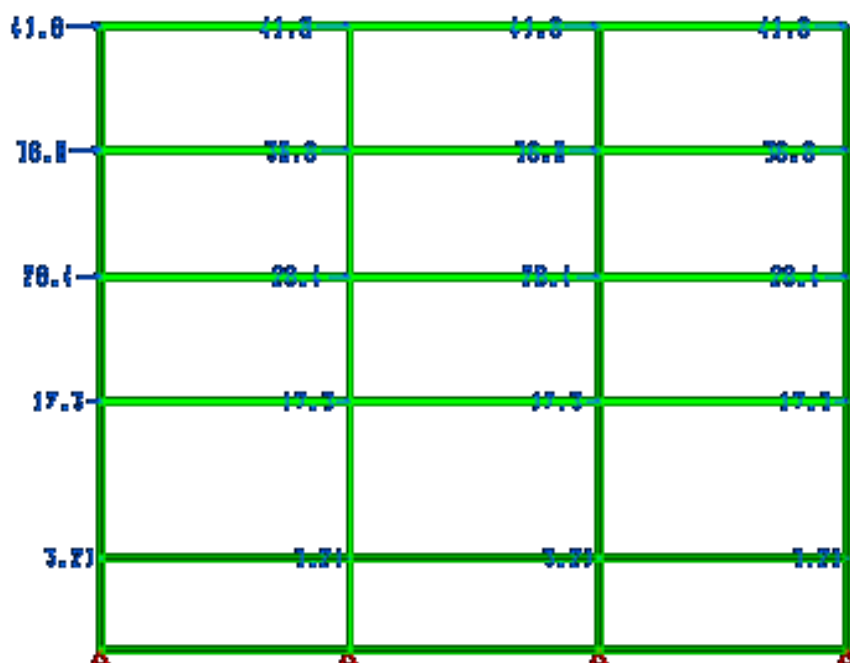
$h = 5000\text{mm}$  για το ισόγειο και  $4000\text{mm}$  για τους υπόλοιπους ορόφους

$\Delta_{ελ}$  η σχετική μετακίνηση όπως προκύπτει απ'την ελαστική ανάλυση

$\gamma_{op} = 0,005$  για τοιχοπληρώσεις και  $0,007$  για λιγότερο ευαίσθητα χωρίσματα



Εικόνα 3.1.Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση  $E_x$



Εικόνα 3.2.Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση  $E_y$

Όροφος	Παραμόρφωση (mm)		Γωνιακή Παραμόρφωση (%)	
	$E_x$	$E_y$	$\gamma_x$	$\gamma_y$
Ισόγειο	1,78	3,21	0,059	0,11
1ος	39,92	14,09	0,798	0,28
2ος	29,8	11,1	0,745	0,28
3ος	21,7	8,4	0,54	0,21
4ος	12,1	5	0,3	0,125

Πίνακας 3.14.Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Ο έλεγχος για σεισμό κατά  $x$  δεν ικανοποιείται.

Ο έλεγχος για σεισμό κατά  $y$  ικανοποιείται.



### 3.6 ΜΕΓΙΣΤΟΙ ΒΑΘΜΟΙ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Στον πίνακα που ακολουθεί περιλαμβάνονται οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης για κάθε κατηγορία διατομής και ο συνδυασμός φορτίσεων στον οποίο εμφανίστηκαν.

Διατομή	Max Ratio	Load Case	Μέλος
HEB 450	69,10%	56	83
HEB 260	61,70%	59	93
HEB 500	78,10%	52	110

**Πίνακας 3.15.Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης ανά κατηγορία διατομής**



# Κεφάλαιο 4

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΜΕΤΑΛΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ 2 ΜΕ ΧΙΑΣΤΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ

---

- 4.1 Εισαγωγή
- 4.2 Βασικά στοιχεία ελέγχων
- 4.3 Έλεγχοι στοιχείων φορέα
- 4.4 Έλεγχος διαδοκίδας IPE 240
- 4.5 Έλεγχος περιορισμού γωνιακής παραμόρφωσης
- 4.6 Μέγιστοι βαθμοί απόδοσης διατομών



## 4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος του μεταλλικού φορέα 1 (χωρίς χιαστί συνδέσμους) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Για την επίλυση του φορέα, όπως ήδη αναφέρθηκε, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SOFISTIC2003. Το πρόγραμμα αυτό έχει τη δυνατότητα εύρεσης των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβάλλονται στο φορέα.

Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν κατηγοριοποιήθηκαν ανά είδος ράβδου (κύριες δοκοί, δευτερεύουσες δοκοί, υποστύλωμα και χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας). Ακολουθεί η παρουσίαση των ελέγχων που εφαρμόστηκαν σε έναν αντιπροσωπευτικό αριθμό στοιχείων του φορέα, τα οποία επιλέχθηκαν με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων των ελέγχων κατασκευάστηκε πρόγραμμα στο EXCEL2007 με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής, τα εντατικά μεγέθη του υπό έλεγχο στοιχείου, το είδος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Τα θεωρητικά στοιχεία των ελέγχων (πίνακες, διαγράμματα και τυπολόγιο) είναι όπως στο κεφάλαιο 3.2 οπότε δεν κρίθηκε σκόπιμο να αναφερθούν ξανά.

## 4.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ

### 4.3.1 Έλεγχος κυρίας δοκού: HEB 360

#### Στοιχεία διατομής:

$h =$ 30mm	$I_y =$ 43190cm <sup>4</sup>	$i_y =$ 15,46cm
$b =$ 300mm	$I_z =$ 10140cm <sup>4</sup>	$i_z =$ 7,49cm
$t_w =$ 12,5mm	$W_{el,y} =$ 2400cm <sup>3</sup>	$I_t =$ 292,5cm <sup>4</sup>
$t_f =$ 22,5mm	$W_{pl,y} =$ 2683cm <sup>3</sup>	$I_w =$ 2883000cm <sup>6</sup>
$h-2c =$ 261mm	$W_{el,z} =$ 676,1cm <sup>3</sup>	$A_{vz} =$ 60,60cm <sup>2</sup>
$A =$ 180,6cm <sup>2</sup>	$W_{pl,z} =$ 1032cm <sup>3</sup>	$G =$ 142kg/m

**Κατάταξη της διατομής:**κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{261}{12,5} = 20,88 \leq 33e = 33$$

Κατηγορία 1

πέλιμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b - t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{116,75}{22,5} = 5,19 \leq 9e = 9$$

Κατηγορία 1

Όλη η διατομή ανήκει στην Κατηγορία 1.

**Καμπύλες λυγισμού:**

$$\frac{h}{b} = \frac{360}{300} = 1,2 = 1,2 \quad \text{και} \quad t_f \leq 100mm$$

Λυγισμός περί τον άξονα γ-γ → καμπύλη λυγισμού b

Λυγισμός περί τον άξονα z-z → καμπύλη λυγισμού c

**Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα z**Ράβδος 842 X=8,000m Φόρτιση 56

$$A_{vz} = 60,60 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{60,60 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 747,46 \text{ kN} > V_{ed,z} = 359,74 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

**Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**Ράβδος 842 Χ=8,000m Φόρτιση 56

$V_{ed,z} = 359,74 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

Ο έλεγχος ικανοποιείται**Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα y**Ράβδος 700 Χ=0,000m Φόρτιση 52

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 120 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{120 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1480,12 \text{ kN} > V_{ed,y} = 2,65 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.**Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**Ράβδος 700 Χ=0,000m Φόρτιση 54

$V_{ed,y} = 2,65 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

$$M_{pl,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 63051 \text{ kNcm} > M_{y,Ed} = 10105 \text{ kNcm}$$

**Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία εφελκυστικής αξονικής δύναμης**Ράβδος 719 Χ=0,000m Φόρτιση 51

$$A = 180,6 \text{ cm}^2$$

$$h_w = 31,5 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,25 \text{ cm}$$

$$N_{pl,rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 3858,27 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 420,56 \text{ kN}$$

Περί τον γ-γ:

$$N_{ed} = 115,2 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 964,7 \text{ kN}$$

και

$$N_{ed} = 115,2 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 420,56 \text{ kN}$$

Περί τον z-z:

$$N_{ed} = 115,2 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 841,19 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης ε-φελκυσμού.

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,rd}} \right] = \left[ \frac{25464}{2683 \cdot 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{219}{1032 \cdot 23,5} \right] = 0,145 < 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Ράβδος 842 Χ=8,000m Φόρτιση 56

$$A = 180,6 \text{ cm}^2$$

$$h_w = 31,5 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,25 \text{ cm}$$

$$N_{pl,rd} = A f_y / \gamma_{\mu 0} = 3858,27 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 420,56 \text{ kN}$$

Περί τον γ-γ:

$$N_{ed} = 2,3 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 964,7 \text{ kN}$$

και

$$N_{ed} = 2,3 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 420,56 \text{ kN}$$

Περί τον z-z:

$$N_{ed} = 2,3 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{\mu 0} = 841,19 \text{ kN}$$



Άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης ε-φελκυσμού.

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,rd}} \right] = \left[ \frac{50920}{2683 \cdot 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{3}{1032 \cdot 23,5} \right] = 0,544 < 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### **Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία θλιπτικής αξονικής δύναμης**

Ράβδος 827 Χ=0,000m Φόρτιση 52

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_y = l_y / (i_y \cdot 93,9) = 800 / (15,46 \cdot 93,9) = 0,551$$

$$\lambda_z = l_z / (i_z \cdot 93,9) = 800 / (7,49 \cdot 93,9) = 1,14$$

$$\beta_{m,y} = 1,1$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{m,y} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} = -0,874 < 0,9$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2 \cdot \beta_{m,z} - 4) + (W_{pl,z} - W_{el,z}) / W_{el,z} = -1,521 < 0,9$$

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$a_y = 0,34 \text{ καμπύλη b}$$

$$a_z = 0,49 \text{ καμπύλη c}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + a(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,712$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + a(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,377$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,869$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,465$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,465$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_y = 1 - \mu_y \cdot N_{sd} / (\chi_y \cdot A \cdot f_y) = 1,044 < 1,5$$

$$k_z = 1 - \mu_z \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,141 < 1,5$$

$$\begin{aligned} \frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} \\ = \frac{182,9}{0,465 \cdot 180,6 \cdot 23,5} + \frac{1,044 \cdot 38622}{2683 \cdot 23,5} + \frac{1,141 \cdot 69}{1032 \cdot 23,5} = 0,745 \\ \leq 1,00 \end{aligned}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Ράβδος 842 Χ=8,000m Φόρτιση 56

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_y = l_y / (i_y \cdot 93,9) = 800 / (15,46 \cdot 93,9) = 0,551$$

$$\lambda_z = l_z / (i_z \cdot 93,9) = 800 / (7,49 \cdot 93,9) = 1,14$$

$$\beta_{\mu,y} = 1,1$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{\mu,y} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} = -0,874 < 0,9$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2 \cdot \beta_{\mu,z} - 4) + (W_{pl,z} - W_{el,z}) / W_{el,z} = -1,521 < 0,9$$

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$a_y = 0,34 \text{ καμπύλη b}$$

$$a_z = 0,49 \text{ καμπύλη c}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,712$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,377$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,869$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,465$$

$$\chi = \min (\chi_y, \chi_z) = 0,465$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_y = 1 - \mu_y \cdot N_{sd} / (\chi_y \cdot A \cdot f_y) = 1,00 < 1,5$$

$$k_z = 1 - \mu_z \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,00 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,808 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### **4.3.2 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού: HEB 200**

#### **Στοιχεία διατομής:**

h= 200mm	I <sub>y</sub> = 5696cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> = 8,54cm
b= 200mm	I <sub>z</sub> = 2003cm <sup>4</sup>	i <sub>z</sub> = 5,07cm
t <sub>w</sub> = 9mm	W <sub>el,y</sub> = 569,6cm <sup>3</sup>	I <sub>t</sub> = 59,28cm <sup>4</sup>
t <sub>f</sub> = 15mm	W <sub>pl,y</sub> = 642,5cm <sup>3</sup>	I <sub>w</sub> = 171100cm <sup>6</sup>
h-2c= 134mm	W <sub>el,z</sub> = 200,3cm <sup>3</sup>	Av <sub>z</sub> = 24,83cm <sup>2</sup>
A= 78,08cm <sup>2</sup>	W <sub>pl,z</sub> = 305,8cm <sup>3</sup>	G= 61,3kg/m

#### **Κατάταξη της διατομής:**

κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{134}{9} = 14,89 \leq 33e = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

πέλμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b - t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{77,5}{15} = 5,167 \leq 9e = 9 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Όλη η διατομή ανήκει στην Κατηγορία 1.

**Καμπύλες λυγισμού:**

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1 \leq 1,2 \quad \text{και} \quad t_f = 15\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

Λυγισμός περί τον άξονα γ-γ → καμπύλη λυγισμού b

Λυγισμός περί τον άξονα z-z → καμπύλη λυγισμού c

**Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα z**

Ράβδος 88 Χ=0,000m Φόρτιση 55

$$A_{vz} = 24,83\text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{24,83 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 306,26 \text{ kN} > V_{ed,z} = 8,13 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

**Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**

Ράβδος 88 Χ=0,000m Φόρτιση 55

$V_{ed,z} = 8,13 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής α-ντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

$$M_{pl,rd} = W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 7186,3 \text{ kNcm} > M_{z,Ed} = 4271 \text{ kNcm}$$

**Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα γ**

Ράβδος 84 Χ=6,000m Φόρτιση 54

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 53,25\text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{53,25 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 656,8 \text{ kN} > V_{ed,y} = 42,21 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

**Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**

Ράβδος 84 Χ=6,000m Φόρτιση 53

$V_{ed,y} = 42,21 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

$$M_{pl,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 15099 \text{ kNcm} > M_{y,Ed} = 105 \text{ kNcm}$$

### Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία εφελκυστικής αξονικής δύναμης

#### Ράβδος 186 Χ=0,000m Φόρτιση 51

$$A = 78,08 \text{ cm}^2$$

$$h_w = 17 \text{ cm}$$

$$t_w = 0,9 \text{ cm}$$

$$N_{pl,rd} = A f_y / \gamma_{μ0} = 1668,08 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{μ0} = 163,43 \text{ kN}$$

Περί τον γ-γ:

$$N_{ed} = 100,1 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 417,02 \text{ kN}$$

και

$$N_{ed} = 100,1 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{μ0} = 163,43 \text{ kN}$$

Περί τον z-z:

$$N_{ed} = 100,1 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{μ0} = 326,86 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης εφελκυσμού.

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,rd}} \right] = \left[ \frac{984}{642,5 \cdot 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{114}{305,8 \cdot 23,5} \right] = 0,0226 < 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

#### Ράβδος 84 Χ=6,000m Φόρτιση 62

$$A = 78,08 \text{ cm}^2$$

$$h_w = 17 \text{ cm}$$

$$t_w = 0,9\text{cm}$$

$$N_{pl,rd} = Af_y/\gamma_{μ0} = 1668,08 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{μ0} = 163,43 \text{ kN}$$

Περί τον γ-γ:

$$N_{ed} = 26,2 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 417,02 \text{ kN}$$

και

$$N_{ed} = 26,2 \text{ kN} < 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{μ0} = 163,43 \text{ kN}$$

Περί τον z-z:

$$N_{ed} = 26,2 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{μ0} = 326,86 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης ε-φελκυσμού.

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,rd}} \right] = \left[ \frac{265}{642,5 \cdot 23,5} \right]^2 + \left[ \frac{4271}{305,8 \cdot 23,5} \right] = 0,654 < 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### **Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία θλιπτικής αξονικής δύναμης**

Ράβδος 186 Χ=0,000m Φόρτιση 52

Ανηγγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_y = l_y / (i_y \cdot 93,9) = 600 / (8,54 \cdot 93,9) = 0,748$$

$$\lambda_z = l_z / (i_z \cdot 93,9) = 600 / (5,07 \cdot 93,9) = 1,260$$

$$\beta_{m,y} = 1,1$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{m,y} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} = -1,219 < 0,9$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2 \cdot \beta_{m,z} - 4) + (W_{pl,z} - W_{el,z}) / W_{el,z} = -1,742 < 0,9$$

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$a_y = 0,34 \text{ καμπύλη b}$$

$$a_z = 0,49 \text{ καμπύλη c}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,873$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,554$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,756$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,406$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,406$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_y = 1 - \mu_y \cdot N_{sd} / (\chi_y \cdot A \cdot f_y) = 1,102 < 1,5$$

$$k_z = 1 - \mu_z \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,270 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,211 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Ράβδος 84 Χ=6,000m Φόρτιση 62

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_y = l_y / (i_y \cdot 93,9) = 600 / (8,54 \cdot 93,9) = 0,748$$

$$\lambda_z = l_z / (i_z \cdot 93,9) = 600 / (5,07 \cdot 93,9) = 1,260$$

$$\beta_{\mu,y} = 1,1$$

$$\mu_y = \lambda_y \cdot (2 \cdot \beta_{\mu,y} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} = -1,219 < 0,9$$

$$\mu_z = \lambda_z \cdot (2 \cdot \beta_{\mu,z} - 4) + (W_{pl,z} - W_{el,z}) / W_{el,z} = -1,742 < 0,9$$

Υπολογισμός μειωτικών συντελεστών λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$a_y = 0,34 \text{ καμπύλη } b$$

$$a_z = 0,49 \text{ καμπύλη } c$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,873$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,554$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,756$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,406$$

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,406$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_y = 1 - \mu_y \cdot N_{sd} / (\chi_y \cdot A \cdot f_y) = 1,0 < 1,5$$

$$k_z = 1 - \mu_z \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,0 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,612 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### **Έλεγχος διατομής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό κάμψη και θλίψη**

Ράβδος 186 Χ=0,000m Φόρτιση 52

$$\beta_{\mu,LT} = 1,1 \quad \text{και} \quad C_1 = 2,752 \quad (\text{φόρτιση μόνο με ακραίες ροπές για } k = 1)$$

$\lambda_z$  και  $\chi_z$  ως πριν

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{\mu,LT} - 0,15 = 0,0957 < 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 0,980 < 1,50$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{I_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 298,37 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα για τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,711 \quad \rightarrow \quad \chi_{LT} = 0,843$$

Για την εύρεση του  $\chi_{LT}$  χρησιμοποιείται η καμπύλη a (για πρότυπες διατομές).



$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,235 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

#### Ράβδος 84 Χ=6,000m Φόρτιση 62

$\beta_{\mu,LT} = 1,1$  και  $C_1 = 2,752$  (φόρτιση μόνο με ακραίες ροπές για  $k = 1$ )

$\lambda_z$  και  $\chi_z$  ως πριν

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{\mu,LT} - 0,15 = 0,0957 < 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,00 < 1,50$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{I_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 298,38 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα για τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,711 \rightarrow \chi_{LT} = 0,843$$

Για την εύρεση του  $\chi_{LT}$  χρησιμοποιείται η καμπύλη a (για πρότυπες διατομές).

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,676 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

#### 4.3.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων: HEB 500

##### Στοιχεία διατομής:

$h = 500\text{mm}$	$I_y = 107200\text{cm}^4$	$i_y = 21,19\text{cm}$
$b = 300\text{mm}$	$I_z = 12620\text{cm}^4$	$i_z = 7,27\text{cm}$
$t_w = 14,5\text{mm}$	$W_{el,y} = 4287\text{cm}^3$	$I_t = 538,4\text{cm}^4$
$t_f = 28\text{mm}$	$W_{pl,y} = 4815\text{cm}^3$	$I_w = 7018000\text{cm}^6$
$h-2c = 390\text{mm}$	$W_{el,z} = 841,6\text{cm}^3$	$A_{vz} = 89,82\text{cm}^2$
$A = 238,6\text{cm}^2$	$W_{pl,z} = 1292\text{cm}^3$	$G = 187\text{kg/m}$

**Κατάταξη της διατομής:**κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{390}{14,5} = 26,9 \leq 33e = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

πέλμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b - t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{115,75}{28} = 4,134 \leq 9e = 9 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Όλη η διατομή ανήκει στην Κατηγορία 1.

**Καμπύλες λυγισμού:**

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1,67 > 1,2 \quad \text{και} \quad t_f = 28\text{mm} \leq 40\text{mm}$$

Λυγισμός περί τον άξονα γ-γ → καμπύλη λυγισμού a

Λυγισμός περί τον άξονα z-z → καμπύλη λυγισμού b

**Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα z**Ράβδος 420 Χ=0,000m Φόρτιση 55

$$A_{vz} = 89,82\text{cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{89,82 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1107,87 \text{ kN} > V_{ed,z} = 166,26 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.**Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**Ράβδος 420 Χ=0,000m Φόρτιση 55

$V_{ed,z} = 166,26 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

**Έλεγχος διατομής σε διάτμηση κατά τον άξονα y**Ράβδος 107 X=0,000m Φόρτιση 53

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 148,78 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{148,78 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 1835,09 \text{ kN} > V_{ed,y} = 22,63 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.**Έλεγχος απομείωσης απομείωσης της ροπής λόγω παρουσίας διάτμησης**Ράβδος 107 X=0,000m Φόρτιση 53

$V_{ed,y} = 22,63 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd}$  άρα δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης κάμψης και διάτμησης.

$$M_{pl,rd} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 113152,5 \text{ kNcm} > M_{y,Ed} = 41645 \text{ kNcm}$$

**Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία εφελκυστικής αξονικής δύναμης**Ράβδος 119 X=5,000m Φόρτιση 51

$$A = 238,6 \text{ cm}^2$$

$$h_w = 44,4 \text{ cm}$$

$$t_w = 1,45 \text{ cm}$$

$$N_{pl,rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 5097,4 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 687,7 \text{ kN}$$

Περί τον γ-γ:

$$N_{ed} = 969,9 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,rd} = 1274,35 \text{ kN}$$

και

$$N_{ed} = 969,9 \text{ kN} > 0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 687,7 \text{ kN}$$

Περί τον z-z:

$$N_{ed} = 969,9 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1375,4 \text{ kN}$$

Άρα απαιτείται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω ύπαρξης εφελκυσμού για τον γ-γ.

$$n = N_{ed} / N_{pl,Rd} = 0,19$$

$$a = (A - 2bt_f) / A = 0,296 < 0,5$$

$$\text{Άρα: } M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1-n)/(1-0,5a) = 1075,75 \text{ kNm}$$

Τελικά:

$$\left[ \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,Rd}} \right] = \left[ \frac{5710}{107575} \right]^2 + \left[ \frac{456}{1292 \cdot 23,5} \right]^1 = 0,0046 < 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη παρουσία θλιπτικής αξονικής δύναμης

Ράβδος 109 Χ=0,000m Φόρτιση 52

Θεωρούμε, ότι οι δοκοί που συντρέχουν στο υποστύλωμα δεν υπόκεινται σε αξονική δύναμη κι ότι το απομακρυσμένο άκρο τους είναι αρθρωμένο. Το υπό μελέτη υποστύλωμα βρίσκεται στο ισόγειο δηλαδή  $L_c = 500\text{cm}$ .

#### Έλεγχος εντός του επιπέδου του πλαισίου

$$L_1 = 400\text{cm} \quad L_2 = 350\text{cm} \quad L_{11} = 800\text{cm} \quad L_{12} = 800\text{cm}$$

$$I_c = I_1 = 107200\text{cm}^4$$

$$I_{11} = I_{12} = 79890\text{cm}^4$$

$$K_c = I_c / L_c = 214,4\text{cm}^3$$

$$K_1 = I_1 / L_1 = 268\text{cm}^3$$

$$K_{11} = K_{12} = 0,75 \cdot I_{11} / L_{11} = 74,897\text{cm}^3$$

Τα άκρα του υποστυλώματος σ' αυτή την επίλυση θεωρούνται αμετάθετα.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,76 \quad \rightarrow \quad \frac{L_{cr}}{L} = 0,83 \quad \rightarrow \quad L_{cr} = 415\text{cm}$$

$$\lambda_y = l_y / (i_y \cdot 93,9) = 415 / (21,19 \cdot 93,9) = 0,2086$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,523$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,998$$

$$C_{my} = 0,4$$

#### Έλεγχος εκτός του επιπέδου του πλαισίου

$$L_1 = 400\text{cm} \quad L_2 = 350\text{cm} \quad L_{11} = 600\text{cm} \quad L_{12} = 600\text{cm}$$

$$I_c = I_1 = 12620\text{cm}^4$$

$$I_{11}=I_{12}=200,3\text{cm}^4$$

$$K_c=I_c/L_c=25,24\text{cm}^3$$

$$K_1=I_1/L_1=31,55\text{cm}^3$$

$$K_{11}=K_{12}=0,75 \cdot I_{11}/L_{11}=0,25\text{cm}^3$$

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,99 \rightarrow L_{cr} = 5\text{m (Υποστύλωμα αρθρωτό)}$$

$$\lambda_z = l_z/(i_z \cdot 93,9) = 500/(7,27 \cdot 93,9) = 0,73$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,822$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,833$$

$$C_{mz}=0,4 \text{ (ως πριν)}$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\lambda_y - 0,2) \frac{N_{ed}}{\chi_y N_{rk}} \right] = 0,402$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left[ 1 + (\lambda_z - 0,2) \frac{N_{ed}}{\chi_z N_{rk}} \right] = 0,542$$

$$k_{yz}=0,6 \cdot k_{zz}=0,325$$

$$k_{zy}=0,6 \cdot k_{yy}=0,241$$

Τελικά:

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,554 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,642 \leq 1,00$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

Ράβδος 420 Χ=4,000m Φόρτιση 55(πλαίσιο με χιαστί συνδέσμους)

Έλεγχος εντός του επιπέδου του πλαισίου

$$L_2=400\text{cm} \quad L_{11}=800\text{cm}$$

$$I_c = I_2 = 107200\text{cm}^4$$

$$I_{11}=I_{12} = 79890\text{cm}^4$$

$$K_c = I_c/L_c = 268\text{cm}^3$$

$$K_2 = I_2/L_2 = 268\text{cm}^3$$

$$K_{11}=K_{12} = 0,75 * I_{11}/L_{11} = 74,897\text{cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,782$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,877$$

$$L_{cr}/L = 2,6 \rightarrow L_{cr} = 1040\text{cm}$$

$$\lambda_y = l_y/(i_y * 93,9) = 1040/(21,19 * 93,9) = 0,523$$

$$\Phi = 0,5 * [1 + \alpha(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,671$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,917$$

$$C_{my} = 0,4$$

#### Έλεγχος εκτός του επιπέδου του πλαισίου

$$L_2=400\text{cm} \quad L_{11}=600\text{cm} \quad L_{12}=600\text{cm}$$

$$I_c = I_1 = 12620\text{cm}^4$$

$$I_{11}=I_{12} = 200,3\text{cm}^4$$

$$K_c = I_c/L_c = 25,24\text{cm}^3$$

$$K_2 = I_2/L_2 = 31,55\text{cm}^3$$

$$K_{11}=K_{12} = 0,75 * I_{11}/L_{11} = 0,25\text{cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,99$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,99$$

$$L_{cr} = 400\text{cm} \quad (\text{Υποστύλωμα αρθρωτό})$$

$$\lambda_z = l_z/(i_z * 93,9) = 400/(7,27 * 93,9) = 0,586$$

$$\Phi = 0,5 * [1 + \alpha(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 0,865$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,666$$

$$C_{mz} = 0,4 \quad (\text{ως πριν})$$

Υπολογισμός συντελεστών αλληλεπίδρασης

$$k_{yy} = C_{my} \left[ 1 + (\lambda_y - 0,2) \frac{N_{ed}}{\chi_y N_{rk}} \right] = 0,408$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left[ 1 + (\lambda_z - 0,2) \frac{N_{ed}}{\chi_z N_{rk}} \right] = 0,413$$

$$k_{yz} = 0,6 * k_{zz} = 0,245$$

$$k_{zy} = 0,6 * k_{yy} = 0,248$$

Τελικά:

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,213 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,ed}}{W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,178 \leq 1,00$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

### Έλεγχος διατομής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό κάμψη και θλίψη

Ράβδος 109 Χ=0,000m Φόρτιση 52

$$k_w = 1,00$$

k=0,50 (θεωρούμε πακτωμένα τα άκρα του υποστυλώματος)

$$\beta_{\mu,LT} = 1,5$$

$\lambda_z$  και  $\chi_z$  υπολογίζονται όπως στις δοκούς

$$\mu_{LT} = 0,15 * \lambda_z * \beta_{\mu,LT} - 0,15 = 0,014 < 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} * N_{sd} / (\chi_z * A * f_y) = 0,99 < 1,50$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{I_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 907,34 \text{ kNm}$$

Ανηγγμένη λυγηρότητα για τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 1,117 \rightarrow \chi_{LT} = 0,584$$

Για την εύρεση του  $\chi_{LT}$  χρησιμοποιείται η καμπύλη a (για πρότυπες διατομές).

$$\frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,583 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,659 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Ράβδος 420 Χ=4,000m Φόρτιση 56

$$k_w=1,00$$

$k=0,50$  (θεωρούμε πακτωμένα τα άκρα του υποστυλώματος)

$$\beta_{\mu,LT} = 1,5$$

$\lambda_z$  και  $\chi_z$  υπολογίζονται όπως στις δοκούς

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \lambda_z \cdot \beta_{\mu,LT} - 0,15 = -0,01815 < 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \mu_{LT} \cdot N_{sd} / (\chi_z \cdot A \cdot f_y) = 1,00 < 1,50$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{I_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{I_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} = 1401,09 \text{ kNm}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα για τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = 0,899 \rightarrow \chi_{LT} = 0,7353$$

Για την εύρεση του  $\chi_{LT}$  χρησιμοποιείται η καμπύλη a (για πρότυπες διατομές).

$$\frac{N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{yy} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{yz} \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,187 \leq 1,00$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} + \frac{k_{zy} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y} + \frac{k_{zz} \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot f_y} = 0,163 \leq 1,00$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.



#### **4.3.4 Έλεγχος Διαγώνιων Στοιχείων Κατακόρυφων Συνδέσμων Ακαμψίας SH 160.160.9**

##### **Στοιχεία διατομής:**

$$D=160 \text{ mm}$$

$$I_y=I_z=1958 \text{ cm}^4$$

$$t=9 \text{ mm}$$

$$i=6,101 \text{ cm}$$

$$A=52,603 \text{ cm}^2$$

##### **Κατάταξη της διατομής:**

###### **κορμός:**

$$\frac{d}{t} = \frac{h - 3t}{t} = \frac{133}{9} = 14,78 \leq 33e = 33$$

Κατηγορία 1

###### **πέλμα:**

$$\frac{b - 3t}{t} = \frac{133}{9} = 14,78 \leq 33e = 33$$

Κατηγορία 1

Όλη η διατομή ανήκει στην Κατηγορία 1.

##### **Έλεγχος διατομής σε λυγισμό**

###### **Ράβδος 1010 Φόρτιση 64**

- **Περιορισμός λυγηρότητας**

$$\lambda_y = \frac{l}{i \cdot 93,9} = 1,363 < 1,50$$

- **Έλεγχος σε λυγισμό**

Καμπύλη λυγισμού  $\alpha$  για διατομές θερμής ελάσεως.

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 1,551$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0,436$$

$$N_{rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_M} = 539,36 \text{ kN} > N_{sd} = 464,9 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό

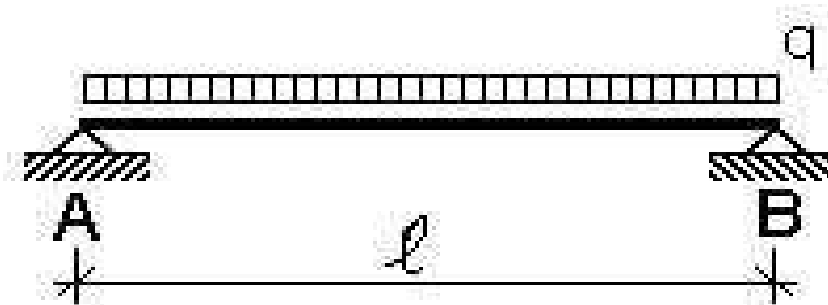
Ράβδος 1041 Φόρτιση 64

$$N_{rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_M} = 1123,79 \text{ kN} > N_{sd} = 504,7 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

### 4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ ΙΡΕ 240

Ελέγχουμε μια διαδοκίδα ενός τυπικού ορόφου με μήκος  $l=600\text{cm}$



**Στοιχεία διατομής:**

$h = 240\text{mm}$	$I_y = 3890\text{cm}^4$	$i_y = 9,97\text{cm}$
$b = 120\text{mm}$	$I_z = 284\text{cm}^4$	$i_z = 2,69\text{cm}$
$t_w = 6,2\text{mm}$	$W_{el,y} = 324\text{cm}^3$	$I_t = 12,88\text{cm}^4$
$t_f = 9,8\text{mm}$	$W_{pl,y} = 367\text{cm}^3$	$I_w = 37390\text{cm}^4$
$h-2c = 190\text{mm}$	$W_{el,z} = 47,3\text{cm}^3$	$A_{vz} = 19,14\text{ cm}^2$
$A = 39,1\text{cm}^2$	$W_{pl,z} = 70,95\text{cm}^3$	$G = 26,2\text{ kg/m}$

**Κατάταξη της διατομής:**

κορμός:

$$\frac{c}{t} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 \leq 33e = 33$$

Κατηγορία 1

πέλιμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{41,9}{9,8} = 4,276 \leq 9e = 9$$

Κατηγορία 1

Όλη η διατομή ανήκει στην Κατηγορία 1.

➤ Φορτίσεις

Μόνιμο φορτίο  $g = 1,50 \cdot 1,60 = 2,40\text{ kN/m}$

Κινητό φορτίο  $q = 5,00 \cdot 1,60 = 8,00\text{ kN/m}$

➤ Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Συνδυασμός φορτίσεων:  $q_{sd} = 1,35g + 1,50q = 15,24\text{ kN/m}$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού  $M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = 68,58\text{ kNm}$

Τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού  $V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l}{2} = 45,72\text{ kN}$

α) Έλεγχος σε κάμψη

Πρέπει  $W_{pl,rd} \geq \frac{M_{sd} \cdot \gamma}{f_y} = 291,83\text{ cm}^3$

Επιλέγω διατομή IPE 240 με  $W_{pl,y} = 366,6\text{ cm}^3$

β) Έλεγχος σε διάτμηση

$$\text{Πρέπει } V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\gamma_M \cdot \sqrt{3}} = 259,69 \text{ kN} > V_{sd}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

➤ Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Συνδυασμός φορτίσεων:  $q_{sd} = 1,00g + 1,00q = 10,40 \text{ kN/m}$

Έλεγχος βέλους κάμψης για μόνιμα και κινητά

$$w = \frac{5 \cdot q_{sd} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 2,147 \text{ cm} < \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Έλεγχος βέλους κάμψης για κινητά

$$w = \frac{5 \cdot q_{sd} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 1,652 \text{ cm} < \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Οι έλεγχοι ικανοποιούνται.

#### **4.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΥ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΟΡΟΦΟΥ**

Σύμφωνα με την § 4.2 του ΕΑΚ 2000 ο περιορισμός της γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου είναι  $\gamma < \gamma_{op}$  όπου:

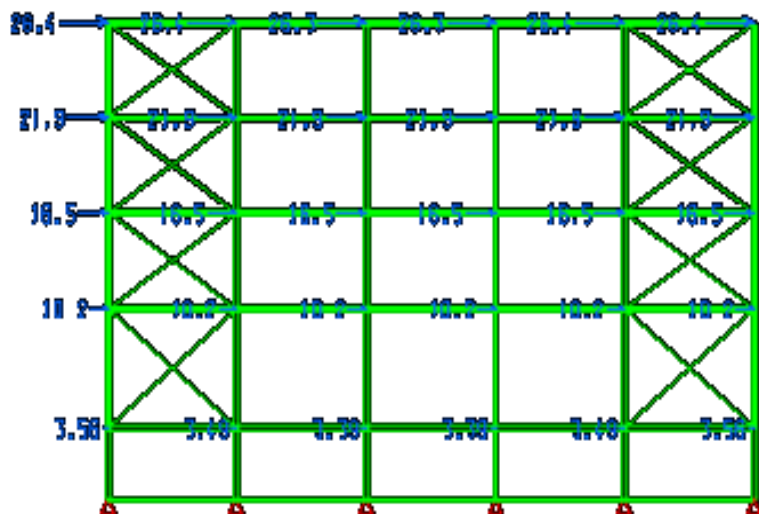
$$\gamma = \frac{q \cdot \Delta_{ελ}}{2,5 \cdot h} \geq \frac{\Delta_{ελ}}{h}$$

$q = 1,5 < 2,5$  άρα ο τύπος παίρνει τη μορφή  $\Delta_{ελ}/h$

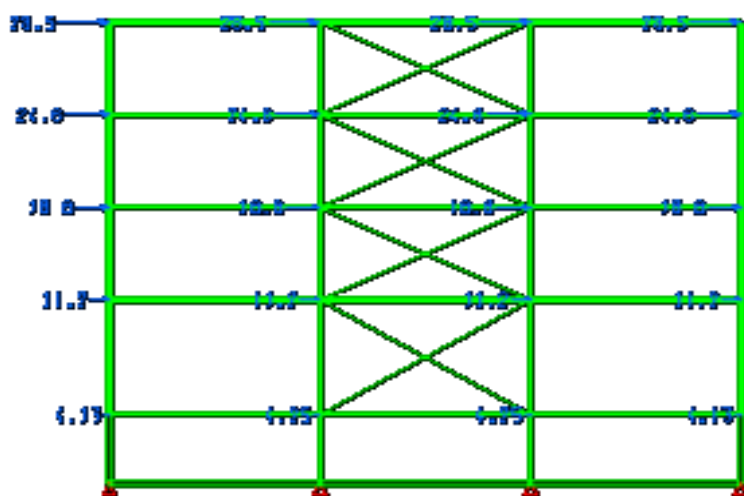
$h = 5000 \text{ mm}$  για το ισόγειο και  $4000 \text{ mm}$  για τους υπόλοιπους ορόφους

$\Delta_{ελ}$  η σχετική μετακίνηση όπως προκύπτει απ' την ελαστική ανάλυση

$\gamma_{op} = 0,005$  για τοιχοπληρώσεις και  $0,007$  για λιγότερο ευαίσθητα χωρίσματα



Εικόνα 4.1.Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση  $E_x$



Εικόνα 4.2.Οριζόντιες μετατοπίσεις ορόφων για σεισμική διέγερση  $E_y$

Όροφος	Παραμόρφωση (mm)		Γωνιακή Παραμόρφωση (%)	
	$E_x$	$E_y$	$\gamma_x$	$\gamma_y$
Ισόγειο	3,56	4,13	0,119	0,138
1ος	6,64	7,07	0,133	0,14
2ος	6,3	7,6	0,16	0,19
3ος	5,4	5,8	0,134	0,145
4ος	4,5	3,9	0,113	0,0989

Πίνακας 4.14.Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

#### 4.5 ΜΕΓΙΣΤΟΙ ΒΑΘΜΟΙ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Σε όλους τους παραπάνω ελέγχους παρατηρούμε ότι τα μέλη επαρκούν. Στον πίνακα που ακολουθεί περιλαμβάνονται οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσης για κάθε κατηγορία διατομής και ο συνδυασμός φορτίσεων στον οποίο εμφανίστηκαν.

Διατομή	Max Ratio	Load Case	Μέλος
HEB 360	80,80%	56	842
HEB 200	67,60%	62	84
HEB 500	65,90%	52	109
SH 160.160.9	86,20%	64	1010

**Πίνακας 4.15.Μέγιστα ποσοστά εκμετάλλευσης ανά κατηγορία διατομής**

# Κεφάλαιο 5

## ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

---

- 5.1 Εισαγωγή
- 5.2 Μέσα ανάλυσης συνδέσεων
- 5.3 Ανάλυση κόμβων - συνδέσεων
- 5.4 Έλεγχος συνδέσεων





## 5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Προκειμένου να εκμεταλλευτούμε στο έπακρο την αντοχή και πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών. Επειδή όμως η συμπεριφορά και η αντοχή των συνδέσεων επηρεάζεται και από άλλους παράγοντες, απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών.

Τα κτήρια που κατασκευάζονται αποκλειστικά από ένα υλικό ή από συμβιβαστά υλικά, είναι γενικά πιο ανθεκτικά στους σεισμούς από τα κτήρια που κατασκευάζονται από πληθώρα υλικών, τα οποία λόγω της ετερογένειας τους έχουν αποδειχθεί ιδιαίτερα ευάλωτα στις συνδέσεις τους.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να καθιστούν κατά το δυνατόν ευκολότερη και γρηγορότερη τόσο την κατασκευή όσο και την ανέγερση των φορέων. Επίσης, θα πρέπει να μην είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες και του εργοστασίου αλλά και του εργοταξίου. Τέλος, θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα είτε σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολύ μεγάλες και δαπανηρές, γι'αυτό το λόγο προτιμώνται οι συνδέσεις με πλήρη συγκόληση ή με συνδυασμό αυτής και κοχλίωσης.

## 5.2 ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του υπό μελέτη κτηρίου γραφείων πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος INSTANT 2000. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει τη δυνατότητα της διαστασιολόγησης ενός συνόλου διαφορετικών κόμβων σε μία ενιαία εργασία, καθώς επίσης και της επιλογής των συνδέσεων που πρόκειται να ελεγχθούν και των φορτίων που αυτή καταπονείται.

Στο πρόγραμμα υπάρχει πάντα μια σύνδεση επιλεγμένη και μαζί μ'αυτήν και οι ενέργειες ορισμού μελών – δυνάμεων και λεπτομερειών που αφορούν τη συγκεκριμένη σύνδεση. Ανάλογα με τον τύπο σύνδεσης ενεργοποιούνται και τα σχετικά παράθυρα διαλόγου. Οι λεπτομέρειες κάθε σύνδεσης εμφανίζονται στην περιοχή σχεδίου σε διαφορετικές όψεις και σε κλίμακα, έτσι ώστε να υπάρχει και γραφική απεικόνιση των δεδομένων. Κάθε φορά που πραγματοποιούνται αλλαγές σε διατομές, κοχλίες και αποστάσεις επηρεάζεται το σχέδιο και οι αλλαγές αυτές απεικονίζονται αυτόματα.

Για κάθε κόμβο ορίστηκε αρχικά ο τύπος του (π.χ. δοκός σε υποστύλωμα), έπειτα, καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που συντρέχουν σ'αυτόν καθώς και τα εντατικά μεγέθη τους στη συγκεκριμένη θέση. Εν συνεχεία, εισήχθησαν στο πρόγραμμα δεδομένα που αφορούν λεπτομέρειες της σύνδεσης, δηλαδή πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις κλπ. Όταν ολοκληρώθηκε η εισαγωγή των δεδομένων έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και παράχθηκε η αναφορά. Επειδή η επίλυση του κτηρίου δεν έγινε με το INSTANT, οι πληροφορίες για τις διατομές των μελών που συντρέχουν στον κόμβο καθώς επίσης και τα εντατικά μεγέθη έπρεπε να οριστούν στο αντίστοιχο παράθυρο εισαγωγής δεδομένων. Τα στοιχεία αυτά ορίστηκαν με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση με το SOFISTIK και τις επιλεχθείσες διατομές των δύο προηγούμενων κεφαλαίων.

### 5.3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΟΜΒΩΝ - ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Στο σημείο αυτό κρίνεται αναγκαίο να δοθεί η περιγραφή του τρόπου χαρακτηρισμού και κατηγοριοποίησης των κόμβων καθώς και των ελέγχων οι οποίοι θα πραγματοποιηθούν.

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά στο πέλμα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Όσα αναφέρθηκαν αποτελούν μόνο ένα δείγμα της τεράστιας ποικιλίας διαμόρφωσης κόμβων.

### 5.3.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΚΟΜΒΩΝ

Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, δυσκαμψία και στροφική ικανότητα του κόμβου.

Με κριτήριο την αντοχή έναντι ροπής σε σχέση με τα μέλη που συνδέει, ένας κόμβος διακρίνεται σε:

- πλήρους αντοχής αν η ροπή αντοχής του είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών. Παράδειγμα αποτελούν κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων, στους οποίους η ροπή αντοχής του κόμβου είναι μεγαλύτερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων δοκών.
- μερικής αντοχής αν η ροπή αντοχής του είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών. Παράδειγμα αποτελούν κόμβοι οι οποίοι διαστασιολογούνται με βάση τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στη θέση τους και όχι με βάση την αντοχή των μελών που συντρέχουν.

Με κριτήριο τη δυσκαμψία ένας κόμβος διακρίνεται σε:

- Άκαμπτο. Πρόκειται για κόμβο στον οποίο δεν μεταβάλλεται η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.
- Ημιάκαμπτο. Πρόκειται για κόμβο στον οποίο η γωνία  $\phi$  μεταξύ του συνδεόμενου μέλους και του 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.
- Άρθρωτό. Πρόκειται για κόμβο με ελεύθερη δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Επομένως, η σύνδεση λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρθρωση.

### 5.3.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Οι κατηγορίες συνδέσεων που καλύπτονται απ'το πρόγραμμα φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

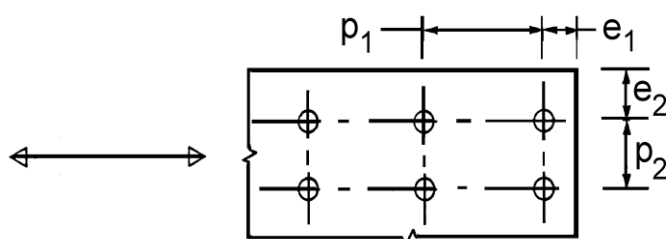
<b>A. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστώλιωμα</b>	
A.1 Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέλιμα του υποστυλώματος.
A.2 Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλιμα του υποστυλώματος.
<b>B. Άρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστώλιωμα &amp; δοκού σε δοκό</b>	
B.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλιμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
B.2 Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται

	στον κορμό ή στο πέλμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
<b>Γ. Συνέχεια μελών</b>	
Γ.1 Ημιάκαμπτη/μετωπική	Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους.
Γ.2 Αρθρωτή/Αρμολακτώματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού.
Γ.3 Ροπή/Αρμολακτώματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων.
<b>Δ. Κόμβος δικτυώματος</b>	
Δ.1 Συγκολλητός/Γωνιακός	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβόελασμα.
Δ.2 Κοχλιωτός/Γωνιακός	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβόελασμα.
Δ.3 Συγκολλητός/Κοιλοδοκός	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.
<b>Ε. Έδραση υποστυλώματος</b>	
Ε.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυρίων.
Ε.2 Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η.
Ε.3 Αρθρωση	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η.
Ε.4 Αρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η μέσω γωνιακών.

Πίνακας 5.1.Κατηγορίες συνδέσεων

Αποστάσεις και κενά	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες
$e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
$e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
$p_1$	$2,2d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$
$p_2$	$2,4d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$

Πίνακας 5.2.Ελάχιστα και μέγιστα αποστάσεων μεταξύ κοχλιών και από τα άκρα



Σχήμα 5.1.Σύμβολα για τις αποστάσεις των μέσων σύνδεσης

Είδος Αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή κοχλία σε διάτμηση	$A) F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης τέμνει το σπείρωμα:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- για ποιότητες 4.6, 5.6 and 8.8: <math>\alpha_v = 0,6</math></li> <li>- για ποιότητες 4.8, 5.8, 6.8 and 10.9: <math>\alpha_v = 0,5</math></li> </ul> $B) F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης δεν τέμνει το σπείρωμα: <math>\alpha_v = 0,6</math></p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- όπου <math>\alpha_b = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right)</math></li> <li>- για ακραίους κοχλίες: <math>k_1 = \min \left( 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)</math></li> <li>- για μεσαίους κοχλίες: <math>k_1 = \min \left( 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)</math></li> </ul>	
Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό <sup>2)</sup>	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>όπου <math>k_2 = 0,9</math>.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή κοχλία σε ταυτόχρονο εφελκυσμό και διάτμηση	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

Πίνακας 5.3: Έλεγχοι αντοχής κοχλιών

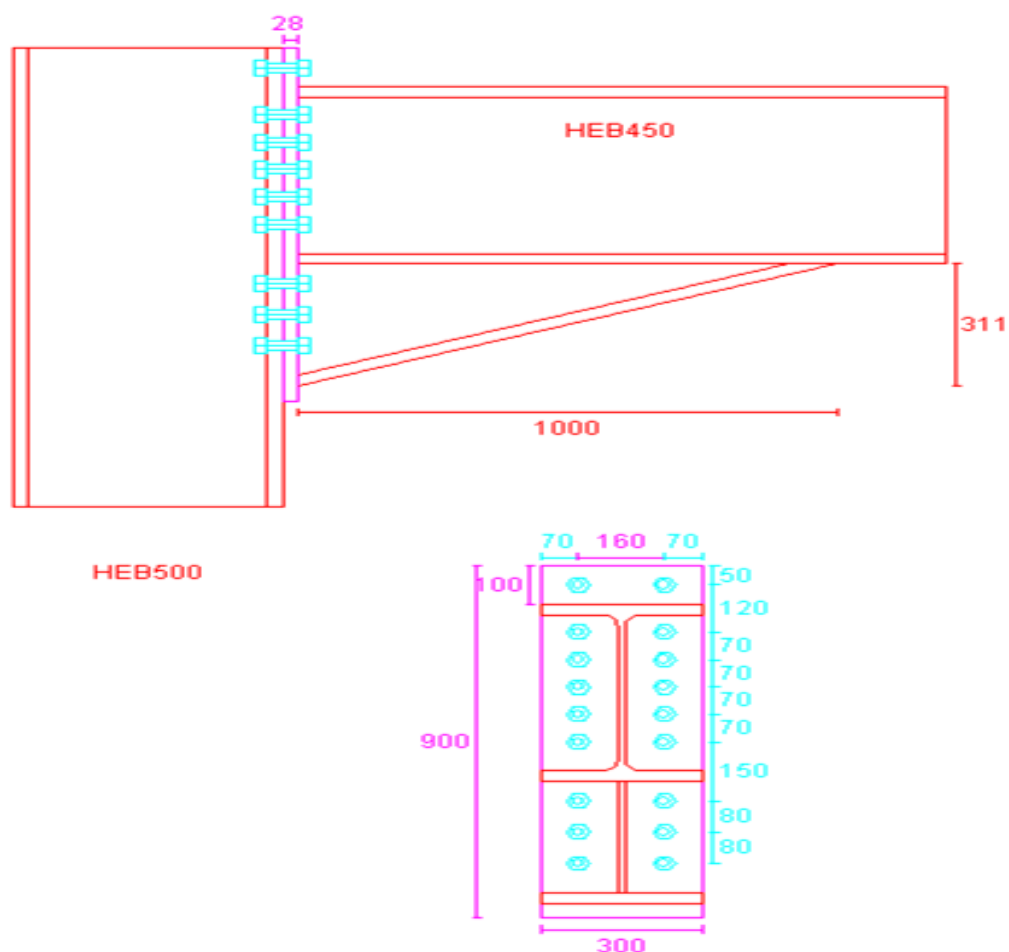
#### 5.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Ακολουθούν οι αναφορές των ελέγχων, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, που πρέκυψαν από την επίλυση στο INSTANT. Οι έλεγχοι έγιναν για κάθε εναλλακτική για τις εξής περιπτώσεις συνδέσεων:

1. Κύρια δοκός σε υποσύλωμα
2. Διαδοκίδα σε κύρια δοκό
3. Έδραση υποστυλώματος

### 5.4.1 Κύρια δοκός σε υποστύλωμα

#### Κύρια δοκός HEB 450 σε υποστύλωμα HEB 500



Εικόνα 5.1.Σύνδεση Κύριας δοκού με υποστύλωμα για την 1<sup>η</sup> επίλυση

#### Δεδομένα μετωπικής πλάκας

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά & τύπος μετωπικής πλάκας				
Ύψος ( $h_p$ ), (mm)	Πλάτος ( $b_p$ ) (mm)	Πάχος ( $t_p$ ) (mm)	Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού (mm)	Τύπος μετωπικής πλάκας
900.000	300.000	28.000	100.000	προεξέχουσα

**Δεδομένα ενίσχυσης κόμβου**

<b>Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενίσχυσης κόμβου με διατομή από ΗΕΒ 450</b>					
Ύψος (h), (mm)	Πλάτος πέλματος (b <sub>f</sub> ) (mm)	Πάχος πέλματος (t <sub>f</sub> ) (mm)	Πάχος κορμού (t <sub>w</sub> ) (mm)	Μήκος (l <sub>h</sub> ) (mm)	Γωνία (α <sub>h</sub> ) (deg)
311.000	300.000	26.000	14.000	1000.000	17.280

**Δεδομένα κοχλιών**

<b>Χαρακτηριστικά κοχλιών</b>	
Τύπος	Κανονικοί
Διάμετρος d (mm)	22.00
Διάμετρος οπής (d <sub>0</sub> )	24.00
Ποιότητα	10.9
Το επίπεδο διάτμησης βρίσκεται	εντός σπειρώματος

**Δεδομένα τοπολογίας κοχλιών**

<b>Τοπολογία κοχλιών</b>	
Απόσταση e <sub>1</sub> (mm)	50.00
Απόσταση e <sub>2</sub> (mm)	70.00
Απόσταση w (mm)	160.00
Απόσταση ρ <sub>1</sub> (mm)	120.00
Απόσταση ρ <sub>2</sub> (mm)	70.00
Απόσταση ρ <sub>3</sub> (mm)	70.00
Απόσταση ρ <sub>4</sub> (mm)	70.00
Απόσταση ρ <sub>5</sub> (mm)	70.00
Απόσταση ρ <sub>6</sub> (mm)	150.00
Απόσταση ρ <sub>7</sub> (mm)	80.00
Απόσταση ρ <sub>8</sub> (mm)	80.00

**Εντατικά μεγέθη**

	Αξονική (kN)	Τέμνουσα (kN)	Ροπή (kNmm)
Δεξιά δοκός	0.000	383.000	585350.000
Υποσύλωμα	0.000	0.000	0.000

**Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή**

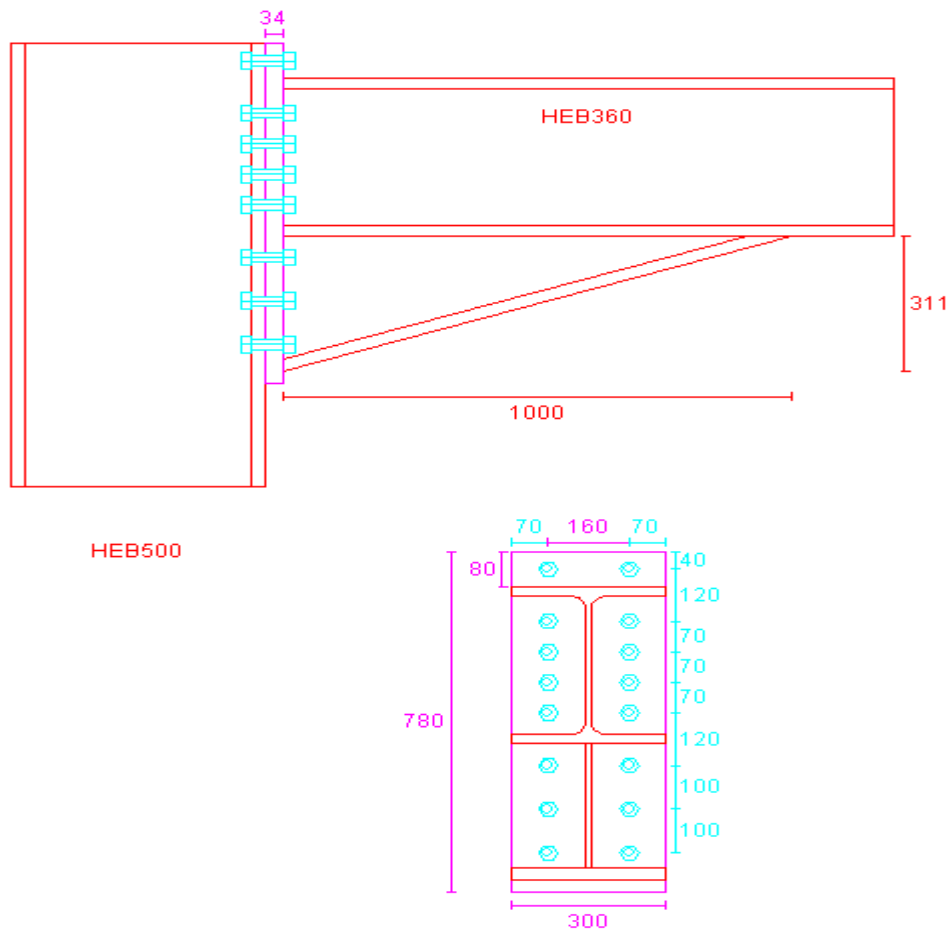
Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή	604887,13 kNmm
Λόγος $M_{sd}/M_{rd}$	0,97
Η αντοχή σε ροπή είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

**Αντοχή σε διάτμηση**

Αντοχή σε διάτμηση	1662,17 kN
Λόγος $V_{sd}/V_{rd}$	0,23
Η αντοχή σε διάτμηση είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>



Κύρια δοκός ΗΕΒ 360 σε υποστύλωμα ΗΕΒ 500



Εικόνα 5.2.Σύνδεση κύριας δοκού σε υποστύλωμα 2<sup>η</sup> επίλυση

Δεδομένα μετωπικής πλάκας

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά & τύπος μετωπικής πλάκας				
Ύψος ( $h_p$ ), (mm)	Πλάτος ( $b_p$ ) (mm)	Πάχος ( $t_p$ ) (mm)	Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλαμα της δοκού (mm)	Τύπος μετωπικής πλάκας
780.000	300.000	34.000	80.000	προεξέχουσα

**Δεδομένα ενίσχυσης κόμβου**

<b>Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενίσχυσης κόμβου με διατομή από ΗΕΒ 450</b>					
Ύψος (h), (mm)	Πλάτος πέλματος (b <sub>f</sub> ) (mm)	Πάχος πέλματος (t <sub>f</sub> ) (mm)	Πάχος κορμού (t <sub>w</sub> ) (mm)	Μήκος (l <sub>h</sub> ) (mm)	Γωνία (α <sub>h</sub> ) (deg)
311.000	300.000	26.000	14.000	1000.000	17.280

**Δεδομένα κοχλιών**

<b>Χαρακτηριστικά κοχλιών</b>	
Τύπος	Κανονικοί
Διάμετρος d (mm)	20.00
Διάμετρος οπής (d <sub>0</sub> )	22.00
Ποιότητα	10.9
Το επίπεδο διάτμησης βρίσκεται	εντός σπειρώματος

**Δεδομένα τοπολογίας κοχλιών**

<b>Τοπολογία κοχλιών</b>	
Απόσταση e <sub>1</sub> (mm)	40.00
Απόσταση e <sub>2</sub> (mm)	70.00
Απόσταση w (mm)	160.00
Απόσταση ρ <sub>1</sub> (mm)	120.00
Απόσταση ρ <sub>2</sub> (mm)	70.00
Απόσταση ρ <sub>3</sub> (mm)	70.00
Απόσταση ρ <sub>4</sub> (mm)	70.00
Απόσταση ρ <sub>5</sub> (mm)	120.00
Απόσταση ρ <sub>6</sub> (mm)	100.00
Απόσταση ρ <sub>7</sub> (mm)	100.00

**Εντατικά μεγέθη**

	Αξονική (kN)	Τέμνουσα (kN)	Ροπή (kNmm)
Δεξιά δοκός	0.000	356.560	497000.000
Υποσύλωμα	0.000	0.000	0.000

**Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή**

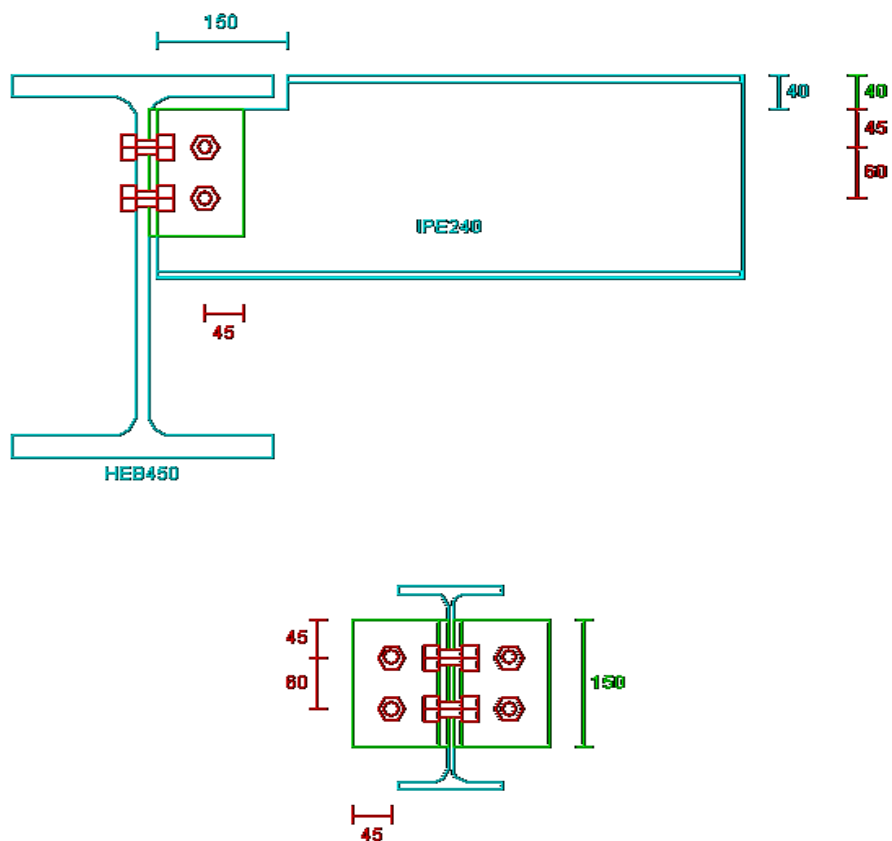
Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή	511164.56 kNmm
Λόγος $M_{sd}/M_{rd}$	0,97
Η αντοχή σε ροπή είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

**Αντοχή σε διάτμηση**

Αντοχή σε διάτμηση	1148.00 kN
Λόγος $V_{sd}/V_{rd}$	0,31
Η αντοχή σε διάτμηση είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

### 5.4.2 Διαδοκίδα σε κύρια δοκό

Κύρια δοκός ΗΕΒ 450 σε διαδοκίδα ΙΡΕ 240



Εικόνα 5.3.Σύνδεση διαδοκίδας σε κύρια δοκό 1<sup>η</sup> επίλυση

#### Ζεύγος γωνιακών

Χαρακτηριστικά	Δοκός
Διατομή	L110x10
Εμβαδόν διατομής A (mm <sup>2</sup> )	2120.000
Σκέλος που συνδέεται στην Κ.Δοκό/Υποσ	110.000
Σκέλος που συνδέεται στην Δοκό	110.000
Πάχος (mm)	10.000
Μήκος γωνιακού (mm)	150.000
Ποιότητα υλικού	S235
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού	40.000

**Τοπολογία κοχλιών**

	Κύρια Δοκός	Δοκός
Τύπος	Κανονικοί	Κανονικοί
Διάμετρος	16.000	16.000
Διάμετρος οπής	18.000	18.000
Εμβαδόν κοχλία	201.000	201.000
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία	157.000	157.000
Ποιότητα	8.8	8.8
Το επίπεδο διάτμησης είναι	εντός σπειρώματος	εντός σπειρώματος
Απόσταση e1 (mm)	45.000	45.000
Απόσταση e2 (mm)	45.000	45.000
Απόσταση p1 (mm)	60.000	60.000
Απόσταση p2 (mm)	54.000	54.000

**Εντατικά μεγέθη**

	Τέμνουσα (kN)
<b>Δεξιά δοκός</b>	45.720

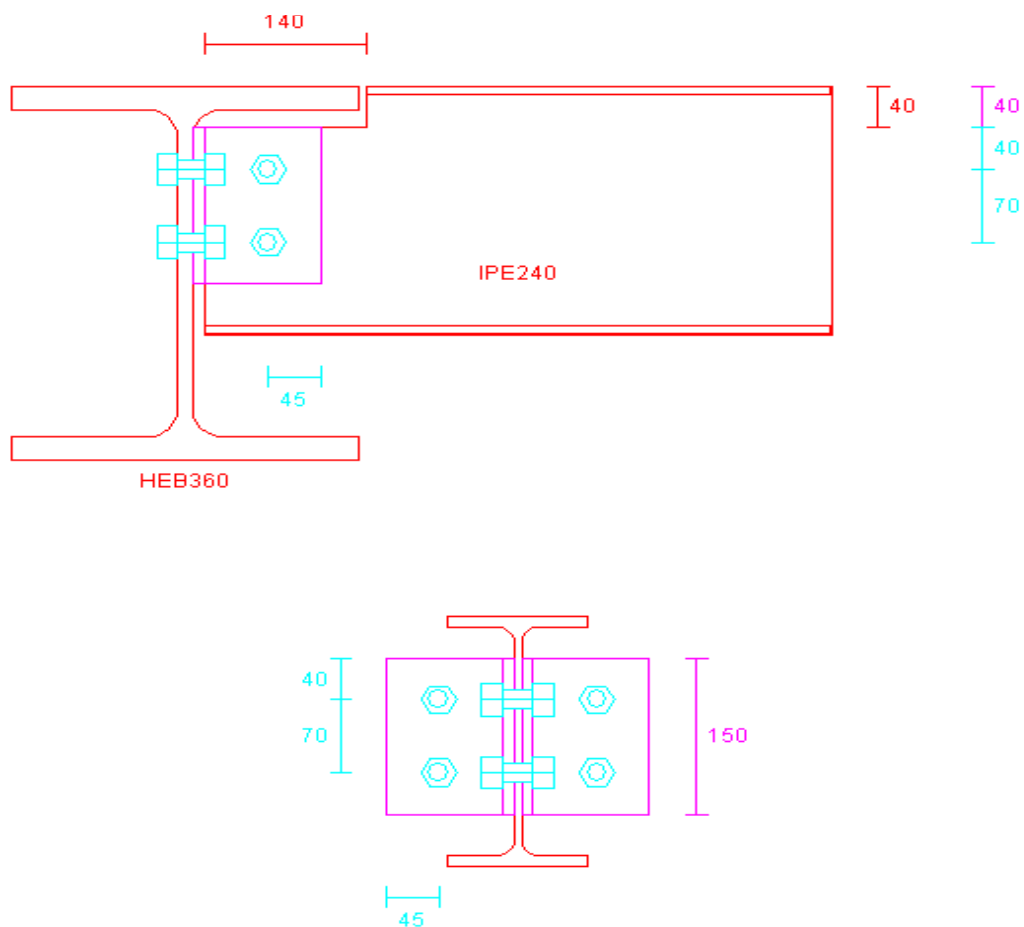
Εμφανίζεται μόνο ο δυσμενέστερος έλεγχος (δηλαδή με τον μεγαλύτερο λόγο), αναλυτικά εμφανίζονται τα αποτελέσματα στο Παράρτημα.

**Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού**

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού
Λόγος $F_{sd}/F_{b,rd}$
Η αντοχή σε διάτμηση είναι:

59,52 kN
0,92
<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

Κύρια δοκός ΗΕΒ 360 σε διαδοκίδα ΙΡΕ 240



Εικόνα 5.4.Σύνδεση διαδοκίδας σε κύρια δοκό 2<sup>η</sup> επίλυση

Ζεύγος γωνιακών

Χαρακτηριστικά	Δοκός
Διατομή	L110x10
Εμβαδόν διατομής A (mm <sup>2</sup> )	2120.000
Σκέλος που συνδέεται στην Κ.Δοκό/Υποσ	110.000
Σκέλος που συνδέεται στην Δοκό	110.000
Πάχος (mm)	10.000
Μήκος γωνιακού (mm)	150.000
Ποιότητα υλικού	S235
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού	40.000

**Τοπολογία κοχλιών**

	Κύρια Δοκός	Δοκός
Τύπος	Κανονικοί	Κανονικοί
Διάμετρος	16.000	16.000
Διάμετρος οπής	18.000	18.000
Εμβαδόν κοχλία	201.000	201.000
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία	157.000	157.000
Ποιότητα	8.8	8.8
Το επίπεδο διάτμησης είναι	εντός σπειρώματος	εντός σπειρώματος
Απόσταση e1 (mm)	40.000	40.000
Απόσταση e2 (mm)	45.000	45.000
Απόσταση p1 (mm)	70.000	70.000
Απόσταση p2 (mm)	54.000	54.000

**Εντατικά μεγέθη**

	Τέμνουσα (kN)
<b>Δεξιά δοκός</b>	45.720

Εμφανίζεται μόνο ο δυσμενέστερος έλεγχος (δηλαδή με τον μεγαλύτερο λόγο), αναλυτικά εμφανίζονται τα αποτελέσματα στο Παράρτημα.

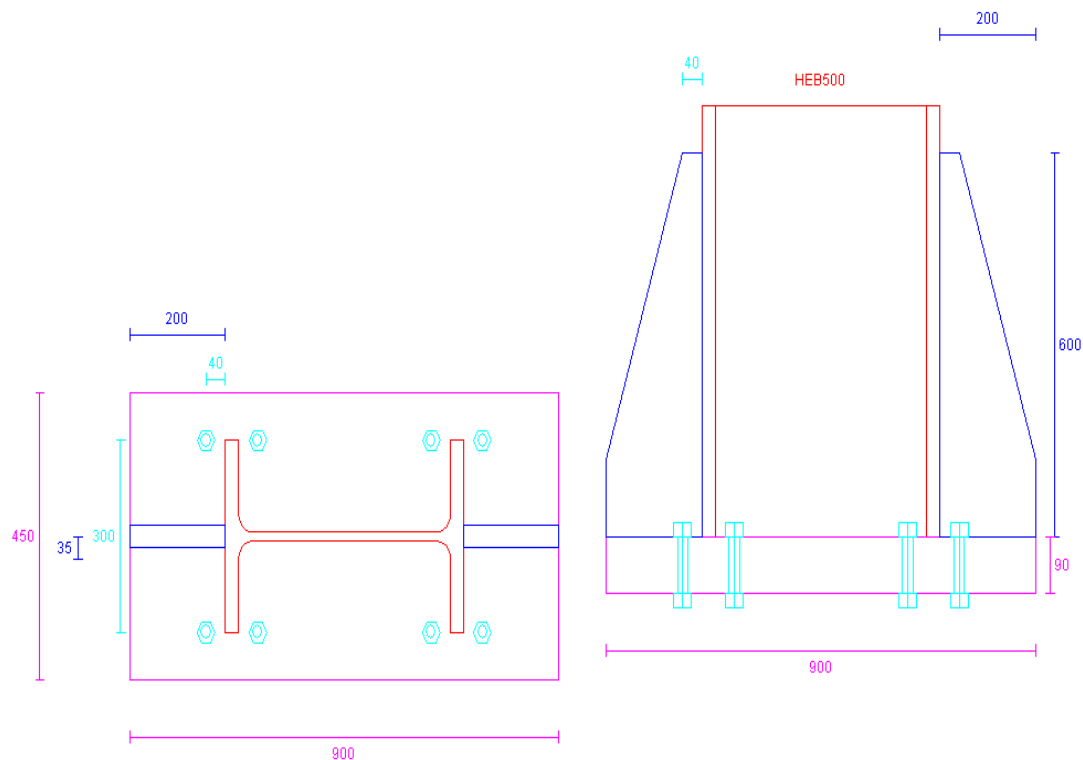
**Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού**

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού
Λόγος $F_{sd}/F_{b,rd}$
Η αντοχή σε διάτμηση είναι:

52,91 kN
0,91
<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

### 5.4.3 Έδραση υποστυλώματος

#### Έδραση υποστυλώματος HEB 500



Εικόνα 5.5. Έδραση υποστυλώματος

#### Δεδομένα πλάκας έδρασης

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	
Πλευρά ( $h_p$ )	900.000
Πλευρά ( $b_p$ )	450.000
Πάχος ( $t_p$ ) (mm)	90.000
Ποιότητα υλικού	S235
Πάχος συγκόλλησης στον κορμό ( $a_w$ ) (mm)	15.000
Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα ( $a_f$ ) (mm)	15.000

#### Δεδομένα αγκυρίων (με άγκιστρο)

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	
Διάμετρος (mm)	20.000
Ποιότητα	10.9
Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης (mm)	30.000
Διάμετρος αγκίστρου (mm)	50.000



Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου (mm)	100.000
Μήκος αγκυρίου(mm)	500.000

**Τοπολογία αγκυρίων**

Τοπολογία αγκυρίων	
Αριθμός αγκυρίων	8
Απόσταση s (mm)	300.000
Απόσταση a <sub>2</sub> (mm)	40.000

**Δεδομένα ενισχύσεων**

Ενισχύσεις			
Ύψος (h <sub>r</sub> ), (mm)	Πάχος (t <sub>r</sub> ) (mm)	Πάχος συγκόλλησης στην πλάκα έδρασης	Πάχος συγκόλλησης στο υποστύλωμα
600.000	35.000	9.000	9.000

**Εντατικά μεγέθη**

	Αξονική (kN)	Τέμνουσα (kN)	Ροπή (kNmm)
<b>Υποστύλωμα</b>	2876.900	53.530	155950.000

**Έλεγχος θλιπτικής τάσης στο σκυρόδεμα**

Θλιπτική αντοχή (kN/mm <sup>2</sup> )	0,02550
Λόγος ρ <sub>m</sub> /σ <sub>bc</sub>	0,38
Η αντοχή είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

**Έλεγχος επάρκειας πάχους πλάκας έδρασης**

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος	73.000
Το πάχος είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΕΣ</b>

**Έλεγχος διαστάσεων των νευρώσεων (πλευρά που συγκολλάται στο υποστύλωμα)**

Αντοχή	0,215
Λόγος	0,47
Η αντοχή είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

**Έλεγχος διαστάσεων των νευρώσεων (πλευρά που συγκολλάται στη πλάκα)**

Αντοχή	0,215
Λόγος	0,59
Η αντοχή είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

**Έλεγχος σε λυγισμό των νευρώσεων**

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος	26.000
Το πάχος είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΕΣ</b>

**Έλεγχος επάρκειας ύψους των νευρώσεων**

Απαιτούμενο ελάχιστο ύψος	284.000
Το ύψος είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΕΣ</b>

**Έλεγχος συγκολλήσεων υποστυλώματος**

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος συγκόλησης κορμού/πλάκας	8.000
Το πάχος είναι	<b>ΕΠΑΡΚΕΣ</b>
Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος συγκόλησης πέλματος/πλάκας	15.000
Το πάχος είναι	<b>ΕΠΑΡΚΕΣ</b>
Αντοχή	0,235
Λόγος	0,60
Η αντοχή είναι:	<b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

# Κεφάλαιο 6

## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

---

- 6.1 Εισαγωγή
- 6.2 Σύγκριση παραλλαγών
- 6.3 Συμπεράσματα



## 6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στην παρούσα διπλωματική πραγματοποιήθηκε η διαστασιολόγηση και ανάλυση ενός μεταλλικού δομήματος γραφείων το οποίο επιλύθηκε δύο φορές, στην 2<sup>η</sup> επίλυση προστέθηκαν χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά Χ και Υ. Σκοπός αυτής της διαδικασίας ήταν αφού διαστασιολογηθούν με επάρκεια οι φορείς να συγκριθούν μεταξύ τους και να καταλήξουμε στον προτεινόμενο. Η σύγκριση αυτή θα γίνει λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω κριτήρια:

- Βάρος κατασκευών
- Γωνιακή παραμόρφωση
- Ιδιομορφές

## 6.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΠΑΡΑΛΛΑΓΩΝ

### 1) Βάρος κατασκευών

Στους παρακάτω πίνακες, που λήφθηκαν από το πρόγραμμα, δίνονται οι τύποι διατομών καθώς και το μήκος και το συνολικό βάρος τους.

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ (t)
HEB 500	408.000	73.431
HEB 450	576.000	98.561
HEB 260	480.000	44.630
ΣΥΝΟΛΟ		216.622

ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ (t)
HEB 500	408.000	76.431
HEB 360	576.000	81.675
HEB 200	480.000	29.421
SH 160.160.9	380.616	15.717
ΣΥΝΟΛΟ		203.244

Παρατηρούμε ότι μειώνεται το βάρος της κατασκευής κατά 13,38% στην 2<sup>η</sup> επίλυση σε σχέση με την 1<sup>η</sup>. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι οι αντιανέμοιο σύνδεσμοι τοποθετημένοι συμμετρικά και περιμετρικά του κτηρίου προσδίδουν μεγαλύτερη πλευρική ευστάθεια και κατά τις δύο διευθύνσεις καθώς και μεγαλύτερη δυστρεψία. Αυτό επιβεβαιώνεται από τα αποτελέσματα του προγράμματος στα οποία παρατηρούμε ότι ανακουφίζονται κυρίως καμπτικά τα μέλη του φορέα το οποίο οδηγεί σε μικρότερες διατομές.

## 2) Γωνιακή παραμόρφωση

Στα κεφάλαια 3 και 4 πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος του περιορισμού βλαβών για τον φορέα 1 και 2 αντίστοιχα. Παρατηρήθηκε ότι ο φορέας 2 είχε πολύ μικρότερες παραμορφώσεις σε σχέση με τον φορέα 1 ο οποίος μάλιστα δεν επαρκούσε σ' αυτό τον έλεγχο. Τα πιο καταπονημένα μέλη βρίσκονται στον 1<sup>ο</sup> όροφο, εκεί οι παραμορφώσεις κατά  $\chi$  για τον φορέα 1 αγγίζουν το 0,798% όταν το ανώτερο επιτρεπόμενο ποσοστό θεωρήθηκε το 0,7 %, ενώ για τον φορέα 2 το ποσοστό φτάνει μόλις το 0,133% . Κατά  $\gamma$  τα μεγαλύτερα μεγέθη βρίσκονται στον 2<sup>ο</sup> όροφο, πάλι στον φορέα 1 παρατηρούμε μεγαλύτερες παραμορφώσεις, ωστόσο εντός επιτρεπτών ορίων, 0,28%, ενώ στον φορέα 2 είναι 0,19%. Παρατηρούμε λοιπόν ότι η ύπαρξη συνδέσμων αυξάνει κατά πολύ την ευστάθεια της κατασκευής.

## 3) Ιδιομορφές

Στο κεφάλαιο 2 παρουσιάστηκαν οι πίνακες με τις 20 ιδιοπεριόδους, όπως αυτές υπολογίστηκαν απ' το πρόγραμμα, και τα ποσοστά της δρώσας μάζας που συμμετέχουν σε κάθε μία. Έτσι, όσον αφορά στον φορέα χωρίς χιαστί συνδέσμους κατά  $X$  η κύρια ιδιοπερίοδος είναι η 1<sup>η</sup> με  $T=1,837\text{sec}$  και δίνει ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας 64,6% , κατά  $Y$  η κύρια ιδιοπερίοδος είναι η 3<sup>η</sup> με  $T=0,707\text{sec}$  στην οποία συμμετέχει μάζα σε ποσοστό 77,7% . Αντίθετα, στον φορέα με χιαστί συνδέσμους η κύρια ιδιοπερίοδος κατά  $X$  είναι η 2<sup>η</sup> με  $T=0,517\text{sec}$  με ποσοστό δρώσας μάζας 70,5% ενώ κατά  $Y$  είναι η 1<sup>η</sup> με  $T=0,539\text{sec}$  με ποσοστό μάζας 72,6%. Παρατηρούμε ότι οι κύριες ιδιοπεριόδους του φορέα 2 είναι σημαντικά μικρότερες σε σχέση με τον φορέα 1 γεγονός που επιβεβαιώνεται από την αυξημένη δυσκαμψία του φορέα με χιαστί συνδέσμους.

### 6.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα της σύγκρισης που προηγήθηκε μεταξύ των δύο φορέων καταλήγουμε στα κάτωθι συμπεράσματα.

Ξεκινώντας με το πρώτο κριτήριο της σύγκρισης που αφορούσε στο βάρος των κατασκευών, όπως αναμενόταν ο φορέας με χιαστί συνδέσμους είναι σαφώς ελαφρύτερος απ'ότι ο φορέας χωρίς συνδέσμους, αφού τοποθετήθηκαν μικρότερες διατομές σε κύριες και δευτερεύουσες δοκούς. Η παρουσία, δηλαδή, των συνδέσμων ανακούφισε σημαντικά τις δοκούς τις κατασκευής. Η μείωση του βάρους συνεπάγεται και μείωση του κόστους κατά 27%.

Περνώντας στο δεύτερο κριτήριο σύγκρισης που αφορούσε στον περιορισμό βλαβών, στα αποτελέσματα των ελέγχων βλέπουμε ότι ο φορέας 2 συμπεριφέρεται πολύ καλύτερα σε πιθανό σεισμό σε σχέση με τον φορέα 1 καθόσον αναμένονται παραμορφώσεις αρκετά χαμηλότερες από τις επιτρεπόμενες και κατά τις δύο διευθύνσεις. Αντίθετα, στον φορέα 1 πρόκειται να δημιουργηθούν μη επανορθώσιμες, εκτεταμένες βλάβες.

Το τελευταίο κριτήριο, που αφορούσε στις ιδιομορφές, επιβεβαιώνει για μία ακόμη φορά το γεγονός ότι οι σύνδεσμοι αυξάνουν την δυσκαμψία του κτηρίου. Σ'αυτό παρατηρήθηκε ότι ο 1<sup>ος</sup> φορέας είχε πολύ μεγαλύτερες κύριες ιδιοπεριόδους σε σχέση με τον 2<sup>ο</sup> και μάλιστα η μεγαλύτερη διαφορά υπήρχε στο σεισμό κατά Χ, που δείχνει ότι η δευτερεύουσα διεύθυνση (μεγάλη πλευρά) χωρίς τους χιαστί συνδέσμους καταπονούνταν πάρα πολύ κι είναι αυτή που ανακουφίζεται περισσότερο σε σχέση με την κύρια πλευρά του κτηρίου.

Λαμβάνοντας υπόψη τα όσα αναφέρθηκαν εδώ αλλά και στην προηγούμενη παράγραφο γίνεται σαφές ότι ο 2<sup>ος</sup> φορέας υπερτερεί κατά πολύ του 1<sup>ου</sup>. Το γεγονός αυτό, λοιπόν, καθιστά τον μεταλλικό φορέα με χιαστί συνδέσμους ως την πλέον ενδεικνυόμενη λύση.





# Παράρτημα **A**



Loadcasenumber Title  
 51 MAX-STN  
 52 MIN-STN  
 53 MAX-STQY  
 54 MIN-STQY  
 55 MAX-STQZ  
 56 MIN-STQZ  
 57 MAX-STMT  
 58 MIN-STMT  
 59 MAX-STMY  
 60 MIN-STMY  
 61 MAX-STMZ  
 62 MIN-STMZ

Printvolume : Max. or/and min. values  
 for all selected columns of results with  
 corresponding values of selected load cases  
 and elements.

Loadcases : 51-62  
 Groups : All  
 Elements : 700-847  
 Sections : All

#### Beam Elements

#### Forces in Beam-Elements

Elem.	X	LC Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
827	0,000	52 MINZ-N	-180,0	0,10	325,73	0,00	-338,92	0,64
815	0,000	51 MAXZ-N	91,1	-0,16	262,61	0,00	-410,09	-1,02
706	0,000	52 MINZ-VY	-5,6	-2,59	1,47	0,00	64,55	-15,55
706	0,000	51 MAXZ-VY	28,8	2,60	147,72	0,00	-259,78	15,57
839	8,000	56 MINZ-VZ	3,5	0,11	-383,39	0,00	-587,43	-0,19
841	0,000	55 MAXZ-VZ	21,6	-0,07	383,34	0,00	-587,28	-0,16
712	0,000	58 MINZ-MT	-65,0	-1,61	124,34	-0,01	-113,95	-9,72
714	0,000	57 MAXZ-MT	-60,9	1,05	149,66	0,01	-215,20	2,27
839	8,000	56 MINZ-MY	3,5	0,11	-383,39	0,00	-587,43	-0,19
721	0,000	53 MAXZ-MY	-2,2	2,57	-25,34	0,00	176,44	15,43
712	0,000	54 MINZ-MZ	-70,8	-2,59	120,03	0,00	-95,57	-15,57
715	0,000	53 MAXZ-MZ	-70,8	2,59	120,03	0,00	-95,57	15,57

Loadcasenumber Title  
 51 MAX-STN  
 52 MIN-STN  
 53 MAX-STQY  
 54 MIN-STQY  
 55 MAX-STQZ  
 56 MIN-STQZ  
 57 MAX-STMT  
 58 MIN-STMT  
 59 MAX-STMY  
 60 MIN-STMY  
 61 MAX-STMZ  
 62 MIN-STMZ

Printvolume : Max. or/and min. values  
 for all selected columns of results with  
 corresponding values of selected load cases  
 and elements.

Loadcases : 51-62  
 Groups : All  
 Elements : 83-100 143-200 600-603  
 Sections : All

Beam Elements

Forces in Beam-Elements

Elem.	X	LC Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
187	0,000	52 MINZ-N	-30,4	41,48	2,85	0,00	-1,11	41,81
167	0,000	51 MAXZ-N	29,9	-41,48	6,71	0,00	-12,63	-41,83
86	0,000	51 MINZ-VY	20,5	-42,41	12,24	0,00	-29,22	-42,82
84	6,000	53 MAXZ-VY	16,5	42,42	-12,25	0,00	-29,24	-42,82
92	6,000	56 MINZ-VZ	10,8	-0,38	-21,16	0,00	-58,60	1,23
88	0,000	55 MAXZ-VZ	13,2	0,08	56,83	0,00	167,52	0,24
189	0,000	58 MINZ-MT	1,7	-14,80	3,26	-0,01	-1,60	-18,14
185	0,000	57 MAXZ-MT	0,1	-11,12	4,40	0,01	-5,17	-7,10
92	6,000	56 MINZ-MY	10,8	-0,38	-21,16	0,00	-58,60	1,23
93	0,000	59 MAXZ-MY	13,1	0,08	56,57	0,00	168,34	0,24
84	6,000	53 MINZ-MZ	16,5	42,42	-12,25	0,00	-29,24	-42,82
84	6,000	54 MAXZ-MZ	-15,6	-42,41	5,56	0,00	22,48	42,81

Loadcasenumber Title  
 51 MAX-STN  
 52 MIN-STN  
 53 MAX-STQY  
 54 MIN-STQY  
 55 MAX-STQZ  
 56 MIN-STQZ  
 57 MAX-STMT  
 58 MIN-STMT  
 59 MAX-STMY  
 60 MIN-STMY  
 61 MAX-STMZ  
 62 MIN-STMZ

Printvolume : Max. or/and min. values  
 for all selected columns of results with  
 corresponding values of selected load cases  
 and elements.

Loadcases : 51-62  
 Groups : All  
 Elements : 101-124 201-424  
 Sections : All

#### Beam Elements

#### Forces in Beam-Elements

Elem.	X	LC Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
110	0,000	52 MINZ-N	-2867,7	-14,28	70,64	0,00	-206,04	-45,46
106	5,000	51 MAXZ-N	22,5	46,08	19,67	0,00	33,15	67,55
107	0,000	54 MINZ-VY	-237,7	-37,31	-65,37	-0,01	189,33	-79,76
114	0,000	53 MAXZ-VY	-679,1	58,97	38,45	0,00	115,82	191,24
402	0,000	52 MINZ-VZ	-356,1	3,02	-161,51	0,00	245,67	2,71
420	0,000	52 MAXZ-VZ	-356,1	3,02	161,51	0,00	-245,67	2,71
106	0,000	58 MINZ-MT	-649,8	14,21	-100,38	-0,11	292,15	40,26
101	0,000	57 MAXZ-MT	-649,9	-16,49	-100,38	0,11	292,15	-42,28
402	4,000	52 MINZ-MY	-346,0	3,02	-161,51	0,00	-400,36	-9,37
420	4,000	52 MAXZ-MY	-346,0	3,02	161,51	0,00	400,36	-9,36
107	0,000	54 MINZ-MZ	-237,7	-37,31	-65,37	-0,01	189,33	-79,76
114	0,000	53 MAXZ-MZ	-679,1	58,97	38,45	0,00	115,82	191,24

Loadcasenumber Title  
 51 MAX-STN  
 52 MIN-STN  
 53 MAX-STQY  
 54 MIN-STQY  
 55 MAX-STQZ  
 56 MIN-STQZ  
 57 MAX-STMT  
 58 MIN-STMT  
 59 MAX-STMY  
 60 MIN-STMY  
 61 MAX-STMZ  
 62 MIN-STMZ

Printvolume : Max. or/and min. values  
 for all selected columns of results with  
 corresponding values of selected load cases  
 and elements.

Loadcases : 51-62  
 Groups : All  
 Elements : 700-847  
 Sections : All

#### Beam Elements

#### Forces in Beam-Elements

Elem.	X	LC Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
827	0,000	52 MINZ-N	-182,9	0,12	332,15	0,00	-386,22	0,69
719	0,000	51 MAXZ-N	115,2	-0,48	180,95	0,00	-254,64	-2,19
700	0,000	52 MINZ-VY	-48,4	-2,65	107,57	0,00	-101,05	-15,56
703	0,000	53 MAXZ-VY	-48,3	2,64	107,57	0,00	-101,03	15,55
842	8,000	56 MINZ-VZ	2,3	-0,06	-359,74	0,00	-509,20	-0,03
844	0,000	55 MAXZ-VZ	20,1	0,02	359,67	0,00	-508,96	-0,07
712	0,000	58 MINZ-MT	-72,6	-1,56	125,45	0,00	-131,15	-9,49
721	0,000	57 MAXZ-MT	27,9	0,22	50,28	0,02	-16,21	0,71
842	8,000	56 MINZ-MY	2,3	-0,06	-359,74	0,00	-509,20	-0,03
718	0,000	59 MAXZ-MY	-30,6	-2,47	8,66	0,00	29,75	-14,84
700	0,000	52 MINZ-MZ	-48,4	-2,65	107,57	0,00	-101,05	-15,56
706	0,000	51 MAXZ-MZ	69,2	2,63	133,00	0,00	-204,51	15,56

Loadcasenumber Title  
 51 MAX-STN  
 52 MIN-STN  
 53 MAX-STQY  
 54 MIN-STQY  
 55 MAX-STQZ  
 56 MIN-STQZ  
 57 MAX-STMT  
 58 MIN-STMT  
 59 MAX-STMY  
 60 MIN-STMY  
 61 MAX-STMZ  
 62 MIN-STMZ

Printvolume : Max. or/and min. values  
 for all selected columns of results with  
 corresponding values of selected load cases  
 and elements.

Loadcases : 51-62  
 Groups : All  
 Elements : 83-100 143-200 600-603  
 Sections : All

#### Beam Elements

#### Forces in Beam-Elements

Elem.	X	LC Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
186	0,000	52 MINZ-N	-115,6	-0,26	0,58	0,00	-5,85	-0,74
186	0,000	51 MAXZ-N	100,1	0,38	5,63	0,00	9,84	1,14
84	6,000	54 MINZ-VY	-26,0	-42,21	-2,02	0,00	-1,05	42,71
86	0,000	53 MAXZ-VY	-28,5	42,21	2,02	0,00	-1,06	42,71
174	6,000	56 MINZ-VZ	7,5	-0,40	-5,17	0,00	-10,57	1,24
88	0,000	55 MAXZ-VZ	2,2	0,17	8,13	0,00	16,25	0,53
189	0,000	58 MINZ-MT	-27,2	14,06	2,52	0,00	-2,28	16,11
603	0,000	57 MAXZ-MT	-26,9	-8,74	2,52	0,00	-2,28	-9,92
170	0,000	60 MINZ-MY	14,2	0,40	5,18	0,00	-10,66	1,23
97	6,000	55 MAXZ-MY	2,2	0,17	4,14	0,00	16,65	0,49
84	6,000	62 MINZ-MZ	26,2	42,21	-2,11	0,00	-2,65	-42,71
84	6,000	61 MAXZ-MZ	-27,3	-42,21	-2,10	0,00	-1,32	42,71

Loadcasenumber Title  
 51 MAX-STN  
 52 MIN-STN  
 53 MAX-STQY  
 54 MIN-STQY  
 55 MAX-STQZ  
 56 MIN-STQZ  
 57 MAX-STMT  
 58 MIN-STMT  
 59 MAX-STMY  
 60 MIN-STMY  
 61 MAX-STMZ  
 62 MIN-STMZ

Printvolume : Max. or/and min. values  
 for all selected columns of results with  
 corresponding values of selected load cases  
 and elements.

Loadcases : 51-62  
 Groups : All  
 Elements : 101-124 201-424  
 Sections : All

#### Beam Elements

#### Forces in Beam-Elements

Elem.	X	LC Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
109	0,000	52 MINZ-N	-2844,6	-1,58	36,46	0,00	-115,63	-4,61
119	5,000	51 MAXZ-N	969,9	2,25	14,17	0,03	31,03	1,14
107	0,000	54 MINZ-VY	-703,5	-20,88	-15,25	0,00	46,45	-21,66
107	0,000	53 MAXZ-VY	-625,7	22,63	15,74	0,00	-49,93	26,77
402	0,000	56 MINZ-VZ	-326,8	0,47	-166,21	0,00	248,41	0,72
420	0,000	55 MAXZ-VZ	-326,7	0,47	166,26	0,00	-248,48	0,72
106	0,000	58 MINZ-MT	-632,8	2,59	-43,72	-0,14	114,53	-0,10
101	0,000	57 MAXZ-MT	-632,0	-4,82	-43,72	0,14	114,52	-1,81
402	4,000	56 MINZ-MY	-316,7	0,47	-166,21	0,00	-416,45	-1,16
420	4,000	55 MAXZ-MY	-316,6	0,47	166,26	0,00	416,57	-1,16
107	0,000	54 MINZ-MZ	-703,5	-20,88	-15,25	0,00	46,45	-21,66
114	0,000	53 MAXZ-MZ	-662,2	12,85	20,09	0,02	65,12	38,72



Loadcasenumber Title  
 63 MAX-FACH  
 64 MIN-FACH

Printvolume : Max. or/and min. values  
 for all selected columns of results with  
 corresponding values of selected load cases  
 and elements.

Loadcases : 63-64  
 Groups : All  
 Elements : 1001-1048

Truss Elements

Forces in Truss-Elements

Elem. Nr	LC Name Nr	N [kN]	v [mm]	Elem. Nr	LC Name Nr	N [kN]	v [mm]
1010	64 MINZ-N	-464,9	0,000				
1041	63 MAXZ-N	504,7	0,000				
1001	63 MINZ-v	125,0	0,000				
1001	63 MAXZ-v	125,0	0,000				

# Παράρτημα Β



# Αποτελέσματα για τον φορέα 1 (κύρια δοκός σε υποστήλωμα)

INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Περιληπτική αναφορά )

## ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αρχείο.....:ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ ΣΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ 2  
Ημερομηνία.....:  
Μηχανικός.....:ΦΩΤΕΙΝΗ ΝΥΧΤΗ  
Εργασία.....:

## ΜΟΝΑΔΕΣ

Μήκος.....:[ mm ]  
Δύναμη.....:[ kN ]  
Γωνία.....:[ deg ]

## ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Κανονισμός.....:ENV(1993-1-1)  
γ Mo.....: 1.10  
γ Mb (διάτμηση).....: 1.25  
γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25  
γ Mw.....: 1.25  
γ M2.....: 1.25

## ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

## ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤ.ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΧΛΙΩΤΗ)

Όνομα.....:ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ ΣΕ ΥΠΟΣ

Περιγραφή.....:

## ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
- $NSd < 0.1 * N_{plRd}$ , όπου  
NSd : αξονική δύναμη στη δοκό  
N<sub>plRd</sub> : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

## ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

Διατομή.....:	HEB450
Τάξη διατομής.....:	1
Ύψος (h).....:	450.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	26.00mm
Πάχος κορμού (tw).....:	14.00mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Γωνία.....:	0.00deg

Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h')	450.00mm
Μήκος (l)	0.00mm
Εμβαδόν διατομής (A)	21800.00mm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα	798899968.00mm <sup>4</sup>
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα	3550000.00mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα	3982000.00mm <sup>3</sup>
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής πέλματος	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας πέλματος	0.360kN/mm <sup>2</sup>
Όριο διαρροής κορμού	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας κορμού	0.360kN/mm <sup>2</sup>

#### ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

=====

Ύψος (hp)	900.00mm
Πλάτος (bp)	300.00mm
Πάχος (tp)	24.00mm
Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού	100.00mm
Τύπος	Προεξέχουσα

#### ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

=====

Ύψος (h)	310.50mm
Πλάτος πέλματος (bf)	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf)	22.50mm
Πάχος κορμού (tw)	12.50mm
Μήκος (l)	1000.00mm
Γωνία	17.25deg

#### ΚΟΧΛΙΕΣ

=====

Τύπος	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d)	22.00mm
Διάμετρος οπής (d0)	24.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A)	380.00mm <sup>2</sup>
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As)	303.00mm <sup>2</sup>
Πάχος κεφαλής κοχλίας	14.00mm
Πάχος παξιμαδιού	18.00mm
Ποιότητα	10.9
Όριο διαρροής	0.900kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας	1.000kN/mm <sup>2</sup>

Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

=====

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1)	50.00mm
Οριζόντια απόσταση κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2)	70.00mm
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών	160.00mm
Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών :	
1 και 2	120.00mm
2 και 3	70.00mm
3 και 4	70.00mm
4 και 5	70.00mm
5 και 6	70.00mm
6 και 7	150.00mm
7 και 8	80.00mm
8 και 9	80.00mm

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....:	HEB500
Ύψος (h).....:	500.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	28.00mm
Πάχος κορμού (tw).....:	14.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	23860.00mm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....:	1071800000.00mm <sup>4</sup>
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....:	4290000.00mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....:	4815000.00mm <sup>3</sup>
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....:	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας πέλματος.....:	0.360kN/mm <sup>2</sup>
Όριο διαρροής κορμού.....:	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας κορμού.....:	0.360kN/mm <sup>2</sup>

\*\*\*\*\*  
 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α    Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ    \*\* [ Φ Φ Φ ] \*\*  
 \*\*\*\*\*

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)			
	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (Vsd)	Ροπή (MSd)
Δεξιά δοκός	0.00kN	383.19kN	585350.00kNmm
Υποστυλώμα	0.00kN	0.00kN	0.00kNmm

\*\*\*\*\*  
 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ  
 \*\*\*\*\*

ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

=====

* Σειρά κοχλιών No.....:	1
Τρόπος αστοχίας :	Μετωπική πλάκα σε κάμψη
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 1].....:	345.42kN
* Σειρά κοχλιών No.....:	2
Τρόπος αστοχίας :	Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 2].....:	369.36kN
* Σειρά κοχλιών No.....:	3
Τρόπος αστοχίας :	Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 3].....:	111.43kN
* Σειρά κοχλιών No.....:	4
Τρόπος αστοχίας :	Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 4].....:	0.00kN
* Σειρά κοχλιών No.....:	5
Τρόπος αστοχίας :	Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 5].....:	0.00kN
* Σειρά κοχλιών No.....:	6
Τρόπος αστοχίας :	Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 6].....:	0.00kN

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

=====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή {J.3.6} MRd.....:	594852.75kNmm
Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd.....:	0.98
Η αντοχή σε ροπή είναι.....:	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

=====

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd.....: 1662.17kN  
Λόγος τέμνουσας Vsd / αντοχή σε τέμνουσα VRd.....: 0.23  
Η αντοχή σε διάτμηση είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ  
ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ ΟΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ Η ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

=====

Η αντοχή του κορμού της δοκού είναι επαρκής

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}

=====

\* Ιδεατή ακαμψία Sj.....:1157984.38kNmm/deg

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}

=====

\* Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3  
για πλαστική ανάλυση

# Αποτελέσματα για τον φορέα 2 (κύρια δοκός σε υποστύλωμα)

INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Περιληπτική αναφορά )

## ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αρχείο.....:ΥΠΟΣ ΔΟΚΟΣ3  
Ημερομηνία.....:  
Μηχανικός.....:ΦΩΤΕΙΝΗ ΝΥΧΤΗ  
Εργασία.....:

## ΜΟΝΑΔΕΣ

Μήκος.....: [ mm ]  
Δύναμη.....: [ kN ]  
Γωνία.....: [ deg ]

## ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Κανονισμός.....:ENV(1993-1-1)  
γ Mo.....: 1.10  
γ Mb (διάτμηση).....: 1.25  
γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25  
γ Mw.....: 1.25  
γ M2.....: 1.25

## ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

## ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤ.ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΧΛΙΩΤΗ)

Όνομα.....:ΥΠΟΣ ΔΟΚΟΣ3

Περιγραφή.....:

## ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
- $NSd < 0.1 * N_{plRd}$ , όπου  
NSd : αξονική δύναμη στη δοκό  
N<sub>plRd</sub> : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

## ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

Διατομή.....:	HEB360
Τάξη διατομής.....:	1
Ύψος (h).....:	360.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	22.50mm
Πάχος κορμού (tw).....:	12.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Γωνία.....:	0.00deg



Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h')	360.00mm
Μήκος (l)	0.00mm
Εμβαδόν διατομής (A)	18060.00mm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα	431900000.00mm <sup>4</sup>
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα	2400000.00mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα	2683000.00mm <sup>3</sup>
Ποιότητα υλικού	S235
Όριο διαρροής πέλματος	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας πέλματος	0.360kN/mm <sup>2</sup>
Όριο διαρροής κορμού	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας κορμού	0.360kN/mm <sup>2</sup>

#### ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

=====

Ύψος (hp)	780.00mm
Πλάτος (bp)	300.00mm
Πάχος (tp)	34.00mm
Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού	80.00mm
Τύπος	Προεξέχουσα

#### ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

=====

Ύψος (h)	311.00mm
Πλάτος πέλματος (bf)	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf)	26.00mm
Πάχος κορμού (tw)	14.00mm
Μήκος (l)	1000.00mm
Γωνία	17.28deg

#### ΚΟΧΛΙΕΣ

=====

Τύπος	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d)	20.00mm
Διάμετρος οπής (d0)	22.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A)	314.00mm <sup>2</sup>
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As)	245.00mm <sup>2</sup>
Πάχος κεφαλής κοχλίας	13.00mm
Πάχος παξιμαδιού	16.00mm
Ποιότητα	10.9
Όριο διαρροής	0.900kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας	1.000kN/mm <sup>2</sup>

Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

=====

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1)	40.00mm
Οριζόντια απόσταση κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2)	70.00mm
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών	160.00mm
Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών :	
1 και 2	120.00mm
2 και 3	70.00mm
3 και 4	70.00mm
4 και 5	70.00mm
5 και 6	120.00mm
6 και 7	100.00mm
7 και 8	100.00mm

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....:	HEB500
Ύψος (h).....:	500.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	28.00mm
Πάχος κορμού (tw).....:	14.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	23860.00mm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....:	1071800000.00mm <sup>4</sup>
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....:	4290000.00mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....:	4815000.00mm <sup>3</sup>
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....:	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας πέλματος.....:	0.360kN/mm <sup>2</sup>
Όριο διαρροής κορμού.....:	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας κορμού.....:	0.360kN/mm <sup>2</sup>

\*\*\*\*\*  
 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α      Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ    \*\* [ Φ Φ Φ ] \*\*  
 \*\*\*\*\*

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)			
	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (Vsd)	Ροπή (MSd)
Δεξιά δοκός	0.00kN	356.56kN	497000.00kNmm
Υποστυλώμα	0.00kN	0.00kN	0.00kNmm

\*\*\*\*\*  
 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ  
 \*\*\*\*\*

ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

=====

* Σειρά κοχλιών No.....:	1
Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 1].....:	331.38kN
* Σειρά κοχλιών No.....:	2
Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 2].....:	283.32kN
* Σειρά κοχλιών No.....:	3
Τρόπος αστοχίας : Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 3].....:	228.54kN
* Σειρά κοχλιών No.....:	4
Τρόπος αστοχίας : Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 4].....:	0.00kN
* Σειρά κοχλιών No.....:	5
Τρόπος αστοχίας : Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 5].....:	0.00kN

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

=====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή {J.3.6} MRd.....:	511164.56kNmm
Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd.....:	0.97
Η αντοχή σε ροπή είναι.....:	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

=====

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd.....:	1148.00kN
---	-----------

Λόγος τέμνουσας Vsd / αντοχή σε τέμνουσα VRd.....: 0.31  
Η αντοχή σε διάτμηση είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ  
ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ ΟΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ Η ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

=====  
Η αντοχή του κορμού της δοκού είναι επαρκής

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}

=====  
\* Ιδεατή ακαμψία Sj.....:938914.56kNmm/deg

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}

=====  
\* Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3  
για πλαστική ανάλυση

# Αποτελέσματα για τον φορέα 1 (διαδοκίδα σε κύρια δοκό)

INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Περιληπτική αναφορά )

## ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αρχείο.....:ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ ΣΕ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ  
Ημερομηνία.....:  
Μηχανικός.....:ΦΩΤΕΙΝΗ ΝΥΧΤΗ  
Εργασία.....:

## ΜΟΝΑΔΕΣ

Μήκος.....: [ mm ]  
Δύναμη.....: [ kN ]  
Γωνία.....: [ deg ]

## ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Κανονισμός.....:ENV(1993-1-1)  
γ Mo.....: 1.10  
γ Mb (διάτμηση).....: 1.25  
γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25  
γ Mw.....: 1.25  
γ M2.....: 1.25

## ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

## ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΑΡΘΡΩΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ (ΓΩΝΙΑΚΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ)

Όνομα.....:ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ ΣΕ ΚΥΡΙΑ

Περιγραφή.....:

## ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ

Διατομή.....:	HEB450
Ύψος (h).....:	450.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	26.00mm
Πάχος κορμού (tw).....:	14.00mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	21800.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής.....:	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....:	0.360kN/mm <sup>2</sup>

## ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

Διατομή.....:	IPE240
Ύψος (h).....:	240.00mm

Πλάτος πέλματος (bf).....	120.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	9.80mm
Πάχος κορμού (tw).....	6.20mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....	15.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....	3910.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής.....	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	0.360kN/mm <sup>2</sup>

#### ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ

=====

Διατομή.....	L110x10
Εμβαδόν διατομής (A).....	2120.00mm <sup>2</sup>
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστ/α..	110.000mm
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό.....	110.000mm
Πάχος.....	10.000mm
Μήκος γωνιακού.....	150.000mm
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής.....	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	0.360kN/mm <sup>2</sup>
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού (qc1b).....	40.00mm

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....	KANONΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....	16.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....	18.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A).....	201.00mm <sup>2</sup>
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....	157.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα.....	6.8
Όριο διαρροής.....	0.480kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	0.600kN/mm <sup>2</sup>
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας	
Απόσταση από άκρο (e1).....	45.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....	45.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....	60.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....	54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....	2
Αριθμός κολονών κοχλιών.....	1

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....	KANONΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....	16.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....	18.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A).....	201.00mm <sup>2</sup>
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....	157.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα.....	6.8
Όριο διαρροής.....	0.480kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	0.600kN/mm <sup>2</sup>
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας	
Απόσταση από άκρο (e1).....	45.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....	45.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....	60.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....	54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....	2
Αριθμός κολονών κοχλιών.....	1

ΑΠΟΤΜΗΣΕΙΣ

=====

Μήκος πάνω απότμησης.....: 150.00mm  
 Πλάτος πάνω απότμησης.....: 40.00mm  
 Μήκος κάτω απότμησης.....: 0.00mm  
 Πλάτος κάτω απότμησης.....: 0.00mm

ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ

=====

Πάνω πέλαμα δοκού & πέλαμα κύριας δοκού (qbfcf) .: 0.00mm  
 Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qbc) .....: 10.00mm

\*\*\*\*\*

Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ \*\*[ ΦΦΦ ]\*\*  
 \*\*\*\*\*

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

Τέμνουσα στην δεξιά δοκό.....: 45.720kN

\*\*\*\*\*

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ  
 \*\*\*\*\*

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

=====

\* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών..... 75.36kN  
 Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....: 54.55kN  
 Λόγος.....: 0.72

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd.....: 96.00kN  
 Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....: 27.28kN  
 Λόγος.....: 0.28

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd.....: 59.52kN  
 Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....: 54.55kN  
 Λόγος.....: 0.92

\* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 185.01kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 22.86kN  
 Λόγος.....: 0.12

\* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 134.19kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 45.72kN  
 Λόγος.....: 0.34

\* Αντοχή σε διάτμηση δοκού {5.4.6}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 235.93kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 45.72kN  
 Λόγος.....: 0.19

\* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών..... 37.68kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 11.43kN

Λόγος.....: 0.30  
\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.5}

=====  
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας..... 96.00kN  
Διατμητική Δύναμη.....: 11.43kN  
Λόγος.....: 0.12

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού {6.5.5}

=====  
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας..... 138.88kN  
Διατμητική Δύναμη.....: 11.43kN  
Λόγος.....: 0.08

\* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.2.2}

=====  
Αντοχή σε διάτμηση.....: 185.01kN  
Διατμητική Δύναμη.....: 22.86kN  
Λόγος.....: 0.12

\* Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού {5.4.6}

=====  
Αντοχή σε διάτμηση.....: 518.04kN  
Διατμητική Δύναμη.....: 45.72kN  
Λόγος.....: 0.09

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}

Λόγος.....: 0.92 < 1.00

Η αντοχή είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ

# Αποτελέσματα για τον φορέα 2 (διαδοκίδα σε κύρια δοκό)

INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Περιληπτική αναφορά )

## ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αρχείο.....:ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ  
Ημερομηνία.....:  
Μηχανικός.....:ΦΩΤΕΙΝΗ ΝΥΧΤΗ  
Εργασία.....:

## ΜΟΝΑΔΕΣ

Μήκος.....: [ mm ]  
Δύναμη.....: [ kN ]  
Γωνία.....: [ deg ]

## ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Κανονισμός.....:ENV(1993-1-1)  
γ Mo.....: 1.10  
γ Mb (διάτμηση).....: 1.25  
γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25  
γ Mw.....: 1.25  
γ M2.....: 1.25

## ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

## ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΑΡΘΡΩΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ (ΓΩΝΙΑΚΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ)

Όνομα.....:ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ

Περιγραφή.....:

## ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ

Διατομή.....:	HEB360
Ύψος (h).....:	360.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	22.50mm
Πάχος κορμού (tw).....:	12.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	18060.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής.....:	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....:	0.360kN/mm <sup>2</sup>

## ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

Διατομή.....:	IPE240
Ύψος (h).....:	240.00mm



Πλάτος πέλματος (bf).....	120.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	9.80mm
Πάχος κορμού (tw).....	6.20mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....	15.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....	3910.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής.....	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	0.360kN/mm <sup>2</sup>

#### ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ

=====

Διατομή.....	L110x10
Εμβαδόν διατομής (A).....	2120.00mm <sup>2</sup>
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστ/α..	110.000mm
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό.....	110.000mm
Πάχος.....	10.000mm
Μήκος γωνιακού.....	150.000mm
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής.....	0.235kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	0.360kN/mm <sup>2</sup>
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού (qclb).....	40.00mm

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....	KANONΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....	16.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....	18.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A).....	201.00mm <sup>2</sup>
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....	157.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα.....	10.9
Όριο διαρροής.....	0.900kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	1.000kN/mm <sup>2</sup>
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας	
Απόσταση από άκρο (e1).....	40.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....	45.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....	70.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....	54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....	2
Αριθμός κολονών κοχλιών.....	1

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....	KANONΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....	16.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....	18.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A).....	201.00mm <sup>2</sup>
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....	157.00mm <sup>2</sup>
Ποιότητα.....	10.9
Όριο διαρροής.....	0.900kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	1.000kN/mm <sup>2</sup>
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας	
Απόσταση από άκρο (e1).....	40.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....	45.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....	70.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....	54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....	2
Αριθμός κολονών κοχλιών.....	1

ΑΠΟΤΜΗΣΕΙΣ

=====

Μήκος πάνω απότμησης.....:	140.00mm
Πλάτος πάνω απότμησης.....:	40.00mm
Μήκος κάτω απότμησης.....:	0.00mm
Πλάτος κάτω απότμησης.....:	0.00mm

ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ

=====

Πάνω πέλαμα δοκού & πέλαμα κύριας δοκού (qbfcf) ..:	0.00mm
Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qbc) .....	10.00mm

\*\*\*\*\*

Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α      Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ    \*\* [ Φ Φ Φ ] \*\*

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

Τέμνουσα στην δεξιά δοκό.....:	45.720kN
--------------------------------	----------

\*\*\*\*\*

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

\*\*\*\*\*

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

=====

\* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών.....	125.60kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....:	48.22kN
Λόγος.....:	0.38

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd.....:	85.33kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....:	24.11kN
Λόγος.....:	0.28

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd.....:	52.91kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....:	48.22kN
Λόγος.....:	0.91

\* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....:	185.01kN
Διατμητική Δύναμη.....:	22.86kN
Λόγος.....:	0.12

\* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....:	138.01kN
Διατμητική Δύναμη.....:	45.72kN
Λόγος.....:	0.33

\* Αντοχή σε διάτμηση δοκού {5.4.6}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....:	235.93kN
Διατμητική Δύναμη.....:	45.72kN
Λόγος.....:	0.19

\* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών.....	62.80kN
Διατμητική Δύναμη.....:	11.43kN

Λόγος.....: 0.18  
\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.5}

=====  
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας..... 85.33kN  
Διατμητική Δύναμη.....: 11.43kN  
Λόγος.....: 0.13

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού {6.5.5}

=====  
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας..... 144.00kN  
Διατμητική Δύναμη.....: 11.43kN  
Λόγος.....: 0.08

\* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.2.2}

=====  
Αντοχή σε διάτμηση.....: 185.01kN  
Διατμητική Δύναμη.....: 22.86kN  
Λόγος.....: 0.12

\* Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού {5.4.6}

=====  
Αντοχή σε διάτμηση.....: 462.54kN  
Διατμητική Δύναμη.....: 45.72kN  
Λόγος.....: 0.10

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}

Λόγος.....: 0.91 < 1.00

Η αντοχή είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ

# Αποτελέσματα και για τους 2 φορείς (έδραση υποστυλώματος)

INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Περιληπτική αναφορά )

## ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αρχείο.....:ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣ  
Ημερομηνία.....:  
Μηχανικός.....:ΦΩΤΕΙΝΗ ΝΥΧΤΗ  
Εργασία.....:

## ΜΟΝΑΔΕΣ

Μήκος.....: [ mm ]  
Δύναμη.....: [ kN ]  
Γωνία.....: [ deg ]

## ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Κανονισμός.....:ENV (1993-1-1)  
γ Mo.....: 1.10  
γ Mb (διάτμηση).....: 1.25  
γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25  
γ Mw.....: 1.25  
γ M2.....: 1.25

## ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

## ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΟΡΦΗΣ Η (ΠΑΚΤΩΣΗ)

Όνομα.....:ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟ

Περιγραφή.....:

## ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Διατομή.....: HEB500  
Ύψος (h).....: 500.00mm  
Πλάτος πέλματος (bf).....: 300.00mm  
Πάχος πέλματος (tf).....: 28.00mm  
Πάχος κορμού (tw).....: 14.50mm  
Ποιότητα υλικού.....: S235  
Όριο διαρροής.....: 0.235kN/mm2

## ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

Πλευρά (hp).....: 900.00mm  
Πλευρά (bp).....: 450.00mm  
Πάχος (tp).....: 90.00mm  
Ποιότητα υλικού.....: S235  
Όριο διαρροής.....: 0.215kN/mm2  
Πάχος συγκόλλησης στον κορμό (aw).....: 15.00mm

Πάχος συγκολλησης στα πέλματα (af).....: 15.00mm

#### ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

=====

Ποιότητα.....: C30  
Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.02000kN/mm<sup>2</sup>  
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.00135kN/mm<sup>2</sup>  
Μέτρο Ελαστικότητας.....: 32.00kN/mm<sup>2</sup>  
Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ<sub>c</sub>.....: 1.5

#### ΑΓΚΥΡΙΑ (ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ)

=====

Διάμετρος (d).....: 20.00mm  
Ποιότητα.....: 10.9  
Όριο διαρροής.....: 0.900kN/mm<sup>2</sup>  
Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης.....: 30.00mm  
Διάμετρος αγκίστρου (D).....: 50.00mm  
Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου (l<sub>2</sub>).....: 100.00mm  
Μήκος αγκυρίου (H).....: 500.00mm

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

=====

Αριθμός αγκυρίων.....: 8  
Απόσταση s των αγκυρίων μεταξύ τους.....: 300.00mm  
Απόσταση a<sub>2</sub> αγκυρίων από πέγμα υποστύλωματος..: 40.00mm

#### ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

=====

Σε επέκταση του κορμού του υποστύλωματος  
Ύψος (h<sub>r</sub>).....: 600.00mm  
Μήκος (l<sub>r</sub>).....: 200.00mm  
Πάχος (t<sub>r</sub>).....: 35.00mm  
Πάχος συγκόλλησης στην πλάκα έδρασης.....: 9.00mm  
Πάχος συγκόλλησης στο υποστύλωμα.....: 9.00mm

#### ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

=====

Διατομή.....:  
Ύψος.....: 0.00mm

#### ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

=====

- \* Ο έλεγχος γίνεται για μονοαξονική κάμψη (ως προς τον ισχυρό άξονα αδρανείας) αξονική δύναμη και διάτμηση.
- \* Γραμμική ελαστική συμπεριφορά για την σύνδεση (υπόθεση Navier-Bernoulli).
- \* Στην περίπτωση διαμόρφωσης με περισσότερα από 2 εφελκόμενα αγκύρια σε διαφορετικές αποστάσεις από τον ουδέτερο άξονα, το κέντρο εφαρμογής της συνισταμένης εφελκυσμού υπολογίζεται θεωρώντας ότι όλα τα αγκύρια παραλαμβάνουν ίση εφελκυστική δύναμη (υπερ της ασφάλειας).
- \* Τα θλιβόμενα αγκύρια αγνοούνται στους υπολογισμούς.
- \* Οι ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω κάμψης της πλάκας έδρασης θεωρούνται ανεξάρτητα από τις τάσεις λόγω επαφής με το σκυρόδεμα θεμελίωσης.
- \* Το μέγιστο ενεργό πλάτος των ελασμάτων στην ζώνη των εφελκόμενων αγκυρίων είναι (ανά αγκύριο) ίσο με π.α<sub>2</sub>.
- \* Ο συντελεστής συγκέντρωσης τάσης για το σκυρόδεμα ισούται με 1.5
- \* Για την επίλυση της πλάκας έδρασης στην περιοχή μεταξύ κορμού και πελμάτων υποστύλωματος θεωρείται μοντέλο τριέρειστης πλάκας υποκείμενης σε πίεση ίση με την μέση τιμή της εφαρμοζόμενης από την επαφή με το σκυρόδεμα.
- \* Ο έλεγχος της ακαμψίας της πλάκας έδρασης γίνεται με βάση σχέση πειραματικής προέλευσης.
- \* Για τον έλεγχο των συγκολλήσεων θεωρείται ότι:
  - η συγκόλληση γίνεται με περιμετρικές συνεχείς εξωραφές. Οι εξωραφές των πελμάτων και του κορμού είναι διπλές και του ιδίου πάχους για τα δύο πέλματα.
  - η αξονική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή όλων των εξωραφών.

- η διατμητική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών του κορμού.
- η ροπή σχεδιασμού αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών των πελμάτων.
- \* Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μόνο μέσω τριβής μεταξύ του θλιβόμενου τμήματος της πλάκας έδρασης και του σκυροδέματος ή μέσω πρόσθετου διατμητικού στοιχείου (αγνοείται η συμμετοχή των αγκυρίων). Ο συντελεστής τριβής ισούται με 0.3.
- \* Η εφελκυστική δύναμη στα αγκύρια μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μέσω:
  - συνάφειας και τριβής στην περίπτωση αγκυρίων με άγκιστρο (καμπύλο).
  - συνάφειας και πίεσης στην περίπτωση αγκυρίων με πλάκα αγκύρωσης.

\*\*\*\*\*  
 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α      Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ    \*\*[ φφφ ]\*\*  
 \*\*\*\*\*

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Υποστύλωμα	2876.90kN	53.53kN	155950.00kNmm

ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ

=====

Ο ουδέτερος άξονας είναι εκτός της πλάκας  
 Αριθμός εφελκυσμένων αγκυρίων.....:0

ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

=====

Αναπτυσσόμενη θλιπτική τάση ακμής pm.....: 0.00967kN/mm2  
 Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση.....: 0.02550kN/mm2  
 Λόγος pm/sbc.....: 0.38  
 Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

=====

Δεν αναπτύσσεται εφελκυστική δύναμη

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ

=====

Δέν γίνεται έλεγχος

=====

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Δυσμενέστερη περιοχή :  
 Περιοχή μεταξύ των πελμάτων  
 Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tp minimum).....: 73.00mm  
 Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tp>=tp minimum)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tp minimum).....: 0.00mm  
 Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tp>=tp minimum)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΤΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ

=====

(για τις δεδομένες διαστάσεις των νευρώσεων lr,hr,tr) :  
 \* Πλευρά που συγκολλάται στο υποστύλωμα :  
 Ορθή τάση.....: 0.01991kN/mm2  
 Διατμητική τάση.....: 0.10133kN/mm2  
 Αντοχή.....: 0.21500kN/mm2  
 Λόγος.....: 0.47  
 Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ  
 \* Πλευρά που συγκολλάται στη πλάκα :  
 Ορθή τάση.....: 0.11700kN/mm2

Διατμητική τάση.....	0.02986kN/mm2
Ισοδύναμη τάση.....	0.12792kN/mm2
Αντοχή.....	0.21500kN/mm2
Λόγος.....	0.59
Η αντοχή είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ ΤΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ  
=====

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tr minimum).....	26.00mm
Το πάχος των νευρώσεων είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tr>=tr minimum)	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΨΟΥΣ ΤΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ  
=====

(για την μεταφορά των φορτίων στον κορμό)

Απαιτούμενο ελάχιστο ύψος (hr minimum).....	284.00mm
Το ύψος των νευρώσεων είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (hr>=hr minimum)	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ  
=====

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης νεύρωσης/πλάκας.....	9.00mm
Η συγκόλληση είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ
Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης νεύρωσης/κορμού.....	6.00mm
Η συγκόλληση είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
=====

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας.....	8.00mm
Η συγκόλληση είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ
Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας.....	15.00mm
Η συγκόλληση είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ
Ορθή τάση.....	0.13988kN/mm2
Διατμητική τάση.....	0.09605kN/mm2
Αντοχή.....	0.23500kN/mm2
Λόγος.....	0.60
Η αντοχή είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ  
=====

Συνισταμένη θλιπτικής δράσης (Fc).....	2876.90kN
Δεν απαιτείται στοιχείο διάτμησης (ισχύει $V < 0.3 \cdot F_c$ )	

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Ι.Χ.Ερμόπουλος «Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Ι.Κ.Βάγιας «Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και Διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3» Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
5. Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3» Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
6. Ευρωκώδικας 1: «Βάση Μελέτης και δράσεων στις κατασκευές», Μέρος 1-1 Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, EN 1991-1-1, 2002
7. Ευρωκώδικας 3: «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1 Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια, CEN, EN 1993-1-1, 2005
8. Ευρωκώδικας 3: «Design of steel structures», Μέρος 1-8 Design of joints, CEN, EN 1993-1-8, 2003
9. «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ)», Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., 2001
10. Anil K. Chopra «Δυναμική των Κατασκευών Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Μ.Γκιούρδας
11. Εγχειρίδια προγραμμάτων SOFISTIK 2003 και INSTANT 2000