



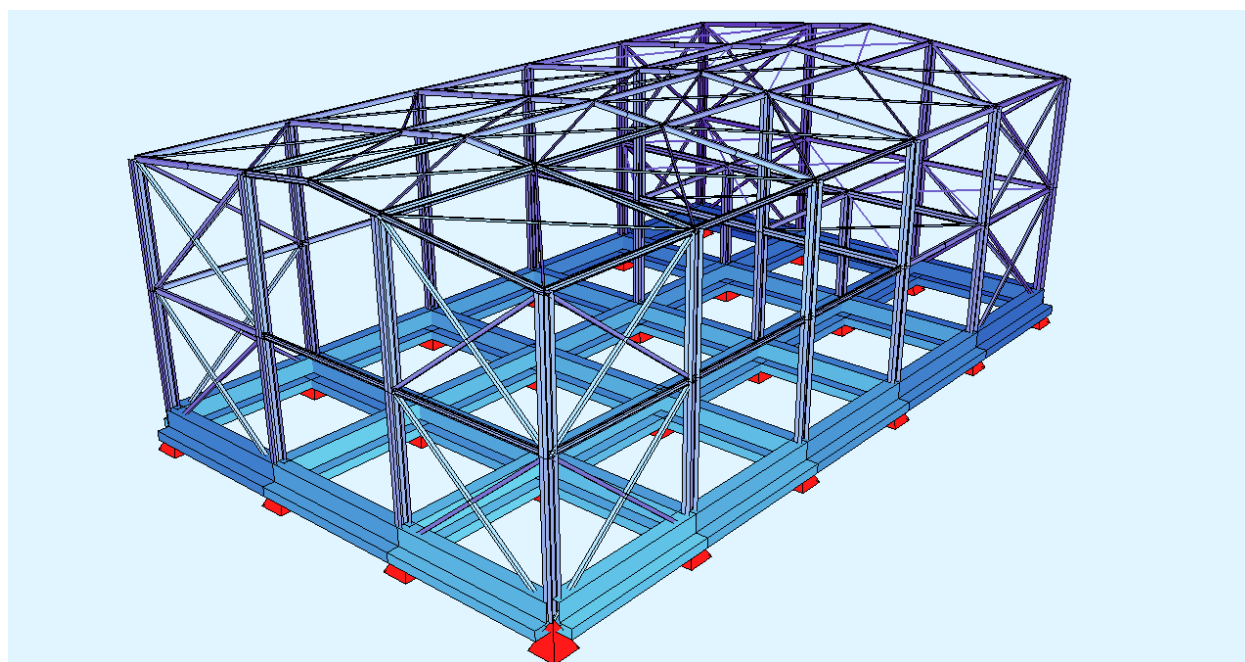
**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**



**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΜΕ ΠΑΤΑΡΙ**



**ΠΑΠΑ ΘΕΟΔΩΡΑ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ, Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.**

**ΕΜΚ ΔΕ 2013 52**

**ΑΘΗΝΑ  
ΜΑΡΤΙΟΣ 2013**

**ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια εκπόνησης αυτής της εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για τη βοήθεια και τη στήριξη που μου προσέφερε καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται ο σχεδιασμός ενός μεταλλικού υποστέγου με εσωτερικό πατάρι το οποίο θα χρησιμοποιηθεί ως αποθηκευτικός χώρος. Η κατασκευή ελέγχεται από άποψη επάρκειας και λειτουργικότητας σύμφωνα με τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα 3 (EC 3) και τον αντισεισμικό κανονισμό ΕΑΚ 2000. Για το σχεδιασμό και τους ελέγχους της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SOFISTIK ενώ για το σχεδιασμό και τον έλεγχο των συνδέσεων των μελών χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα INSTANT 2000. Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικότερα τα κεφάλαια της παρούσας εργασίας.

Στο **Κεφάλαιο 1** περιγράφονται τα μέσα ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση (SOFISTIK2003, INSTANT2000) και γίνεται η παρουσίαση του έργου (γεωμετρία φορέα, είδη διατομών, υλικά). Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στα φορτία που καταπονούν την κατασκευή (μόνιμα, κινητά, ανεμοπίεση, φορτίο χιονιού, σεισμικές δράσεις) καθώς και στους συνδυασμούς των φορτίσεων τόσο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας όσο και στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

Στο **Κεφάλαιο 2**, παρουσιάζονται θεωρητικά στοιχεία και το τυπολόγιο με βάση το οποίο έγινε η διαστασιολόγηση της κατασκευής και με δεδομένα τα αποτελέσματα της ανάλυσης πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι των μελών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Στο **Κεφάλαιο 3**, παρουσιάζονται κάποιες συνδέσεις των μελών του φορέα και τα αποτελέσματα των ελέγχων τους, όπως αυτά προέκυψαν μέσω του προγράμματος INSTANT.

## ABSTRACT

The object of the present work is the design of a metal shed with mezzanine which will be used as a storage space. The construction is checked in terms of efficiency and serviceability in accordance with provisions of Euro code 3 (EC 3) and the Greek earthquake provisions. The design and checks of the shed were implemented using the software program me SOFISTIK 2003 while the design and checks for the connections were performed using INSTANT 2000.

**Chapter 1** involves the description of the analytical tools employed for the solution and the presentation of the construction (body geometry, sections, and materials). Furthermore, the loads taken into consideration in the analysis (dead, live, wind, snow, seismic actions) are presented along with the considered load combinations at ultimate limit state and serviceability limit state.

The theoretical elements and the code's formulas used in order to perform the detailing of the structure and derive the results of the analysis are also described in **Chapter 2**. Additionally all the necessary member checks are carried out according to EC 3.

Some of the connections among the members were checked using INSTANT and the output of the previous analysis is presented in **Chapter 3**.

**ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ**

<b>ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ .....</b>	<b>ii</b>
--------------------------	-----------

<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ .....</b>	<b>iii</b>
-----------------------	------------

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1**

<b>1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΩΝ .....</b>	<b>3</b>
<b>1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ .....</b>	<b>4</b>
<b>1.3 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....</b>	<b>6</b>
<b>1.4 ΑΝΕΓΕΡΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....</b>	<b>6</b>
<b>1.5 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.....</b>	<b>7</b>
1.5.1 ΜΟΝΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ .....	7
1.5.2 ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ .....	8
1.5.2.1 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ .....	8
1.5.2.2 ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΕΜΟΥ .....	11
<b>1.6 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ .....</b>	<b>19</b>
<b>1.7 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....</b>	<b>25</b>
1.7.1 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ – ΔΡΑΣΕΙΣ .....	25
1.7.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ .....	26

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2**

<b>2.1 ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SOFISTIK .....</b>	<b>33</b>
<b>2.2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3 (EC3) .....</b>	<b>36</b>
<b>2.3 ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ .....</b>	<b>39</b>
2.3.1 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ .....	39
2.3.2 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ .....	40
2.3.3 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ .....	40
2.3.4 ΚΑΜΨΗ ΣΕ ΤΕΜΝΟΥΣΑ .....	41
2.3.5 ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ .....	42

<b>2.4</b>	<b>ΑΝΤΟΧΗ ΜΕΛΩΝ .....</b>	<b>44</b>
2.4.1	ΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ .....	44
2.4.2	ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ .....	46
2.4.3	ΣΤΡΕΠΤΟΚ. ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΜΕΛΩΝ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗ...49	49
<b>2.5</b>	<b>ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ.....</b>	<b>51</b>
<b>2.6</b>	<b>ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ .....</b>	<b>53</b>
2.6.1	ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΠΑΤΑΡΙΟΥ ΗΕΒ 400.....	53
2.6.2	ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΕΚΛΙΜΕΝΗΣ ΔΟΚΟΥ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ ΙΡΕ 200.....	57
2.6.3	ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑΣ ΔΟΚΟΥ ΙΡΕ 200.....	60
2.6.4	ΈΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΗΕΒ 400.....	64
2.6.5	ΈΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ SH 120 120 6,3.....	71
2.6.6	ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΕΓΗΣ L 60.60.6 .....	73
2.6.7	ΈΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ ΠΑΤΑΡΙΟΥ ΙΡΕ 300.....	73
2.6.8	ΈΛΕΓΧΟΣ ΤΕΓΙΔΑΣ ΙΡΕ 140.....	75
<b>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3</b>		
<b>3.1</b>	<b>ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ .....</b>	<b>81</b>
<b>3.2</b>	<b>ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ .....</b>	<b>85</b>
3.2.1	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΈΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ .....	89
3.2.2	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ .....	91
3.2.3	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΖΥΓΩΜΑΤΟΣ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ .....	94
3.2.4	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ.....	97
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>		<b>100</b>

ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1



## 1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

### ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

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 δυνατότητές 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), ορίστηκαν επίσης τα είδη (υπορουτίνας STAR2 και DYNA) και οι συνδυασμοί των φορτίσεων από τις οποίες καταπονείται ο φορέας (υπορουτίνα MAXIMA). Μέσω της υπορουτίνας MAXIMA κατασκευάστηκε επίσης η περιβάλλουσα για το συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίσεων και προσδιορίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά 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.

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, που πραγματοποιήθηκε μέσω προγράμματος που κατασκευάστηκε στο EXCEL, και έλεγχος των συνδέσεων μέσω ενός άλλου προγράμματος ανάλυσης και διαστασιολόγησης μεταλλικών κατασκευών, το Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010. Για την διεκπεραίωση των ελέγχων αυτών εισήχθησαν σαν δεδομένα τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την αρχική επίλυση στο SOFISTIK.



## 1.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

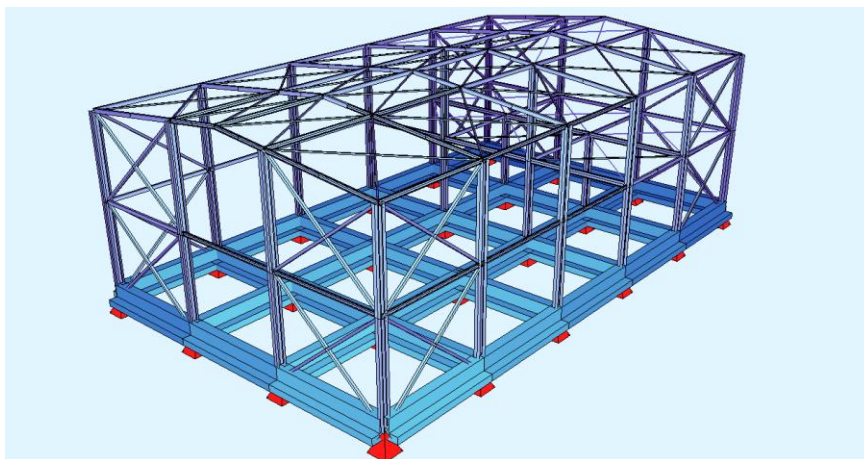
Στην παρούσα εργασία εξετάστηκε μεταλλικό υπόστεγο με ζύγωμα τριών ανοιγμάτων, διαστάσεων μήκους επί πλάτους 30,00m επί 18,00m και ύψους 10,50m. Τα ανοίγματα έχουν πλάτος 6,00m Στο ύψος των 5,00m βρίσκεται το πατάρι. Τα πλαίσια είναι συνολικά 6 και διατάσσονται ανά 6,00m.

Ο σκελετός του υποστέγου απαρτίζεται από μεταλλικά πλαίσια διατομής υποστυλώματος **HEB 400** και διατομής ζυγώματος **IPE 200**. Τα ενδιάμεσα υποστυλώματα του πάνω ορόφου είναι διατομής **HEB 400**. Οι δοκοί που στηρίζουν το πατάρι είναι **HEB400**. Οι δευτερεύουσες δοκοί που χρησιμοποιήθηκαν στον κορμιά της στέγης, πάνω από τα ακραία και τα μεσαία υποστυλώματα και στο ύψος του παταριού είναι διατομής **IPE 200**.

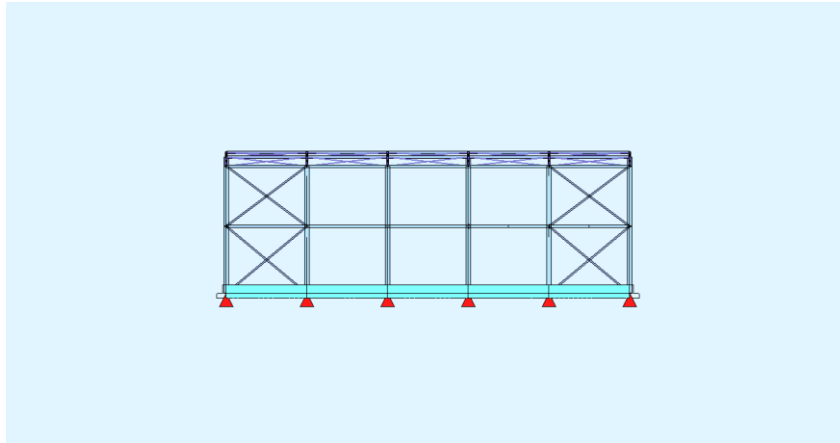
Στη στέγη τοποθετήθηκαν οι απαραίτητες τεγίδες διατομής **IPE 140** ανά 1,20m. Επίσης στο πατάρι τοποθετήθηκαν διαδοκίδες διατομής **IPE 300** που υπολογίστηκαν ως αμφιέριστες με άνοιγμα ίσο προς την απόσταση των κύριων δοκών και μεταξύ τους απόσταση 1,20m. Για τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους χρησιμοποιήθηκε διατομή **SH120X120X6,3**. Οι κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι διατάσσονται στα δύο ακραία ανοίγματα στο πρώτο, το τρίτο και το έκτο πλαίσιο. Κατά την άλλη διεύθυνση διατάσσονται στα δύο ενδιάμεσα ανοίγματα.

Στην κατασκευή συμμετέχουν επίσης οι οριζόντιοι αντιανέμοι σύνδεσμοι διατομής **L60x60x6** οι οποίοι τοποθετήθηκαν στο επίπεδο της στέγης εξασφαλίζοντας τη διαφραγματική λειτουργία του φορέα.

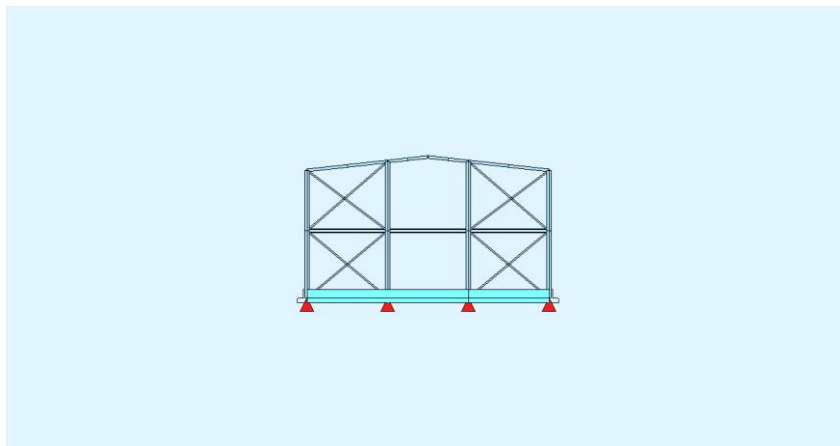
Τέλος χρησιμοποιήθηκαν δοκοί εδάφους από σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν περιμετρικοί δοκοί ανεστραμμένου ταν διαστάσεων H=1,00m B=1,50m HO=0,8m BO=0,3m και συνδετήριοι δοκοί ορθογωνικής διατομής 0,25x0,60m. Οι ακριβείς θέσεις των παραπάνω στοιχείων απεικονίζονται στα σχήματα που ακολουθούν.



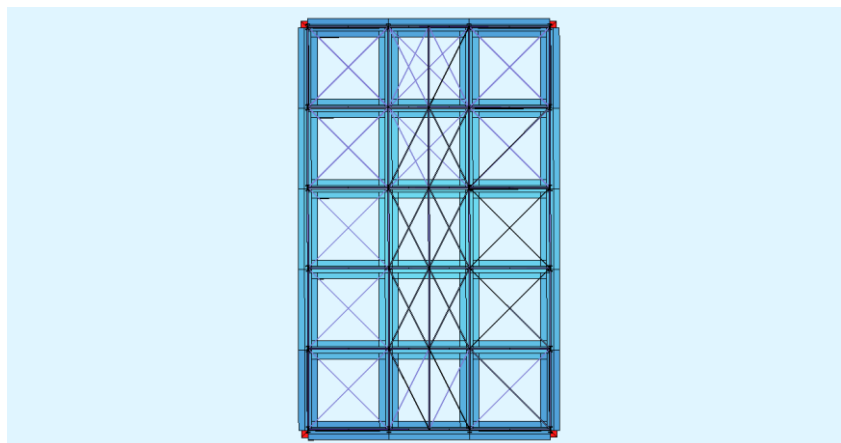
Εικόνα 1.1: Μορφή υποστέγου



**Εικόνα 1.2:** Τομή στον άξονα X



**Εικόνα 1.3:** Τομή στον άξονα Y



**Εικόνα 1.4:** Τομή στον άξονα Z

### 1.3 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στο μεταλλικό υπόστεγο επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας **S235** ( $f_y = 235N/mm^2$ ). Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ουσιαστικά για την απόκτηση εύκαμπτων κατασκευών, μολονότι αν απαιτείται μεγαλύτερη ακαμψία μπορούν να ενσωματωθούν στο χαλύβδινο σκελετό διαγώνιοι σύνδεσμοι. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές είναι:

- μεγάλη αντοχή (μείωση των μόνιμων φορτίων της κατασκευής, οικονομία υλικού και χώρου κλπ.)
- ομοιογένεια υλικού (αμετάβλητο στο χρόνο, ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης και ελέγχων αντοχής)
- ελαστικότητα-ολκιμότητα
- μονιμότητα (με κατάλληλη συντήρηση απεριόριστη διάρκεια ζωής)
- επαναχρησιμοποίηση του υλικού (ως έχει ή μετά από ανάτηξη)
- ενίσχυση υπαρχουσών κατασκευών (για αύξηση φέρουσας ικανότητας)
- ταχύτητα κατασκευής και ανέγερσης
- ευκολία προκατασκευής
- άριστα αισθητικά αποτελέσματα

Πέραν της μεταλλικής κατασκευής το υπόστεγο περιλαμβάνει θεμελίωση από σπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας **C20** ( $f_{ck} = 20N/mm^2$ ) και χάλυβα ποιότητας **S500** ( $f_y = 500N/mm^2$ ). Για τα πατώματα των παταριών χρησιμοποιήθηκε τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης **KSH50 t=1mm**.

### 1.4 ΑΝΕΓΕΡΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η ανέγερση πρέπει να περιγράφεται αναλυτικά σε όλες τις φάσεις από τα αντίστοιχα χρονοδιαγράμματα, σε σχέση και με τα διάφορα αναλυτικά σχέδια. Ο συνδυασμός των απαραίτητων μηχανημάτων στο εργοτάξιο (όπως γερανοί αυτοφερόμενοι ή κυλιόμενοι σε ράγες) με τα απαιτούμενα ικρίωματα, θα πρέπει εξ' αρχής να έχει μελετηθεί ώστε η ανέγερση να γίνεται απρόσκοπτα, ενώ τα κατασκευαστικά σχέδια θα πρέπει να δίνουν στον κατασκευαστή πλήρεις πληροφορίες των προδιαγραφών για συνήθεις συνδέσεις, ελέγχους ποιότητας κλπ. Ο μελετητής ο οποίος σε πολλές περιπτώσεις είναι ο επιβλέπων, πρέπει να ελέγχει την πιστή εφαρμογή αυτών που περιγράφονται στα σχέδια, την εφαρμογή του προγράμματος ανέγερσης και την επάρκεια του κατασκευαστή σε προσωπικό και μηχανήματα. Πρόκειται δηλαδή για μια διαδικασία που απαιτεί μελέτη και έμπειρο εργατικό δυναμικό. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την ανέγερση, διαφέρουν ανάλογα με τον τύπο και το μέγεθος της κατασκευής, τις επιτόπου συνθήκες, τη δυνατότητα ανεφοδιασμού, την προτίμηση του κατασκευαστή κλ.

Στην κατασκευή που μελετάμε η ανέγερση πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια γερανών, που κινούνταν σε όλο το μήκος του υποστέγου, ανυψώνοντας ένα-ένα τα τεμάχια ή και ομάδα συνδεδεμένων τεμαχίων, τα οποία και συνδέονταν στην τελική τους θέση. Παράλληλα ανυψώνονταν και συνδέονταν και οι σύνδεσμοι, προκειμένου να εξασφαλιστεί η ευστάθεια

της κατασκευής στο χώρο. Αρχικά πραγματοποιήθηκε η ανέγερση των υποστυλωμάτων και στη συνέχεια των δοκών.

## 1.5 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

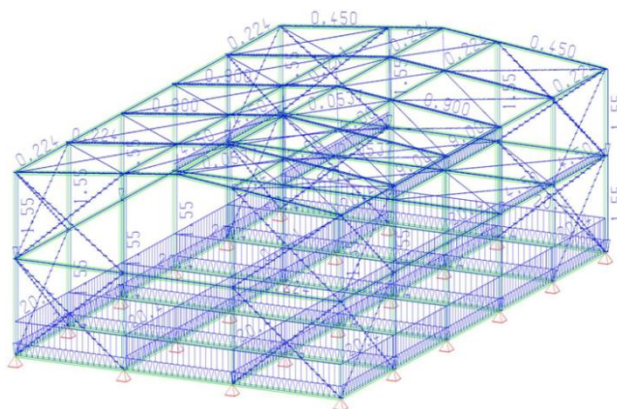
Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- Τα Μόνιμα Φορτία (Dead Loads)
- Τα Κινητά Φορτία (Live Loads)
- Τα Τυχηματικά Φορτία (Accidental Loads), τα οποία δεν αποτέλεσαν αντικείμενο μελέτης στην 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 την μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

### 1.5.1 ΜΟΝΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ

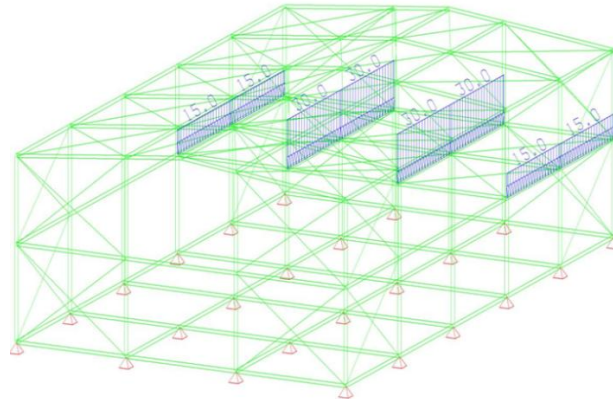
Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Παλαιότερος όρος για τις μόνιμες δράσεις ήταν “νεκρά φορτία”, περιλαμβάνονται δε στην κατηγορία αυτή των δράσεων όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ’ όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα κ.λ.π.). Στην παρούσα εργασία εκτιμήθηκε μόνιμο φορτίο από την επικάλυψη παταριού ίσο με  $1,50 \text{ kN/m}^2$  και επικάλυψη στέγης ίσο με  $0,15 \text{ kN/m}^2$ .



Σχήμα 1.5: Μόνιμα φορτία (LC1)

## 1.5.2 ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ

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 μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα. Στα κτίρια τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στα κινητά φορτία βαρύτητας περιλαμβάνονται άτομα, έπιπλα, αποθηκευμένα αντικείμενα, φορτία χιονιού κλπ. Στην ανάλυση εκτιμήθηκαν κινητά φορτία παταριού  $5 \text{ kN/m}^2$ .



Σχήμα 1.6: Κινητό φορτίο (LC2)

### 1.5.2.1 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 που επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά της, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στη στέγη κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσο είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Για την εκτίμηση του φορτίου του χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες που επικρατούν άνεμοι. Για τοποθεσίες που επικρατούν κανονικές συνθήκες, όταν δηλαδή δεν υπάρχει πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση χιονιού λόγω ανέμου, εφαρμόζεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Το φορτίο του χιονιού σε μία στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

α) Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i C_e C_t s_{Ad}$$

όπου:

$\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

$s_k$  είναι η χαρακτηριστική μορφή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

$C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους  $C_e=0,8$
- Για κατασκευές προστατευμένες από κτίρια ή δένδρα  $C_e=1,2$

$C_t$  είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.

$s_{Ad}=C_{es1} \cdot s_k$  είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου του χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού  $C_{es1}=2,0$ )

Το φορτίο  $s$  θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης. Για την Ελλάδα σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$  των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου του χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου ( $A$ ), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

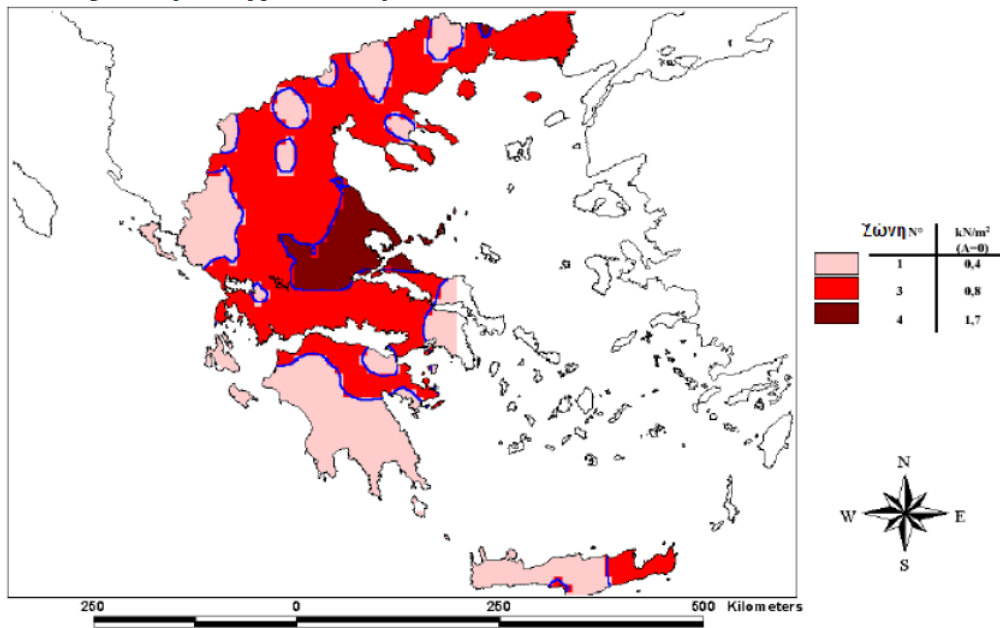
$$s_k = s_{k,0} \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right)$$

όπου

$s_{k,0}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή για  $A=0$ ), σε  $\text{kN/m}^2$  (Σχήμα 1.7)

$A$  είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας σε  $m$ .

**Ελλάς: Φορτίο χιονιού για A=0**



**Ζώνη Α:** Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

**Ζώνη Γ:** Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια

**Ζώνη Β:** Υπόλοιπη Χώρα

**Σχήμα 1.7:** Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού ανά ζώνη

Ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού δίνεται στον **Πίνακα 1.1**. Για τον προσδιορισμό των αντίστοιχων συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

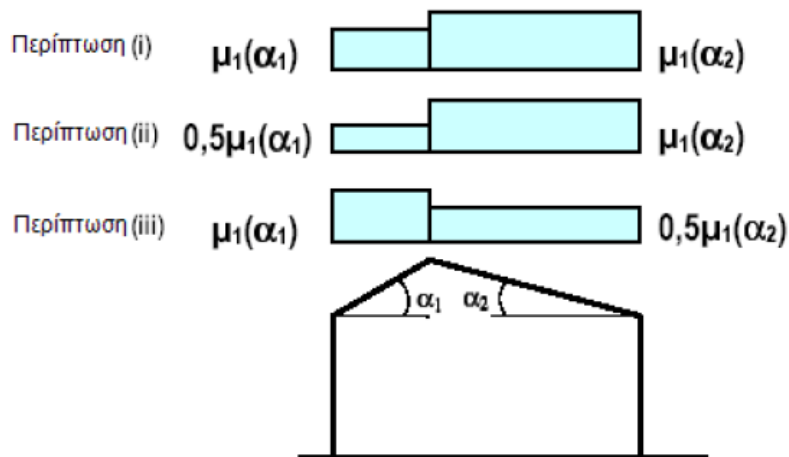
- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μία ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή του ανέμου.
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μία αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης ( π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

**Πίνακας 1.1**

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8+0,8 \alpha/30$	1,6	--

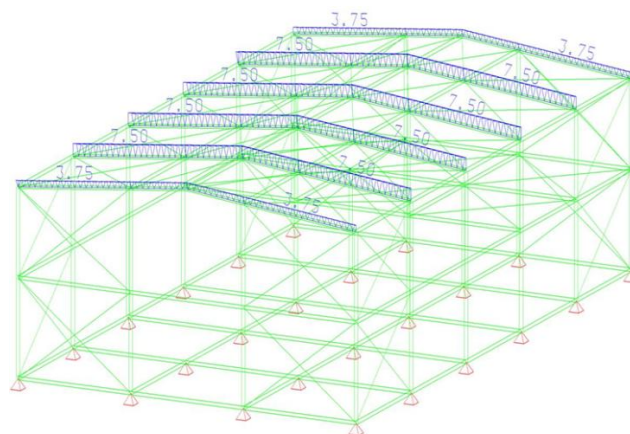
Για την περίπτωση της δικλινής στέγης φαίνονται στο **Σχήμα. 1.8** οι προβλεπόμενες διατάξεις για τον συντελεστή μορφής φορτίου. Οι τιμές που δίνονται στον **Πίνακα 1.1** ισχύουν όταν η ολίσθηση του χιονιού από τη στέγη δεν αποτρέπεται με κάποιο τρόπο. Όπου υπάρχουν φράχτες χιονιού ή άλλα εμπόδια, ή όπου η στέγη απολήγει σε παραπετάσματα, τότε ο συντελεστής μορφής φορτίων χιονιού δεν θα πρέπει να μειώνεται κάτω από 0,8.





**Σχήμα 1.8:** Συντελεστής μορφής σε δικλινείς στέγες

Για την ανάλυση εκτιμήθηκε  $s = 1,25 \text{ kN/m}^2$ .



**Σχήμα 1.9:** Φορτίο χιονιού (LC5)

### 1.5.2.1 ΦΟΡΤΙΟ ΑΝΕΜΟΥ

#### A) Εξωτερική πίεση $w_e$

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες,  $w_e$ , θα λαμβάνεται από την παρακάτω εξίσωση

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

όπου:

$q_p(z_e)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

$z_e$  είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

$c_{pe}$  είναι ο συντελεστής πίεσης για την εξωτερική πίεση

#### B) Εσωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής,  $w_i$ , θα λαμβάνεται από την παρακάτω εξίσωση



$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

όπου:

$q_p(z_i)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

$z_i$  είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

$c_{pi}$  είναι ο συντελεστής πίεσης για την εσωτερική πίεση

### Γ) Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  σε ύψος  $z$ , η οποία περιλαμβάνει μέση και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, θα πρέπει να προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

όπου:

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

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

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

$q_b$  είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

όπου

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

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

όπου:

$v_{b,0}$  είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική 10 λεπτών μέση ταχύτητα του ανέμου, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου και από την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων.

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

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

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

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

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

όπου:

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης, που λαμβάνεται ως 1,0

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

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o \cdot \ln(z/z_o)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

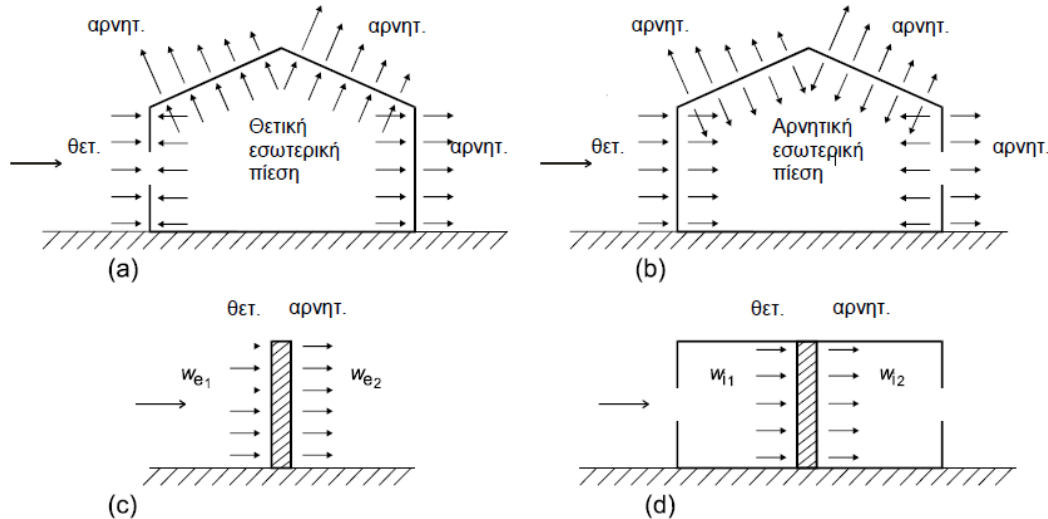
$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min}$$

όπου:

$k_1$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας

Η τελική πίεση σε τοίχο, στέγη ή στοιχείο είναι η διαφορά μεταξύ των πιέσεων στις δύο επιφάνειες λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημό τους. Πίεση, κατευθυνόμενη προς την επιφάνεια, λαμβάνεται ως θετική, και αναρρόφηση, απομακρυνόμενη από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Παραδείγματα δίνονται στο **Σχήμα 1.10**.



**Σχήμα 1.10: Πίεση επί των επιφανειών**

### Τραχύτητα εδάφους

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

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου. Δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις :

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

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

όπου:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους})$$

όπου:

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας σε m

$z_{0,II} = 0,05$  m (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 1.2 )

$z_{\min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 1.2

$z_{\max}$  πρέπει να λαμβάνεται 200m

$z_0, z_{\min}$  εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον Πίνακα 1.2 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

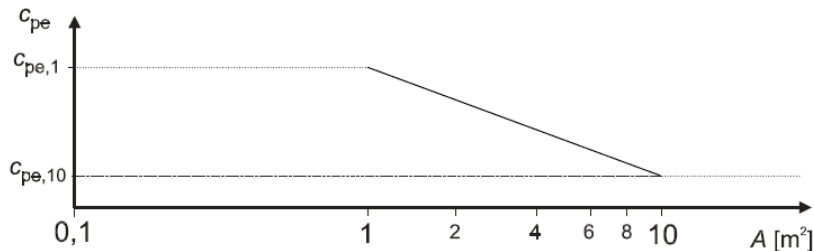
**Πίνακας 1.2:** Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Οι κατηγορίες εδάφους εικονογραφούνται στο Παράρτημα Α.1.

**Συντελεστές πίεσης για κτίρια**

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες  $A$  του  $1 \text{ m}^2$  και  $10 \text{ m}^2$  στους Πίνακες, ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως  $c_{pe,1}$  για τους τοπικούς συντελεστές, και  $c_{pe,10}$  για τους καθολικούς συντελεστές, αντίστοιχα.

**Σχήμα 1.11:** Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια συναρτήσει της επιφάνειας  $A$ .

Το **Σχήμα 1.11** βασίζεται στα ακόλουθα:

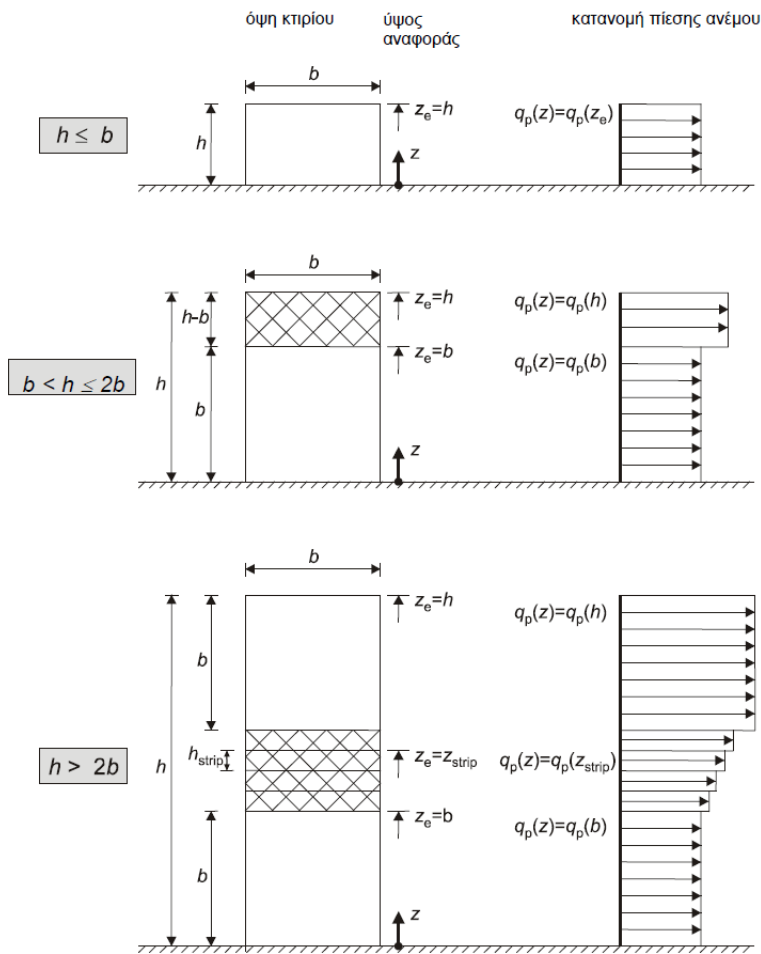
$$\text{για } 1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2 \quad c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \log_{10} A$$

**Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης**

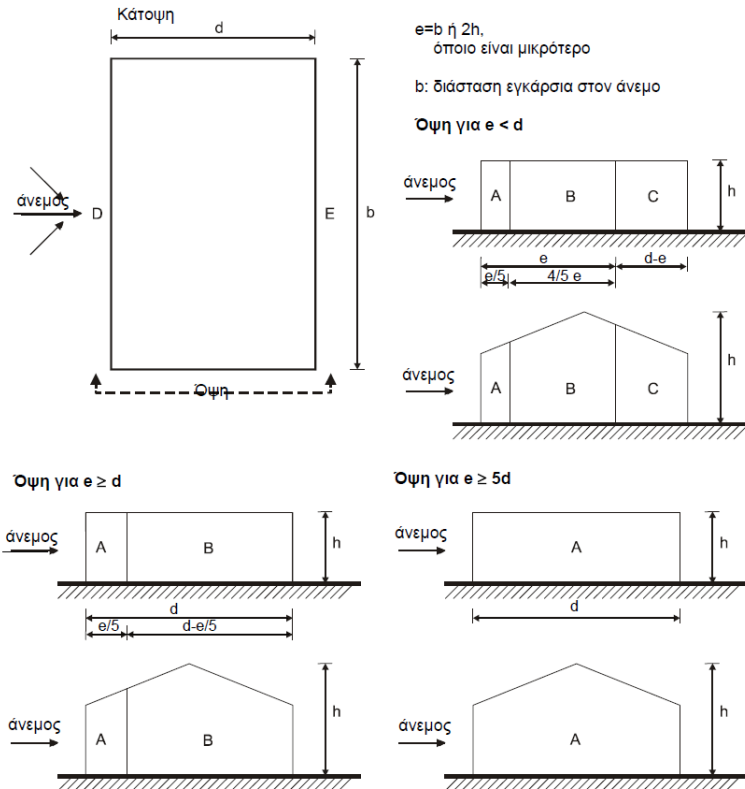
Τα ύψη αναφοράς,  $z_e$ , για τους προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης εξαρτώνται από το λόγο  $h/b$  και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Δίνονται στο **Σχήμα 1.12** για τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:

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

ύψους ίσου με  $b$ , και μια μεσαία περιοχή, μεταξύ του ανώτερου και κατώτερου τμήματος, η οποία μπορεί να διαιρεθεί σε οριζόντιες λωρίδες με ύψος  $h_{strip}$  όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.12**.



**Σχήμα 1.12:** Ύψος αναφοράς  $z_e$  συναρτήσει των  $h$  και  $b$  και κατανομή πιέσεων



**Σχήμα 1.13:** Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

**Πίνακας 1.3:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

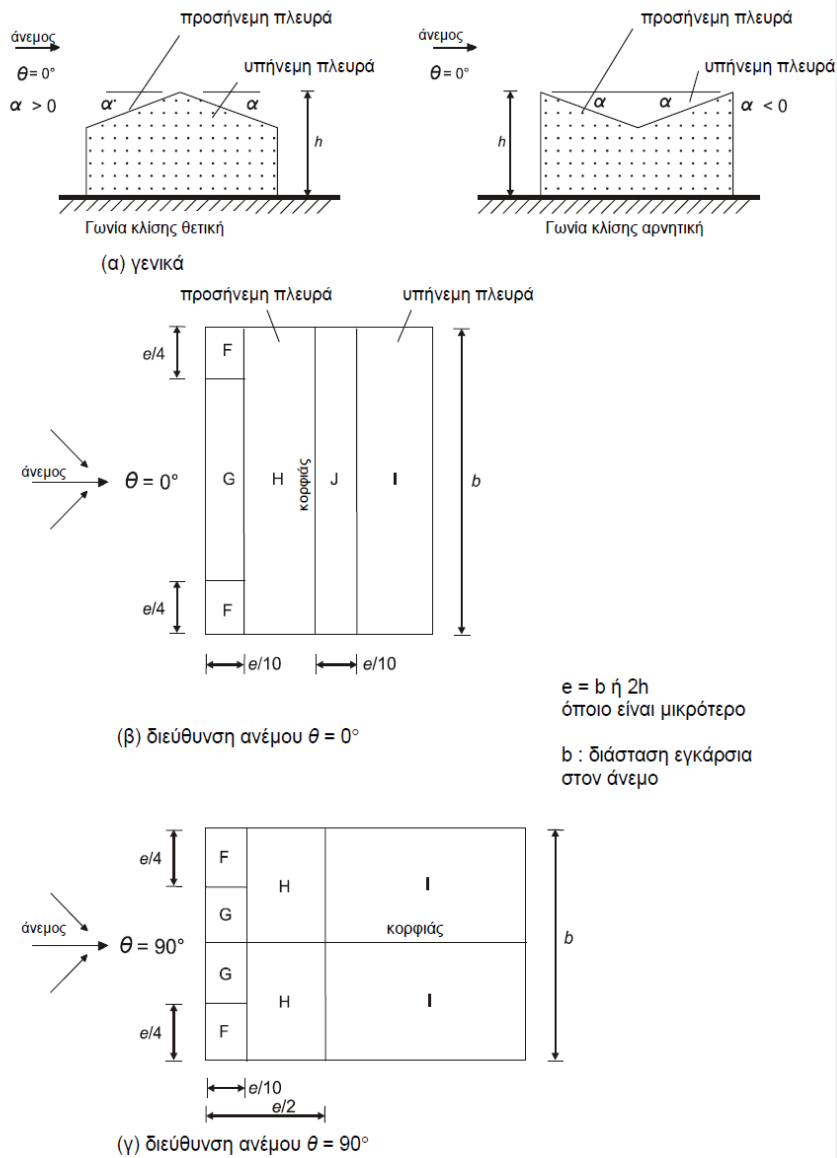
Ζώνη	A		B		C		D		E	
$h/d$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0		-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3

**Δικλινείς στέγες**

Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξεχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.14**.

Το ύψος αναφοράς  $z_e$  θα λαμβάνεται ίσο με  $h$ .

Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν, δίνονται στον **Πίνακα 1.4**



**Σχήμα 1.14:** Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

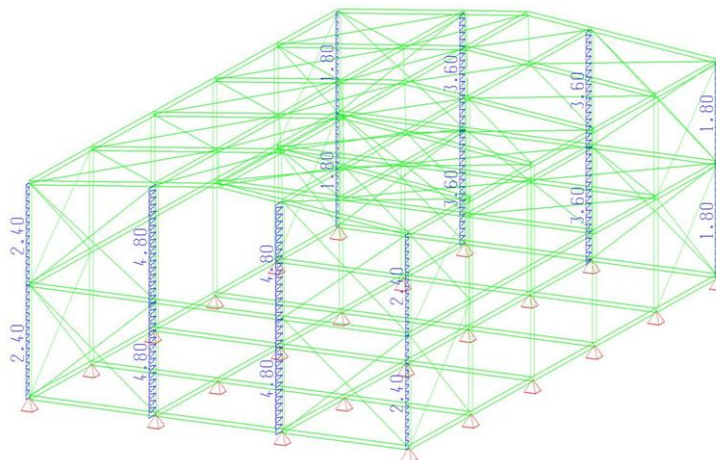
**Πίνακας 1.4:** Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Γωνία Κλίσης $\alpha$	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

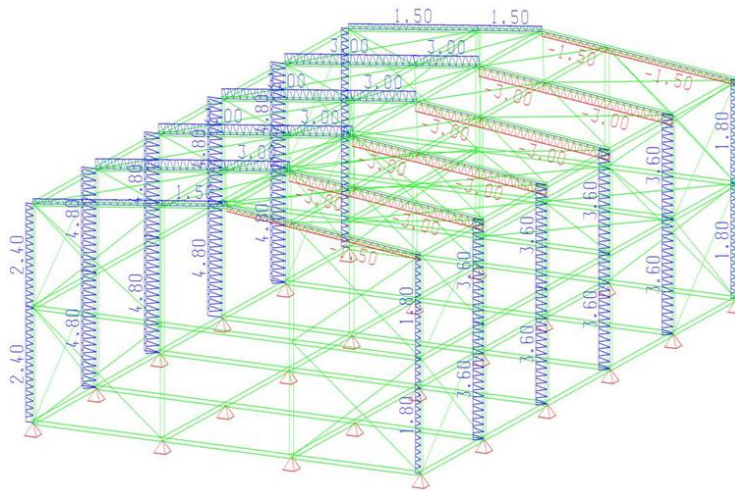
ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για  $\theta = 0^\circ$  η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσήνεμη πλευρά γύρω από γωνία κλίσης  $\alpha = -5^\circ$  έως  $+45^\circ$ , έτσι δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, τέσσερις περιπτώσεις θα πρέπει να θεωρούνται όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου πρόσημου μπορεί να χρησιμοποιείται μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου. (Όχι παρεμβολή μεταξύ  $\alpha = +5^\circ$  και  $\alpha = -5^\circ$ , αλλά χρήση των δεδομένων για επίπεδες στέγες στην 7.2.3). Οι τιμές ίσες με 0,0 δίνονται για σκοπούς παρεμβολής

Στην παρούσα εργασία τόσο οι κατακόρυφοι τοίχοι όσο και οι δικλινής στέγη χωρίστηκαν σε ζώνες και στη συνέχεια το φορτίο του ανέμου ομοιομορφοποιήθηκε. Στην ανάλυση θεωρήθηκε φορτίο ανέμου στη στέγη ίσο με  $0,50 \text{ kN/m}^2$ . Κατά τη διεύθυνση Y το φορτίο του ανέμου θεωρήθηκε ίσο με  $0,8 \text{ kN/m}^2$  και  $0,60 \text{ kN/m}^2$  στην προσήνεμη και στην υπήνεμη πλευρά αντίστοιχα. Κατά τη διεύθυνση X το φορτίο του ανέμου θεωρήθηκε ίσο με  $0,80 \text{ kN/m}^2$  και  $0,60 \text{ kN/m}^2$  στην προσήνεμη και στην υπήνεμη πλευρά αντίστοιχα.



**Σχήμα 1.15:** Φορτίο ανέμου κατά X (LC4)



**Σχήμα 1.16:** Φορτίο ανέμου κατά Y (LC3)

## 1.6 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντωτικές 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  $x$  και  $y$  αντίστοιχα, με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας (σεισμός κατά  $z$ ). Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες.

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν τα παρακάτω δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού:

α) Το σχήμα του φάσματος, που καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης  $\beta_0$  και τις περιόδους  $T_1$  και  $T_2$ .

β) 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.

Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση των κατασκευών στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς της κατασκευής χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών επιτάχυνσης του σεισμού του ΕΑΚ 2000 τα οποία προκύπτουν από τις



ακόλουθες εξισώσεις:

**Περιοχή Περιόδων**

**Εξίσωση**

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

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

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

όπου:

A= α g                    μεγίστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

α                            συντελεστής επιτάχυνσης

g                            επιτάχυνση της βαρύτητας

γ<sub>I</sub>                         συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου

q                            συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

θ                            συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>                 χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος

β<sub>0</sub> =2,5                συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \quad \text{διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης } \neq 5\%$$

Κατηγορία Εδάφους

Το σχήμα του φάσματος καθορίζεται από τον συντελεστή φασματικής ενίσχυσης και από τις χαρακτηριστικές περιόδους οι οποίες καθορίζονται από την κατηγορία του εδάφους στο οποίο βρίσκεται η κατασκευή σύμφωνα με τους **Πίνακες 1.5 και 1.6**.

**Πίνακας 1.5 :** Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων T1 και T2 (sec)

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T <sub>1</sub>	0.10	0.15	0.20	0.20
T <sub>2</sub>	0.40	0.60	0.80	1.20

**Πίνακας 1.6:** Κατηγορίες Εδάφους

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 ιλυοαργιλικών 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 μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ( $I_p > 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοίλιωδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]). Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπτκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Η κατασκευή θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας Β και επομένως οι αντίστοιχες τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων θα είναι:  $T_1=0,15\text{sec}$  και  $T_2=0,60\text{sec}$ .

### Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους καθορίζεται ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I,II,III) τα όρια των οποίων καθορίζονται από τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης όπως φαίνεται στον **Πίνακα 1.7**, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια ή αλλιώς περίοδο επαναφοράς 475 έτη.

**Πίνακας 1.7:** Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
α	0.16	0.24	0.36

Η κατασκευή βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I άρα  $A=0,16g$ .

Συντελεστής σπουδαιότητας

Περαιτέρω κλιμάκωση της εδαφικής επιτάχυνσης εντός της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας εισάγεται ανάλογα με τον συντελεστή σπουδαιότητας. Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$  σύμφωνα με τον **Πίνακα 1.8**.

**Πίνακας 1.8:** Συντελεστής Σπουδαιότητας

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. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
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

Η κατασκευή αποτελεί βιομηχανικό κτίριο άρα ανήκει σε κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 με συντελεστή σπουδαιότητας ίσο με 1,00.

Συντελεστής συμπεριφοράς

Εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μεταπλαστικής συμπεριφοράς σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα, εκφράζει δε γενικά την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά και να διαχέει ενέργεια μέσω της πλάσιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών της, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή της. Ο συντελεστής συμπεριφοράς εξαρτάται από τη διαθέσιμη πλαστικότητα, την υπερστατικότητα, την υστερητική απόσβεση και άλλους παράγοντες. Η τιμή του  $q$  ορίζεται για όλο το κτίριο. Στον **Πίνακα 1.9** φαίνονται οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα με το δομικό σύστημα σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000.

**Πίνακας 1.9:** Μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ 

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	
	*Βλέπε παράρτημα Γ	
3.ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυγα 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

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 πλάσιμης συμπεριφοράς. Επίσης αποφεύχθηκε η θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς ( $q=1$ ) όπου αναμένονταν μεγάλα μεγέθη σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, §4.1.4[5], σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και οι έλεγχοι του 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 επιλέξαμε  $q=1,5$ .

Διορθωτικός συντελεστής  $n$ 

Ο διορθωτικός συντελεστής  $n$  δείχνει την αυξομείωση της επιρροής του ιξώδους στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης  $\zeta$  είναι  $\neq 5\%$  και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$$

Οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης εξαρτώνται από το είδος της κατασκευής όπως φαίνεται και στον **Πίνακα 1.10**.

**Πίνακας 1.10:** Συντελεστής απόσβεσης

Είδος Κατασκευής	$\zeta\%$
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

Η κατασκευή που μελετάται είναι μεταλλική με κοχλιώσεις άρα ο συντελεστής απόσβεσης είναι ίσος με  $\zeta=4\%$  και συνεπώς ο διορθωτικός συντελεστής προκύπτει ίσος με  $n=1,08$ .

Συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$ 

Ο συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$  εξαρτάται από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης, εκφράζει δε την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης. Σε εδάφη κατηγορίας Α και Β ο συντελεστής  $\theta$  θα λαμβάνεται ίσος με 1,00. Σε εδάφη Γ και Δ επιτρέπεται να λαμβάνει μικρότερες τιμές, όταν συντρέχει μία από τις παρακάτω προϋποθέσεις του **Πίνακα 1.11** και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας Β.

**Πίνακα 1.11:** Συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$ 

Συντελεστής θεμελίωσης $\theta$		
Προϋποθέσεις		
1α	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο	0,90
1β	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση	
1γ	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	
2α	Το κτίριο διαθέτει τουλάχιστον δύο υπόγεια	0,80
2β	Το κτίριο διαθέτει τουλάχιστον ένα υπόγειο και η θεμελίωσή του είναι γενική κοιτόστρωση	
2γ	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο ( όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	

Η κατασκευή θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας Β και συνεπώς ο συντελεστής θεμελίωσης είναι ίσος με 1,00.

## 1.7 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

### 1.7.1 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ-ΔΡΑΣΕΙΣ

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

Το βιομηχανικό υπόστεγο που περιλαμβάνει η μελέτη σχεδιάστηκε με σκοπό να ικανοποιούνται τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις :

1. θα πρέπει να παραμένει κατάλληλο για τη χρήση για την οποία προορίζεται
2. θα πρέπει να παραλαμβάνει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης του
3. 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).

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή κατά την

προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της (για κτιριακά έργα 50 χρόνια). Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται ως εξής :

- *Καταστάσεις διάρκειας*, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- *Παροδικές καταστάσεις*, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες (π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών).
- *Τυχηματικές καταστάσεις*, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες (π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση).
- *Καταστάσεις σεισμού*, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε

α) οριακές καταστάσεις αστοχίας

β) οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης στην παρούσα εργασία).

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις). Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- *Μόνιμες* (G), ίδια βάρη της κατασκευής
- *Μεταβλητές* (Q,S,W), επιβεβλημένα (κινητά) φορτία, φορτία χιονιού και ανέμου αντίστοιχα
- *Σεισμικές* (E), οι οποίες μελετήθηκαν και ως στατικές και ως δυναμικές δράσεις.

Οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των παραπάνω δράσεων προσδιορίστηκαν ανάλογα με το είδος τη μορφή και τη θέση της κατασκευής.

### 1.7.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Προκειμένου να ελεγχθεί 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.

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\Sigma \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\Sigma G_{kj} + P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

γ) Για καταστάσεις σεισμού

$$\Sigma G_{kj} + P_k + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

+	σημαίνει « επαλληλία με »
$G_{kj}$	είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
$P_k$	είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$	είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων $i$
$A_d$	είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
$A_{Ed}$	είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{Gj}$	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση $j$
$\gamma_p$	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$	είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση $i$
$\gamma_I$	είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας
$\Psi_{0,i}, \Psi_{1,i}, \Psi_{2,i}$	είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους **συντελεστές ασφαλείας** χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση του ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους του είναι :

- Καταστάσεις διάρκειας και παροδικές
  - Για μόνιμες δράσεις ,  
 $\gamma_{G,sup} = 1,35$  (δυσμενής επιρροή)  
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$  (ευμενής επιρροή)
  - Για μεταβλητές δράσεις  
 $\gamma_{Q,i} = 1,50$  (ή  $\gamma_{Q,j}=0$  για την περίπτωση ευμενούς επιρροής)
- Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς  $\gamma_A = 1,00$

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

Ο **συντελεστής σπουδαιότητας**  $\gamma_I$  αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και για τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.



Ενώ οι **συντελεστές συνδυασμού**  $\psi_i$  των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Παρακάτω επισυνάπτονται οι προτεινόμενες από τον EC1 τιμές των επιμέρους συντελεστών συνδυασμού  $\psi_i$ .

**Πίνακας 1.12**

<b>Συντελεστές συνδυασμού δράσεων <math>\psi_i</math> κατά τον EC1</b>			
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, κινηματογράφοι κλπ.)	[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]
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία G: $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία H: στέγες	[0]	[0]	[0]
Φορτία χιονιού σε κτίρια	[0,6] <sup>(2)</sup>	[0,2] <sup>(2)</sup>	[0] <sup>(2)</sup>
Φορτία ανέμου σε κτίρια	[0,6] <sup>(2)</sup>	[0,5] <sup>(2)</sup>	[0] <sup>(2)</sup>
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός φωτιάς) <sup>(3)</sup>	[0,6] <sup>(2)</sup>	[0,5] <sup>(2)</sup>	[0] <sup>(2)</sup>
<p>(1) Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολυώροφα κτίρια βλ. EC1:Μέρος 2-1</p> <p>(2) Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές</p> <p>(3) Βλ. EC1:Μέρος 2-5</p>			

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 στο σεισμικό συνδυασμό δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας και υποχωρήσεις στηρίξεων, δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται. Επίσης, ο σεισμός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές

δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων ή πλοίων). Μέχρι να καθοριστούν από σχετικό ειδικό κανονισμό, οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων λαμβάνονται από τον παραπάνω πίνακα.

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

### 1) ΟΚΑ – Δυσμενής συνδυασμός

$$\text{Κινητά βασικός:} \quad 1,35G + 1,50Q \pm 0,90W_x \pm 0,90W_y + 0,90S$$

$$\text{Άνεμος κατά } x \text{ βασικός:} \quad 1,35G \pm 1,50W_x + 0,90Q \pm 0,90W_y + 0,90S$$

$$\text{Άνεμος κατά } y \text{ βασικός:} \quad 1,35G \pm 1,50W_y + 0,90Q \pm 0,90W_x + 0,90S$$

### 2) ΟΚΑ – Ευμενής συνδυασμός ( κατασκευή υπό ανέγερση)

$$\text{Η επίλυση έγινε μόνο με μόνιμα φορτία,} \quad 1,00G$$

### 3) Σεισμικοί συνδυασμοί

$$\text{Σεισμός κατά } x \text{ βασικός:} \quad 1,00G + 0,30 Q \pm E_x \pm 0,30E_y \pm 0,30E_z$$

$$\text{Σεισμός κατά } y \text{ βασικός:} \quad 1,00G + 0,30 Q \pm E_y \pm 0,30 E_x \pm 0,30E_z$$

Δεν εξετάστηκε σεισμός κατά z, Ez.

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 στατικών και σεισμικών φορτίσεων). Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω στατικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 11 έως 22 και των συνδέσμων στα Load Cases από 23 έως 24. Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω σεισμικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 31 έως 42 και των συνδέσμων στα Load Cases από 43 έως 44. Τέλος, τα αποτελέσματα της επαλληλίας των στατικών και σεισμικών φορτίων για τα μέλη βρίσκονται στα Load Cases από 51 έως 62 και για τους συνδέσμους στα Load Cases από 63 έως 64.



ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ  
ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ



## 2.1 ΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ SOFISTIK

Στο παρόν κεφάλαιο αναλύονται οι διαστασιολογήσεις που έγιναν για κάθε μέλος ξεχωριστά και η επιλογή των διατομών που θεωρήθηκαν καταλληλότερες για την ασφαλή αντοχή και αντίσταση έναντι των εντατικών καταστάσεων που υποβάλλονται. Για την επίλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SOFISTIK. Παρακάτω δίνεται λεπτομερειακά η διάρθρωση του προγράμματος για την παρούσα εργασία.

- Υπορουτίνα AQUA

Στην υπορουτίνα αυτή εισήχθησαν αρχικά τα δεδομένα που αφορούν τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα κατασκευή, δηλαδή S235 (STEE) για το μεταλλικό τμήμα και για τα μέλη από οπλισμένο σκυρόδεμα C20/25 (CONC) και S500 (STEE). Ακόμα στην υπορουτίνα αυτή εισάγουμε τα είδη των διατομών της κατασκευής μέσω των εντολών SECT, PROF για τα μεταλλικά στοιχεία της κατασκευής και μέσω της εντολής SREC για τις δοκούς εδάφους από σκυρόδεμα.

Συγκεκριμένα οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία είναι:

- Υποστυλώματα κάτω ορόφου HEB 400
- Υποστυλώματα άνω ορόφου HEB 400
- Δοκοί παταριού HEB 400
- Δευτερεύουσες δοκοί IPE 200
- Ζύγωμα στέγης IPE 200
- Πλευρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας SH 120x120x6,3
- Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης L60.60.6
- Περιμετρικοί δοκοί ανεστραμμένου ταυ διαστάσεων H=1,00m B=1,50m HO=0,8m BO=0,3m
- Συνδετήριοι δοκοί ορθογωνικής διατομής 0,25x0,60m

- Υπορουτίνα GENF

Στην υπορουτίνα αυτή εισάγουμε τη γεωμετρία του φορέα. Αρχικά δηλώνουμε τις συντεταγμένες των κόμβων μέσω του NODE για ένα σύστημα αξόνων XYZ που αυθαίρετα αποφασίσαμε. Στους κόμβους που αποτελούν στηρίξεις εδάφους δηλώνουμε pp για άρθρωση και f για πάκτωση. Για τον φορέα της παρούσας εργασίας θεωρούμε άρθρωση. Στη συνέχεια μέσω της εντολής BEAM ορίζονται τα υποστυλώματα, οι κύριες και οι δευτερεύουσες δοκοί, οι δοκοί εδάφους, ενώ μέσω της εντολής TRUSS ορίζονται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Στην ανάλυση δεν περιγράφονται οι τεγίδες και οι διαδοκίδες παταριού της κατασκευής. Στο

σημείο αυτό δηλώνεται ο κόμβος αρχής και τέλους του κάθε μέλους, το υλικό του, ο προσανατολισμός του και από πόσα τμήματα αποτελείται μέσω της εντολής DIV.

- Υπορουτίνα STAR2

Στην υπορουτίνα αυτή πραγματοποιείται η στατική επίλυση του υποστέγου. Αρχικά δηλώνονται τα είδη των φορτίσεων. Συγκεκριμένα τα μόνιμα ως LC1, τα κινητά ως LC2, ο άνεμος κατά X ως LC4 ο άνεμος κατά Y ως LC3, το χιόνι ως LC5. Στη συνέχεια δηλώνεται η διεύθυνσή τους PX, PY,PZ, οι τιμές των φορτίων αυτών μέσω της εντολής UL αν είναι κατανεμημένα και μέσω της εντολής NL αν είναι συγκεντρωμένα, τα στοιχεία στα οποία ασκούνται τα φορτία αυτά και τέλος πραγματοποιείται η στατική επίλυση του φορέα.

- Υπορουτίνα ASE

Το υποπρόγραμμα ASE δημιουργεί μια βοηθητική φόρτιση LC899 που περιέχει το σύνολο των φορτίων από τα οποία προκύπτουν οι πρόσθετες μάζες για τη δυναμική ανάλυση.

- Υπορουτίνα DYNA

Το υποπρόγραμμα DYNA είναι αυτό με το οποίο πραγματοποιείται η δυναμική ανάλυση της κατασκευής. Το πρόγραμμα προσφέρει πολλές δυνατότητες παραμετροποίησης και διεκπεραιώνει δυναμική ανάλυση με φάσμα ή με χρονοϊστορίες. Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [M] και το μητρώο δυσκαμψίας [K]. Εισάγονται οι επικόμβιες μάζες, το ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης καθώς και οι παράμετροι φάσματος του EAK.

- Υπορουτίνα MAXIMA

Μέσω αυτής της υπορουτίνας βρέθηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των συνδυασμών των φορτίσεων αλλά και των συνδυασμών που προέκυψαν από την επαλληλία τους (περιβάλλουσα στατικών και σεισμικών φορτίσεων).

Μετά την εισαγωγή των δεδομένων, χρησιμοποιήθηκε κυρίως

- Το Dbview του προγράμματος όπου φαίνονται τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη
- Το List του προγράμματος όπου δίνεται ο απαιτούμενος οπλισμός  $A_s$  των πεδילוδοκών και των συνδετήριων δοκών
- Το Animator όπου δίνεται η μορφή του υποστέγου και πώς επιδρούν πάνω του οι διάφορες φορτίσεις
- Το GRAF interactive όπου δίνονται τα διαγράμματα των φορτίσεων

Στις επόμενες παραγράφους παρουσιάζονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι του EC3 με βάση τους οποίους έγινε η διαστασιολόγηση των μελών. Οι έλεγχοι έγιναν σε έναν αντιπροσωπευτικό αριθμό στοιχείων του φορέα τα οποία επιλέχθηκαν με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Οι έλεγχοι των διατομών που πραγματοποιήθηκαν κατηγοριοποιήθηκαν ανά είδος ράβδου όπως φαίνεται και παρακάτω:

❖ Στις **Κύριες Δοκούς** έγινε έλεγχος:

1. Σε τέμνουσα στις ράβδους που είχαν μέγιστες τέμνουσες σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ( $V_{z,sd}, V_{y,sd}$ ).
2. Σε διαξονική κάμψη και θλίψη στις ράβδους εκείνες που είχαν μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη σχεδιασμού ( $N_{sd}$ ) είτε μέγιστη ροπή κάμψης σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ( $M_{y,sd}, M_{z,sd}$ ).

❖ Στις **Δευτερεύουσες Δοκούς** έγινε έλεγχος:

1. Σε τέμνουσα έγινε έλεγχος μόνο στις ράβδους εκείνες που είχαν μέγιστες τέμνουσες σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ( $V_{z,sd}, V_{y,sd}$ ).
2. Σε διαξονική κάμψη και θλίψη έγινε έλεγχος μόνο στις ράβδους εκείνες που είχαν μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη σχεδιασμού ( $N_{sd}$ ) είτε μέγιστη ροπή κάμψης σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ( $M_{y,sd}, M_{z,sd}$ ).
3. Σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη έγινε έλεγχος σε όλες τις ράβδους που ελέγχθηκαν και σε διαξονική κάμψη και θλίψη εφόσον αυτές δεν ήταν πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω παρουσίας διαδοκίδων.

❖ Στα **υποστυλώματα** έγινε έλεγχος:

1. Σε τέμνουσα έγινε έλεγχος μόνο στα υποστυλώματα εκείνα που είχαν μέγιστες τέμνουσες σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ( $V_{z,sd}, V_{y,sd}$ ).
2. Σε διαξονική κάμψη και θλίψη έγινε έλεγχος στα υποστυλώματα εκείνα που είχαν μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη σχεδιασμού ( $N_{sd}$ ) είτε μέγιστη ροπή κάμψης σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ( $M_{y,sd}, M_{z,sd}$ ).
3. Σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη έγινε έλεγχος σε όλα τα υποστυλώματα που ελέγχθηκαν και σε διαξονική κάμψη και θλίψη.

❖ Στους **Συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης και αντιανέμιους σύνδεσμους** έγινε έλεγχος:

1. Σε μονοαξονικό εφελκυσμό
2. Σε λυγισμό

❖ Στις **τεγίδες** στέγης έγινε έλεγχος:

1. Σε διαξονική κάμψη
2. Σε λειτουργικότητα

❖ Στις **διαδοκίδες παταριού** έγινε έλεγχος:

1. Σε κάμψη
2. Σε λειτουργικότητα

Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων των ελέγχων χρησιμοποιήθηκε αρχείο στο EXCEL όπου με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής, τα εντατικά μεγέθη του υπό έλεγχο στοιχείου, το είδος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα, υπολογίστηκαν όλες οι απαιτούμενες παράμετροι.

Τέλος, στο κεφάλαιο αυτό έγινε ενδεικτικά ο έλεγχος μιας διαδοκίδας, της δυσμενέστερης, σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.



## 2.2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3 (EC3)

Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής  $f_y$  και της οριακής εφελκυστικής αντοχής  $f_u$  για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου $t$ [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360

### Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες οι οποίοι καλύπτονται από αυτό το Μέρος του Ευρωκώδικα πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

μέτρο ελαστικότητας  $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

μέτρο διάτμησης  $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000 \text{ N/mm}^2$

λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή  $\nu = 0,3$

συντελεστής (N/mm<sup>2</sup>)  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

### Κατάταξη διατομών

Ανάλογα με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στρωφική 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 δυνατότητα στρώφης χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει 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.

Για την κατάταξη των διατομών της κατασκευής σε κατηγορίες χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω πίνακες κατάταξης πέλματος και κορμού.

**Πίνακας 2.1α: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία**

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Αξονας κάμψης
						Αξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$ <sup>*)</sup> : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση  $\sigma < f_y$  είτε η εφελκυστική παραμόρφωση  $\varepsilon_y > f_y/E$

**Πίνακας 2.1β:** Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Προεξέχοντα πέλματα						
		Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για $k_\sigma$ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

**Πίνακας 2.1γ:** Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

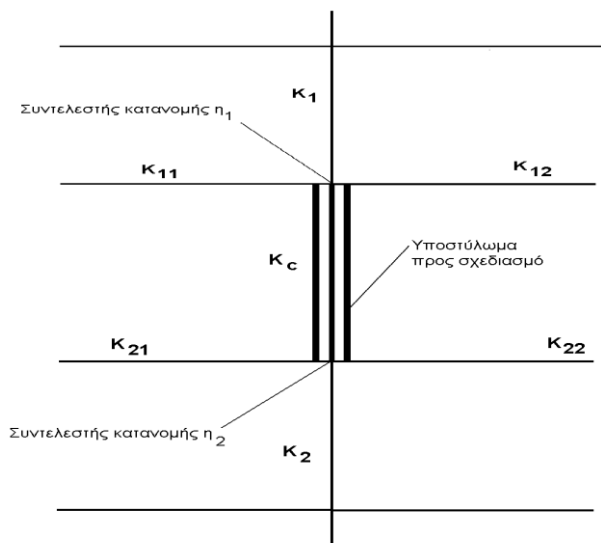
Γωνιακά						
Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)				Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία		
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Σωληνωτές διατομές						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
<b>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</b> Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon^2$	1.00	0.85	0.66	0.56	0.51

### Συντελεστές ασφαλείας

Οι αντοχές σχεδιασμού  $R_d$  προσδιορίζονται από διαίρεση των χαρακτηριστικών τιμών  $R_k$  με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας του υλικού  $\gamma_M$ , οι οποίοι διαφοροποιούνται ως προς την εξεταζόμενη μορφή αστοχίας ως εξής:

- Αντοχή διατομών έναντι διαρροής, ανεξαρτήτως της κατηγορίας της διατομής:  $\gamma_{M0}=1,00$
- Αντοχή μελών έναντι απώλειας ευστάθειας:  $\gamma_{M1}=1,10$
- Αντοχή διατομών έναντι εφελκυστικής θραύσης:  $\gamma_{M2}=1,25$

### Συντελεστές κατανομής για συνεχή υποστυλώματα



$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$n_2 = \frac{K_2 + K_c}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

### Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού

$$k_y = 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2$$

## 2.3 ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

### 2.3.1 Αντοχή σε εφελκυσμό

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

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

όπου  $N_{t,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό.

Για διατομές χωρίς σπές οι τάσεις κατανέμονται ομοιόμορφα μέχρι του ορίου διαρροής και η αντοχή τους είναι ίση με την πλαστική αντοχή σχεδιασμού πλήρους διατομής :

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

όπου:

A: το εμβαδό της πλήρους διατομής

$f_y$ : όριο διαρροής χάλυβα

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

### 2.3.2 Αντοχή σε μονοαξονική κάμψη

Σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

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

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

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί έναν κύριο άξονα της διατομής καθορίζεται ως εξής:

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

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

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

### 2.3.3 Αντοχή σε τέμνουσα

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

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

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

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

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

όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Το όριο διαρροής του χάλυβα σε διάτμηση είναι σύμφωνα με το κριτήριο ισοδυναμίας von Mises ίσο με  $f_y / \sqrt{3}$

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

α) Ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \text{ αλλά όχι μικρότερη από } \eta h_w t_w$$

β) Ελατές διατομές πι, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$$

γ) Ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο στον κορμό

$$0.9(A - bt_f)$$

δ) Συγκολλητές διατομές I, H και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό

$$\eta \sum (h_w t_w)$$

ε) Συγκολλητές διατομές I, H, πι και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο προς τα πέλματα

$$A - \sum (h_w t_w)$$

ζ) Ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, με ομοιόμορφο πάχος :

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

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

η) Κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες με ομοιόμορφο πάχος :

$$2A/\pi$$

όπου A είναι η επιφάνεια της διατομής

b είναι το συνολικό πλάτος

h είναι το συνολικό ύψος

$h_w$  είναι το ύψος του κορμού

$t_f$  είναι το πάχος του πέλματος

$t_w$  είναι το πάχος του κορμού

$\eta$  συντηρητικά μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 1,00

r η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος

### 2. 3.4 Κάμψη και τέμνουσα

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:

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

όπου:

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

Εναλλακτικώς για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,v,Rd} = \frac{\left[ w_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \text{ αλλά πρέπει } M_{y,v,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$$

όπου  $A_w = h_w t_w$

### 2.3.5 Κάμψη και αξονική δύναμη

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

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

όπου  $M_{N,Rd}$  η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης  $N_{Ed}$

Για ορθογωνικές συμπαγείς διατομές χωρίς οπές λόγω κοχλιών, το  $M_{N,Rd}$  λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]$$

όπου

$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_0$  η αξονική δύναμη σχεδιασμού διαρροής της διατομής

$A$  το εμβαδόν της διατομής

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

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

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

όπου

$h_w$  είναι η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων

$t_w$  είναι το πάχος του κορμού

Για διατομές διπλής συμμετρίας  $I$  ή  $H$ , 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  $I$  ή  $H$  και για συγκολλητές διατομές  $I$  ή  $H$  με ίσα πέλματα στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω προσεγγιστικές σχέσεις:

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

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

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

όπου

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

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

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

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

στο οποίο οι εκθέτες  $\alpha$  και  $\beta$  είναι σταθερές, που μπορεί να λαμβάνονται συντηρητικά ίσες με τη μονάδα ή ακριβέστερα ως εξής:

- Διατομές  $I$  ή  $H$

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

- Κοίλες κυκλικές διατομές

$$\alpha=2, \beta=2$$

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές

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

$$\text{όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$



## ΑΝΤΟΧΗ ΜΕΛΩΝ

### 2. 4.1 Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

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

όπου  $N_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

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

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

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

όπου  $\chi$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή  $\chi$  υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις, ως συνάρτηση της ανηγμένης λυγηρότητας  $\bar{\lambda}$  και του συντελεστή ατελειών  $\alpha$ , ο οποίος εξαρτάται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού:

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

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

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

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

$\alpha$  συντελεστής ατελειών που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 2.2 σε σχέση με τον Πίνακα 2.3.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού, βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

η κρίσιμη τάση Euler

$L_{cr}$  το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

$$i = \sqrt{I/A}$$

η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$$

λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

η οριακή ( χαρακτηριστική) λυγηρότητα ως προς το σημείο τομής της ευθείας  $\sigma=f_y$  με την καμπύλη Euler που αντιστοιχεί στη λυγηρότητα για την οποία η κρίσιμη τάση λυγισμού είναι ίση με το όριο διαρροής

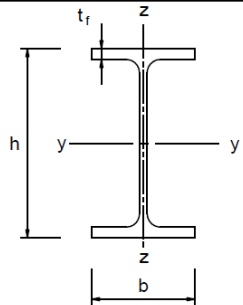
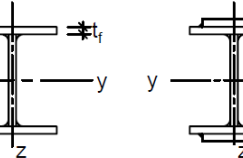
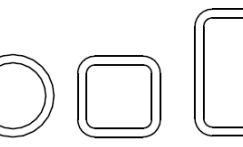
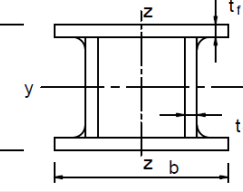
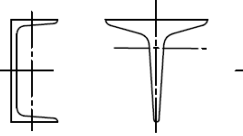
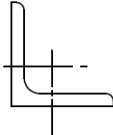
$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

( $f_y$  σε  $N/mm^2$ )

**Πίνακας 2.2:** Συντελεστής ατελειών για καμπύλες λυγισμού

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

**Πίνακας 2.3:** Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

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

**2. 4.2 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός**

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

με βάση τη σχέση:  $\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$

$M_{Ed}$  η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)

$M_{b,Rd}$  η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού υπολογίζεται από τη σχέση:

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

Όπου η ροπή αντίστασης της διατομής  $w_y$  λαμβάνεται ως εξής :

$w_y = w_{pl,y}$  για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$w_y = w_{el,y}$  για διατομές κατηγορίας 3

$w_y = w_{eff,y}$  για διατομές κατηγορίας 4

$\chi_{LT}$  ο μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό

Η τιμή του μειωτικού συντελεστή  $\chi_{LT}$  για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής καθορίζεται από τη σχέση:

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

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

$\alpha_{LT}$  συντελεστής ατελειών (από τον **Πίνακα 2.4**)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_y f_y}{M_{cr}}} \quad \text{η ανηγμένη λυγηρότητα του πλευρικού λυγισμού}$$

$M_{cr}$  η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού, υπολογιζόμενη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

όπου

$C_1, C_2, C_3$  συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

$I_t$  η σταθερά στρέψης

$I_w$  η σταθερά στρέβλωσης

$I_z$  η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα

$L$  το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

$k$  και  $k_w$  συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος

$z_g = z_a - z_s$  η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

$z_a$  η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα  $y-y$

$z_s$  η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα  $y-y$

$$z_j = z_s - \left[ 0,5 \int z(y^2 + z^2) dA \right] / I_y$$

**Πίνακας 2.4:** Συντελεστές ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

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

**Πίνακας 2.5:** Καμπύλες πλευρικού λυγισμού

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

**Πίνακας 2.6:** Συντελεστές  $C_1, C_2, C_3$  για διάφορες τιμές του  $k$  σε περίπτωση εγκάρσιων φορτίων

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή $k$	Συντελεστές		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		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

**2. 4.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη**

Η ευστάθεια των μελών πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τις σχέσεις αλληλεπίδρασης:

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

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

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

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

$\chi_{LT}$  ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού. Για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτική παραμόρφωση, θα λαμβάνεται  $\chi_{LT}=1,0$

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

**Πίνακας 2.7:** Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις


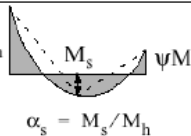
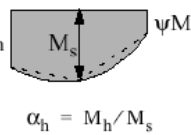
Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left( 1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq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

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

**Πίνακας 2.8:** Συντελεστές αλληλεπίδρασης  $k_{ij}$  για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

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

**Πίνακας 2.9:** Συντελεστές  $C_m$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

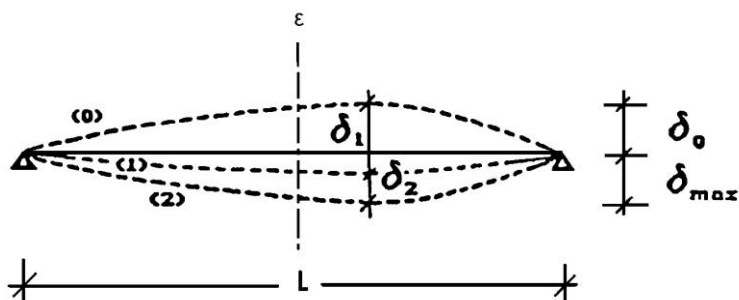
Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		$C_{my}$ και $C_{mz}$ και $C_{mLT}$	
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται  $C_{my} = 0,9$  ή  $C_{Mz} = 0,9$  αντίστοιχα.  
 Τα  $C_{my}$ ,  $C_{mz}$  και  $C_{mLT}$  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
$C_{my}$	y-y	z-z
$C_{mz}$	z-z	y-y
$C_{mLT}$	y-y	y-y

## 2.5 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να είναι αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό βελών και σύγκρισή τους με τα επιτρεπόμενα όρια τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων.



Το συνολικό βέλος  $\delta_{max}$  ισούται με:

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

όπου



$\delta_{\max}$  το μέγιστο συνολικό βέλος κάμψης

$\delta_0$  το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

$\delta_1$  βέλος λόγω μόνιμων δράσεων

$\delta_2$  βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

Για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι παρακάτω τιμές :

	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

## 2.6 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ

### 2.6.1. Έλεγχος κύριας δοκού παταριού HEB 400

<b>h</b>	400mm	<b>w<sub>pl,y</sub></b>	3232cm <sup>3</sup>
<b>b</b>	300mm	<b>i<sub>y</sub></b>	17,08cm
<b>t<sub>w</sub></b>	13,5mm	<b>A<sub>vz</sub></b>	69,98cm <sup>2</sup>
<b>t<sub>f</sub></b>	24,0mm	<b>I<sub>z</sub></b>	10820cm <sup>4</sup>
<b>r</b>	27mm	<b>w<sub>el,z</sub></b>	721,3cm <sup>3</sup>
<b>A</b>	197,80cm <sup>2</sup>	<b>w<sub>pl,z</sub></b>	1104,0cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	298mm	<b>i<sub>z</sub></b>	7,40cm
<b>I<sub>y</sub></b>	57680,0cm <sup>4</sup>	<b>I<sub>t</sub></b>	355,70cm <sup>4</sup>
<b>w<sub>el,y</sub></b>	2884cm <sup>3</sup>	<b>I<sub>w</sub>x10<sup>-3</sup></b>	3817cm <sup>6</sup>

#### Κατάταξη διατομής

Κορμός:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{298}{13,5} = 22,07 < 33\varepsilon = 33 \Rightarrow \text{κατηγορία 1}$$

Πέλμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = 4,84 < 9\varepsilon = 9 \Rightarrow \text{κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

#### Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1,333 > 1,2$$

$$t_f = 24,0\text{mm} < 40\text{mm}$$

Άρα:

καμπύλη λυγισμού περί τον y-y: a

καμπύλη λυγισμού περί τον z-z: b

#### Έλεγχος αντοχής διατομής σε τέμνουσα

*Ράβδος 206, x=0,000, Φόρτιση 55*

**Max V<sub>z,Ed</sub>**

$$V_{z,Ed} = 263,73\text{kN}$$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{69,98 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 949,47 \text{ kN} > V_{z,Ed} = 263,73 \text{ kN}$$

**Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης**

Ισχύει  $V_{Ed} = 263,73 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 949,47 = 474,4 \text{ kN}$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας της διάτμησης.

**Πρόβλεψη επίδρασης της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον y-y:**

$$N_{Ed} = 10,7 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = A f_y / \gamma_0 = 197,8 \cdot 23,5 / 1,0 = 4648,3 \text{ kN}$$

$$\alpha) N_{Ed} = 10,7 \text{ kN} < 0,25 N_{pl,Rd} = 1162,08 \text{ kN}$$

$$\beta) N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 35,2 \cdot 1,35 \cdot 23,5}{1} = 558,36 \text{ kN}$$

και τα δύο κριτήρια ικανοποιούνται επομένως δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής  $M_{y,Rd}$ .

**Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη**

**A) Max  $N_{Ed}$**

Ράβδος 222,  $x = 0,000$ , Φόρτιση 51

$$N_{Ed} = 69,5 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -6,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 1,95 \text{ kN.m}$$

$$L_y = 600 \text{ cm}$$

$$L_z = 600 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 35,13$$

$$\lambda_z = 81,08$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,374$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,863$$

$$\Phi_y = 0,57$$

$$\Phi_z = 0,942$$

$$\chi_y = 0,96$$

$$\chi_z = 0,758$$

$$\chi_{LT} = 1,0$$

$$C_{my} = 0,919 \quad \left( \psi = \frac{-4,33}{-6,98} = +0,62, \alpha_h = \frac{-6,98}{11,22} = -0,622 \right)$$

$$C_{mz}=0,4 \quad (\psi=-1, \alpha_s=0)$$

$$k_{yy}=0,92 \quad k_{zy}=0,552$$

$$k_{zz}=0,404 \quad k_{yz}=0,24$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,0195 + 0,272 + 0 = 0,292 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,010 + 0,163 + 0 = 0,173 < 1$$

### B) Max $M_{y,Ed}$

Ράβδος 207,  $x = 6,000$ , Φόρτιση 56

$$N_{Ed} = -8,70 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -274,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 8,62 \text{ kN.m}$$

$$C_{my} = 0,94 \quad (\psi = \frac{35,02}{54,04} = +0,648, \alpha_h = \frac{54,04}{-274,29} = -0,197)$$

$$k_{yy} = 0,94 \quad k_{zy} = 0,564$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,682 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,409 < 1$$

### Γ) Max $M_{z,Ed}$

Ράβδος 208,  $x = 6,000$ , Φόρτιση 61

$$N_{Ed} = 16,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -35,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 25,10 \text{ kN.m}$$

$$C_{my}=0,935 \quad (\psi = \frac{-35,04}{-54,50} = +0,643, \alpha_h = \frac{-54,50}{186,64} = -0,292)$$

$$C_{mz}=0,4 \quad (\psi = \frac{21,28}{25,10} = +0,848, \alpha_s=0)$$

$$k_{yy} = 0,935 \quad k_{zy} = 0,561$$

$$k_{zz} = 0,4 \quad k_{yz} = 0,24$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} = 0,001 + 0,086 + 0 = 0,087 < 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} = 0,002 + 0,051 + 0 = 0,053 < 1$$

### Έλεγχος λειτουργικότητας

*Μόνιμα φορτία:*

$$g_{επ} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 9 \text{ kN/m}$$

$$g_{δοκ} = 155 \text{ kg/m} = 1,55 \text{ kN/m}$$

$$g_{ολ} = 10,55 \text{ kN/m}$$

*Κινητό:*

$$p = 5 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m} = 30 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = 1,00 \cdot 10,55 + 1,00 \cdot 30 = 40,55 \text{ kN/m}$$

Μέγιστο βέλος αμφιέρειστης δοκού:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{40,55 \cdot 600^4}{21000 \cdot 57680,0 \cdot 100} = 0,565 \text{ cm} < \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Βέλος λόγω κινητών φορτίων:

$$\delta_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{30 \cdot 600^4}{21000 \cdot 57680,0 \cdot 100} = 0,42 \text{ cm} < \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

### 2.6.2. Έλεγχος κεκλιμένης δοκού ζυγώματος IPE 200

<b>h</b>	200mm	<b>w<sub>pl,y</sub></b>	220,6cm <sup>3</sup>
<b>b</b>	100mm	<b>i<sub>y</sub></b>	8,26cm
<b>t<sub>w</sub></b>	5,6mm	<b>A<sub>vz</sub></b>	14,00cm <sup>2</sup>
<b>t<sub>f</sub></b>	8,5mm	<b>I<sub>z</sub></b>	142,4cm <sup>4</sup>
<b>r</b>	12mm	<b>w<sub>el,z</sub></b>	28,48cm <sup>3</sup>
<b>A</b>	28,48cm <sup>2</sup>	<b>w<sub>pl,z</sub></b>	44,61cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	159,0mm	<b>i<sub>z</sub></b>	2,24cm
<b>I<sub>y</sub></b>	1943cm <sup>4</sup>	<b>I<sub>t</sub></b>	6,98cm <sup>4</sup>
<b>w<sub>el,y</sub></b>	194,3cm <sup>3</sup>	<b>I<sub>w</sub>·10<sup>-3</sup></b>	12,99cm <sup>6</sup>

#### Κατάταξη διατομής

Κορμός:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{159,0}{5,6} = 28,39 < 38\varepsilon = 38 \Rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

Πέλμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = 4,14 < 9\varepsilon = 9 \Rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

#### Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2$$

$$t_f = 8,5\text{mm} < 40\text{mm}$$

Άρα:

καμπύλη λυγισμού περί τον y-y: a

καμπύλη λυγισμού περί τον z-z: b

#### Έλεγχος σε τέμνουσα

Ράβδος 330, x=0,000, Φόρτιση 52

**Max V<sub>z,Ed</sub>**

$$V_{z,Ed}=78,95\text{kN}$$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{14 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 189,95\text{kN} > V_{z,Ed}=78,95\text{kN}$$

**Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης**

$$\text{Ισχύει } V_{Ed} = 78,95\text{kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 189,95 = 94,98\text{kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας της διάτμησης.

**Πρόβλεψη επίδρασης της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον y-y:**

$$N_{Ed}=118,1\text{kN}$$

$$N_{pl,Rd}=Af_y/\gamma_0=28,48 \cdot 23,5/1,0=669,28\text{kN}$$

$$\alpha) N_{Ed}=118,1\text{kN} < 0,25 N_{pl,Rd}=167,32\text{kN}$$

$$\beta) N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 18,3 \cdot 0,56 \cdot 23,5}{1,0} = 120,41\text{kN}$$

και τα δύο κριτήρια ικανοποιούνται επομένως δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής  $M_{y,Rd}$ .

### Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

**A) Max  $N_{Ed}$**

*Ράβδος 331, x = 0,000, Φόρτιση 52*

$$N_{Ed} = -186,4\text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 54,31\text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 0,08\text{ kN.m}$$

$$L_y = 150,9\text{cm}$$

$$L_z = 33,3\text{cm}$$

$$\lambda_y = 18,27$$

$$\lambda_z = 14,87$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,195$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,043$$

$$\Phi_y = 0,518$$

$$\Phi_z = 0,474$$

$$\chi_y = 1$$

$$\chi_z = 1$$

$$\chi_{LT} = 1,0$$

$$C_{my} = 0,4 \quad \left( \psi = \frac{38,02}{54,31} = +0,7, \alpha_s = \frac{-20,37}{54,31} = -0,375 \right)$$

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

$$k_{yy} = 0,409$$

$$k_{zy} = 0,245$$

$$k_{zz}=0,41$$

$$k_{yz}=0,246$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,067 + 0,083 + 0 = 0,15 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,069 + 0,050 + 0 = 0,119 < 1$$

### B) Max $M_{y,Ed}$

Ράβδος 330,  $x = 0,000$ , Φόρτιση 52

$$N_{Ed} = -118,1 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -141,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 0,05 \text{ kN.m}$$

$$C_{my} = 0,4 \quad \left( \psi = \frac{-106,03}{-141,37} = +0,75, \alpha_s = \frac{-31,67}{-141,37} = 0,224 \right)$$

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

$$k_{yy} = 0,404$$

$$k_{zy} = 0,243$$

$$k_{zz} = 0,405$$

$$k_{yz} = 0,243$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,033 + 0,23 = 0,263 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,034 + 0,138 = 0,172 < 1$$

### Γ) Max $M_{z,Ed}$

Ράβδος 338,  $x = 6,037$ , Φόρτιση 54

$$N_{Ed} = 14,3 \text{ kN}$$



$$M_{y,Ed} = -3,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 8,70 \text{ kN.m}$$

$$C_{my} = 0,4 \quad (\psi = \frac{2,18}{-3,36} = -0,65, \alpha_s = \frac{-0,17}{-3,36} = 0,05)$$

$$C_{mz} = 0,4 \quad (\psi = \frac{-6,26}{8,70} = -0,72, \alpha_s = \frac{1,39}{8,70} = 0,16)$$

$$k_{yy} = 0,935 \quad k_{zy} = 0,561$$

$$k_{zz} = 0,4 \quad k_{yz} = 0,24$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,004 + 0,054 + 0,002 = 0,060 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,004 + 0,033 + 0,004 = 0,041 < 1$$

### 2.6.3. Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού ΙΡΕ 200

<b>h</b>	200mm	<b>w<sub>pl,y</sub></b>	220,6cm <sup>3</sup>
<b>b</b>	100mm	<b>i<sub>y</sub></b>	8,26cm
<b>t<sub>w</sub></b>	5,6mm	<b>A<sub>vz</sub></b>	14,00cm <sup>2</sup>
<b>t<sub>f</sub></b>	8,5mm	<b>I<sub>z</sub></b>	142,4cm <sup>4</sup>
<b>r</b>	12mm	<b>w<sub>el,z</sub></b>	28,48cm <sup>3</sup>
<b>A</b>	28,48cm <sup>2</sup>	<b>w<sub>pl,z</sub></b>	44,61cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	159,0mm	<b>i<sub>z</sub></b>	2,24cm
<b>I<sub>y</sub></b>	1943cm <sup>4</sup>	<b>I<sub>t</sub></b>	6,98cm <sup>4</sup>
<b>w<sub>el,y</sub></b>	194,3cm <sup>3</sup>	<b>I<sub>w</sub> × 10<sup>-3</sup></b>	12,99cm <sup>6</sup>

#### Κατάταξη διατομής

Κορμός:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{159,0}{5,6} = 28,39 < 38\varepsilon = 38 \Rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

Πέγμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = 4,14 < 9\varepsilon = 9 \Rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

### Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2$$

$$t_f = 8,5\text{mm} < 40\text{mm}$$

Άρα:

καμπύλη λυγισμού περί τον y-y: a

καμπύλη λυγισμού περί τον z-z: b

### Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

#### Καμπύλη λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{120} = 1 < 2$$

Άρα:

καμπύλη λυγισμού: a

$k_w = 1,00$ , όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$ , θεωρούμε τα δυο άκρα ως απλές στηρίξεις

$$C_1 = 1,132$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \\ &= \frac{1,132 \cdot \pi^2 \cdot 142,4}{600^2} \sqrt{\frac{12990}{142,4} + \frac{600^2 \cdot 8100 \cdot 20,12}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 142,4}} \\ &= 4231,64 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 42,32 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,11$$

$$\Phi_{LT} = 1,211$$

$$\chi_{LT} = 0,59$$

### Έλεγχος αντοχής διατομής σε τέμνουσα

Ράβδος 309,  $x=0,000$ , Φόρτιση 55

**Max  $V_{z,Ed}$** 

$$V_{z,Ed}=21,02 \text{ kN}$$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{14 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 189,95 \text{ kN} > V_{z,Ed}=21,02 \text{ kN}$$

**Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης**

$$\text{Ισχύει } V_{Ed} = 21,02 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 189,95 = 94,98 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας διάτμησης.

**Πρόβλεψη επίδρασης της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον y-y:**

$$N_{Ed}=43,1 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd}=A f_y / \gamma_0 = 28,48 \cdot 23,5 / 1,0 = 669,28 \text{ kN}$$

$$\alpha) N_{Ed}=43,1 \text{ kN} < 0,25 N_{pl,Rd}=167,32 \text{ kN}$$

$$\beta) N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 18,3 \cdot 0,56 \cdot 23,5}{1,0} = 120,41 \text{ kN}$$

και τα δύο κριτήρια ικανοποιούνται επομένως δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής  $M_{y,Rd}$ .

**Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό**

**A) Max  $N_{Ed}$**

Ράβδος 312,  $x = 0,000$ , Φόρτιση 52

$$N_{Ed} = -197,8 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 11,64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Ed} = 0,02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_y = 600 \text{ cm}$$

$$L_z = 600 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 72,64$$

$$\lambda_z = 267,86$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,774$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,852$$

$$\Phi_y = 0,86$$

$$\Phi_z = 50,178$$

$$\chi_y = 0,81$$

$$\chi_z = 0,01$$

$$\chi_{LT} = 0,759$$

$$C_{my}=0,476 \quad (\psi=\frac{11,52}{11,64}=+0,99, \alpha_s=\frac{-5,47}{11,64}=-0,47)$$

$$C_{mz}=0,43 \quad (\psi=1, \alpha_s=\frac{0,006}{0,02}=0,286)$$

$$C_{mLT}=0,476$$

$$k_{yy}=0,583$$

$$k_{zy}=0,698$$

$$k_{zz}=0,841$$

$$k_{yz}=0,505$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,281 + 0,026 + 0,002 = 0,309 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,683 + 0,031 + 0,003 = 0,717 < 1$$

### B) Max $M_{y,Ed}$

Ράβδος 308,  $x = 6,000$ , Φόρτιση 52

$$N_{Ed} = -45,6 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -73,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 0,26 \text{ kN.m}$$

$$C_{my}=0,4 \quad (\psi=\frac{18,16}{-73,51}=-0,247, \alpha_s=\frac{-11,76}{-73,51}=+0,16)$$

$$C_{mz}=0,482 \quad (\psi=\frac{-0,092}{0,26}=-0,353, \alpha_s=\frac{0,092}{0,26}=+0,353)$$

$$k_{yy}=0,408$$

$$k_{zy}=0,960$$

$$k_{zz}=0,523$$

$$k_{yz}=0,314$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,025 + 0,094 + 0,003 = 0,122 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,060 + 0,221 + 0,005 = 0,286 < 1$$

**Γ) Max  $M_{z,Ed}$** Ράβδος 322,  $x = 0,000$ , Φόρτιση 54

$$N_{Ed} = 42,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -0,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = -3,55 \text{ kN.m}$$

$$C_{my} = 0,44 \quad (\psi = \frac{0,43}{0,46} = +0,93, \alpha_s = \frac{-0,196}{0,46} = -0,426)$$

$$C_{mz} = 0,4 \quad (\psi = \frac{-2,45}{-3,55} = +0,69, \alpha_s = 0)$$

$$k_{yy} = 0,492$$

$$k_{zy} = 0,813$$

$$k_{zz} = 0,599$$

$$k_{yz} = 0,359$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,146 + 0,022 + 0,006 = 0,174 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,356 + 0,037 + 0,010 = 0,403 < 1$$

**2.6.4. Έλεγχος υποστυλωμάτων ΗΕΒ 400**

<b>h</b>	400mm	<b>w<sub>pl,y</sub></b>	3232cm <sup>3</sup>
<b>b</b>	300mm	<b>i<sub>y</sub></b>	17,08cm
<b>t<sub>w</sub></b>	13,5mm	<b>A<sub>vz</sub></b>	69,98cm <sup>2</sup>
<b>t<sub>f</sub></b>	24,0mm	<b>I<sub>z</sub></b>	10820cm <sup>4</sup>
<b>r</b>	27mm	<b>w<sub>el,z</sub></b>	721,3cm <sup>3</sup>
<b>A</b>	197,80cm <sup>2</sup>	<b>w<sub>pl,z</sub></b>	1104,0cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	298mm	<b>i<sub>z</sub></b>	7,40cm
<b>I<sub>y</sub></b>	57680,0cm <sup>4</sup>	<b>I<sub>t</sub></b>	355,70cm <sup>4</sup>
<b>w<sub>el,y</sub></b>	2884cm <sup>3</sup>	<b>I<sub>w</sub> × 10<sup>-3</sup></b>	3817cm <sup>6</sup>

**Κατάταξη διατομής**

Κορμός:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{298}{13,5} = 22,07 < 33\varepsilon = 33 \Rightarrow \text{κατηγορία 1}$$

Πέλμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = 4,84 < 9\varepsilon = 9 \Rightarrow \text{κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

**Καμπύλες λυγισμού**

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1,333 > 1,2$$

$$t_f = 24,0\text{mm} < 40\text{mm}$$

Άρα:

καμπύλη λυγισμού περί τον y-y: a

καμπύλη λυγισμού περί τον z-z: b

**Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός****Καμπύλη λυγισμού**

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1,333 < 2$$

Άρα:

καμπύλη λυγισμού: a

**Έλεγχος αντοχής διατομής σε τέμνουσα***Ράβδος 22, x=4,500, Φόρτιση 56***Max  $V_{z,Ed}$** 

$$V_{z,Ed} = -63,71 \text{ kN}$$

Πλαστική διατμητική αντοχή:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{69,98 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 949,47 \text{ kN} > V_{z,Ed} = 63,71 \text{ kN}$$

**Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας διάτμησης**

$$\text{Ισχύει } V_{Ed} = 63,71 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 0,5 \cdot 949,47 = 474,74 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω της παρουσίας διάτμησης.

**Πρόβλεψη επίδρασης της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον y-y:**

$$N_{Ed} = -86,4 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_0 = 197,8 \cdot 23,5 / 1,0 = 4648,3 \text{ kN}$$

$$\alpha) N_{Ed} = -86,4 \text{ kN} < 0,25 N_{pl,Rd} = 1162,08 \text{ kN}$$

$$\beta) N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 35,2 \cdot 1,35 \cdot 23,5}{1} = 558,36 \text{ kN}$$

και τα δύο κριτήρια ικανοποιούνται επομένως δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής  $M_{y,Rd}$ .

### Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

#### **A) Max $N_{Ed}$**

Ράβδος 13,  $x = 0,000$ , Φόρτιση 52

$$N_{Ed} = -550,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -13,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = -5,32 \text{ kN.m}$$

#### **Εύρεση ακαμψίας ράβδου 13**

Θεωρούμε ότι οι δοκοί που συντρέχουν στους κόμβους δεν υπόκεινται σε αξονική δύναμη και ότι το απομακρυσμένο άκρο τους είναι αρθρωμένο. Σ' αυτήν την περίπτωση, οι συντελεστές ενεργού ακαμψίας των δοκών δίνονται από τη σχέση:

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

$$L_c = 500 \text{ cm} \quad L_{11} = 600 \text{ cm} \quad L_{12} = 600 \text{ cm} \quad L_1 = 0 \text{ cm}$$

$$I_c = 57680 \text{ cm}^4 \quad (\text{HEB 400})$$

$$I_{12} = 57680 \text{ cm}^4 \quad (\text{HEB 400})$$

$$I_{11} = 57680 \text{ cm}^4 \quad (\text{HEB 400})$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,4444$$

$$n_2 = 1,00 \quad (\text{άρθρωση})$$

Η τιμή του  $k_y$  χρησιμοποιώντας την προσεγγιστική σχέση του Παραρτήματος Ε του EC3 είναι:

$$k_y = 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2$$

$$= 0,5 + 0,14(0,444 + 1) + 0,055(0,444 + 1)^2 \Rightarrow k_y = 0,817$$

$k_z = 1,00$  (θεωρούμε ότι το υποστύλωμα είναι αμφιαρθρωτό κατά τον ασθενή άξονα)

### Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

$k_w = 1,00$ , όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$ , θεωρούμε τα δυο άκρα ως απλές στηρίξεις

$C_1 = 2,371$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$= \frac{2,371 \cdot \pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}{600^2} \sqrt{\frac{3817000}{10820} + \frac{500^2 \cdot 8100 \cdot 355,70}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}}$$

$$= 552148,494 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 5521,485 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,411$$

$$\Phi_{LT} = 0,606$$

$$\chi_{LT} = 0,95$$

$$L_y = 500 \text{ cm}$$

$$L_z = 500 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 29,27$$

$$\lambda_z = 67,57$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,311$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,72$$

$$\Phi_y = 0,56$$

$$\Phi_z = 0,848$$

$$\chi_y = 0,976$$

$$\chi_z = 0,772$$

$$\chi_{LT} = 0,95$$



$$C_{my}=0,479 \quad (\psi=\frac{-13,24}{43,70}=-0,303)$$

$$C_{mz}=0,4 \quad (\psi=\frac{-0,55}{1,06}=-0,518)$$

$$C_{mLT}=0,479$$

$$k_{yy}=0,514$$

$$k_{zy}=0,847$$

$$k_{zz}=0,597$$

$$k_{yz}=0,358$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,251 + 0,077 + 0,003 = 0,331 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,351 + 0,127 + 0,004 = 0,482 < 1$$

## B) Max $M_{y,Ed}$

Ράβδος 22,  $x=4,500$ , Φόρτιση 52

$$N_{Ed} = -86,4 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -141,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 0,03 \text{ kN.m}$$

## Εύρεση ακαμψίας ράβδου 22

Θεωρούμε ότι οι δοκοί που συντρέχουν στους κόμβους δεν υπόκεινται σε αξονική δύναμη και ότι το απομακρυσμένο άκρο τους είναι αρθρωμένο. Σ' αυτήν την περίπτωση, οι συντελεστές ενεργού ακαμψίας των δοκών δίνονται από τη σχέση:

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

$$L_c = 450 \text{ cm}$$

$$L_{12} = 600 \text{ cm}$$

$$L_1 = 600 \text{ cm}$$

$$L_2 = 500 \text{ cm}$$

$$I_c = 57680 \text{ cm}^4 \text{ (HEB 400)}$$

$$I_{12} = 1943,0 \text{ cm}^4 \text{ (IPE 200)}$$

$$I_2 = 57680 \text{ cm}^4 \text{ (HEB 400)}$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,963$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,98$$

Η τιμή του  $k_y$  χρησιμοποιώντας την προσεγγιστική σχέση του Παραρτήματος E του EC3 είναι:

$$\begin{aligned} k_y &= 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2 \\ &= 0,5 + 0,14(0,963 + 0,98) + 0,055(0,963 + 0,98)^2 \Rightarrow k_y = 0,979 \end{aligned}$$

$k_z = 1,00$  (θεωρούμε ότι το υποστύλωμα είναι αμφιαρθρωτό κατά τον ασθενή άξονα)

### Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

$k_w = 1,00$ , όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$ , θεωρούμε τα δυο άκρα ως απλές στηρίξεις

$$C_1 = 2,349$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \\ &= \frac{2,349 \cdot \pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}{450^2} \sqrt{\frac{3817000}{10820} + \frac{450^2 \cdot 8100 \cdot 355,70}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}} \end{aligned}$$

$$= 644039,0042 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 6440,39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,381$$

$$\Phi_{LT} = 0,592$$

$$\chi_{LT}=0,957$$

$$C_{my}=0,484 \quad (\psi=\frac{40,99}{-141,36}=-0,29)$$

$$C_{mz}=0,4 \quad (\psi=\frac{0,03}{-1,65}=-0,833)$$

$$C_{mLT}=0,484$$

$$k_{yy}=0,518 \quad k_{zy}=0,877$$

$$k_{zz}=0,548 \quad k_{yz}=0,329$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,243 + 0,272 + 0,003 = 0,518 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,341 + 0,460 + 0,005 = 0,806 < 1$$

### Γ) Max $M_{z,Ed}$

Ράβδος 14,  $x = 5,000$ , Φόρτιση 54

$$N_{Ed} = -172,9 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 3,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 139,35 \text{ kN.m}$$

Εύρεση δυσκαμψίας ομοίως με τη ράβδο 22

### Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

$k_w = 1,00$ , όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$ , θεωρούμε τα δυο άκρα ως απλές στηρίξεις

$$C_1 = 1,24$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$= \frac{1,24 \cdot \pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}{450^2} \sqrt{\frac{3817000}{10820} + \frac{450^2 \cdot 8100 \cdot 355,70}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}}$$

$$= 339978 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 3399,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,525$$

$$\Phi_{LT} = 0,67$$

$$\chi_{LT} = 1,0$$

$$C_{my} = 0,451 \quad (\psi = \frac{3,30}{-5,31} = -0,373)$$

$$C_{mz} = 0,4 \quad (\psi = \frac{-119,56}{139,35} = -0,858)$$

$$C_{mLT} = 0,451$$

$$k_{yy} = 0,455 \quad k_{zy} = 0,984$$

$$k_{zz} = 0,417 \quad k_{yz} = 0,25$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,027 + 0,007 + 0,040 = 0,074 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,038 + 0,016 + 0,067 = 0,121 < 1$$

### 2.6.5. Έλεγχος Κατακόρυφων Συνδέσμων Δυσκαμψίας

#### SH 120 120 6,3

$$D = 120 \text{ mm}$$

$$t = 6,3 \text{ mm}$$

$$i_y = i_z = 4,63 \text{ cm}$$

$$A = 28,5 \text{ cm}^2$$

$$L = 792 \text{ cm}$$

**Κατάταξη Διατομής**

κορμός

$$d = h - 3t = 120 - 3 \cdot 6,3 = 101,1$$

$$\frac{d}{t} = \frac{101,1}{6,3} = 16,05 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

πέλμα

$$\frac{(b - 3t)}{t} = \frac{101,1}{6,3} = 16,05 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

**Ράβδος 3006 (Φόρτιση 23)****Έλεγχος σε λυγισμό**

$$N_{Ed} = -121,2 \text{ kN}$$

$$k_y = 1,00 \text{ (ράβδος αμφιαρθρωτή)}$$

$$\lambda = 171,06$$

$$\bar{\lambda} = 1,822$$

$$\Phi = 2,31$$

Καμπύλη “a” (για κοίλες διατομές “εν θερμώ”) :  $\chi = 0,313$ 

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,313 \cdot 28,5 \cdot 23,5}{1} = 209,63 \text{ kN} > N_{Ed} = 121,2 \text{ kN}$$

**Ράβδος 3007 (Φόρτιση 63)****Έλεγχος σε εφελκυσμό**

$$N_{Ed} = 144,3 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28,5 \cdot 23,5}{1} = 669,75 \text{ kN} > N_{Ed} = 144,3 \text{ kN}$$

**2.6.6. Έλεγχος Συνδέσμων Δυσκαμψίας Στέγης L60.60.6**

$$A=6,91\text{cm}^2$$

Ράβδος 1031 (Φόρτιση 23)

**Έλεγχος σε λυγισμό**

$$N_{Ed} = 145,8 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6,91 \cdot 23,5}{1,0} = 162,39 \text{ kN} > N_{Ed} = 145,8 \text{ kN}$$

**2.6.7 Έλεγχος Διαδοκίδας Παταριού IPE 300**

<b>h</b>	300mm	<b>w<sub>pl,y</sub></b>	628,4cm <sup>3</sup>
<b>b</b>	150mm	<b>i<sub>y</sub></b>	12,46cm
<b>t<sub>w</sub></b>	7,1mm	<b>A<sub>vz</sub></b>	25,68cm <sup>2</sup>
<b>t<sub>f</sub></b>	10,7mm	<b>I<sub>z</sub></b>	603,8cm <sup>4</sup>
<b>r</b>	15mm	<b>w<sub>el,z</sub></b>	80,50cm <sup>3</sup>
<b>A</b>	53,81cm <sup>2</sup>	<b>w<sub>pl,z</sub></b>	125,2cm <sup>3</sup>
<b>d</b>	248,6mm	<b>i<sub>z</sub></b>	3,35cm
<b>I<sub>y</sub></b>	8356cm <sup>4</sup>	<b>I<sub>t</sub></b>	20,12cm <sup>4</sup>
<b>w<sub>el,y</sub></b>	557,1cm <sup>3</sup>	<b>I<sub>w</sub>·10<sup>-3</sup></b>	125,9cm <sup>6</sup>

**Κατάταξη Διατομής**

Κορμός:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 38\varepsilon = 38 \Rightarrow \text{κατηγορία 1}$$

Πέλιμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{\frac{150}{2} - \frac{7,1}{2} - 15}{10,7} = \frac{56,45}{10,7} = 5,28 < 9\varepsilon = 9 \Rightarrow \text{κατηγορία 1}$$

Μόνιμα φορτία:

$$g_{\varepsilon\pi}=3\text{kN/m}^2 \cdot 1,20 \text{ m}=3,6\text{kN/m}$$

$$g_{\delta\text{o}\kappa}=49,1 \text{ kg/m}=0,491\text{kN/m}$$

$$g_{\text{o}\lambda}=4,091 \text{ kN/m}$$

Κινητό:

$$p=5\text{kN/m}^2 \cdot 1,2\text{m}=6\text{N/m}$$

### **A) Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**

$$q_{sd} = 1,35 \cdot g_{\text{o}\lambda} + 1,50 \cdot q = 1,35 \cdot 4,091 + 1,5 \cdot 6 = 14,52 \text{ kN/m}$$

#### Στατική Επίλυση Ράβδου

Οι διαδοκίδες θεωρούνται αμφιέρειστες, στηριζόμενες από δοκό σε δοκό άρα η απόσταση L είναι ίση με 6,00m.

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l}{2} = \frac{14,52 \cdot 6,00}{2} = 43,56 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = 65,34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### **A) Έλεγχος σε τέμνουσα**

$$V_{sd} = 43,56 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{25,68 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 348,42 \text{ kN} > V_{sd} = 43,56 \text{ kN}$$

### **B) Έλεγχος σε κάμψη**

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{628,4 \cdot 23,5}{1 \cdot 100} = 147,67 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{sd} = 65,34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### **B) Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**

Φορτίο λειτουργίας

$$q_{ser} = 1,00 \cdot g_{\text{o}\lambda} + 1,00 \cdot q = 1,00 \cdot 4,091 + 1,00 \cdot 6 = 10,09 \text{ kN/m}$$

Μέγιστο βέλος αμφιέρειστης δοκού:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,09 \cdot 600^4}{21000 \cdot 8356 \cdot 100} = 0,97 \text{cm} < \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{cm}$$

Βέλος λόγω κινητών φορτίων:

$$\delta_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6 \cdot 600^4}{21000 \cdot 8356 \cdot 100} = 0,58 \text{cm} = \frac{L}{300} = \frac{600}{300} = 2 \text{cm}$$

### 2.6.8 Έλεγχος Τεγίδας IPE 140

h	140mm	$W_{pl,y}$	$88,34 \text{cm}^3$
b	73mm	$i_y$	5,74cm
$t_w$	4,7mm	$A_{vz}$	$7,64 \text{cm}^2$
$t_f$	6,9mm	$I_z$	$44,92 \text{cm}^4$
r	7mm	$W_{el,z}$	$12,31 \text{cm}^3$
A	$16,43 \text{cm}^2$	$W_{pl,z}$	$19,25 \text{cm}^3$
d	112,2mm	$i_z$	1,65cm
$I_y$	$541,2 \text{cm}^4$	$I_t$	$2,45 \text{cm}^4$
$W_{el,y}$	$77,32 \text{cm}^3$	$I_w \cdot 10^{-3}$	$1,98 \text{cm}^6$

#### Κατάταξη Διατομής

Κορμός:

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 33\varepsilon = 33 \Rightarrow \text{κατηγορία 1}$$

Πέλμα:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r}{t_f} = \frac{27,15}{6,9} = 3,93 < 9\varepsilon = 9 \Rightarrow \text{κατηγορία 1}$$

Οι τεγίδες είναι τοποθετημένες σε απόσταση μεταξύ τους ίση με 1,20m άρα το εύρος της ζώνης επιρροής μιας ενδιάμεσης τυπικής τεγίδας είναι ίσο με 1,20m.

**Μόνιμα φορτία:**

$$g_{\text{επ}} = 0,15 \text{kN/m}^2 \cdot 1,20 \text{m} = 0,18 \text{kN/m}$$

$$g_{\text{τεγ}} = 12,9 \text{kg/m} = 0,129 \text{kN/m}$$



$$g_{ολ}=0,284 \text{ kN/m}$$

$$\text{Κάθετη συνιστώσα } g_z = g_{ολ} \cdot \cos\varphi = 0,284 \cdot \cos(6,34^\circ) = 0,283 \text{ kN/m}$$

$$\text{Εγκάρσια συνιστώσα } g_y = g_{ολ} \cdot \sin\varphi = 0,284 \cdot \sin(6,34^\circ) = 0,032 \text{ kN/m}$$

**Φορτίο ανέμου:**

$$q_w = 0,50 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2 \text{ m} = 0,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Κάθετη συνιστώσα: } q_{w,z} = 0,596 \text{ kN/m}$$

$$\text{Εγκάρσια συνιστώσα: } q_{w,y} = 0,055 \text{ kN/m}$$

**Φορτίο χιονιού:**

$$q_s = 1,25 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,2 \text{ m} = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Κάθετη συνιστώσα: } q_{s,z} = 1,49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Εγκάρσια συνιστώσα: } q_{s,y} = 0,166 \text{ kN/m}$$

**Α) Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**

$$1^{\text{ος}} \text{ συνδυασμός } q_{sd} = 1,35 \cdot g_{ολ} + 1,50 \cdot q_s + 0,9 \cdot q_w$$

$$2^{\text{ος}} \text{ συνδυασμός } q_{sd} = 1,35 \cdot g_{ολ} + 1,50 \cdot q_w + 0,9 \cdot q_s$$

Δυσμενέστερος ο 1<sup>ος</sup> συνδυασμός

Κάθετη συνιστώσα:

$$q_{sd,z} = 1,35 \cdot 0,283 + 1,50 \cdot 1,49 + 0,9 \cdot 0,596 = 3,153 \text{ kN/m}$$

Εγκάρσια συνιστώσα:

$$q_{sd,y} = 1,35 \cdot 0,032 + 1,50 \cdot 0,166 + 0,9 \cdot 0,055 = 0,342 \text{ kN/m}$$

**Στατική Επίλυση Ράβδου**

Οι διαδοκίδες θεωρούνται αμφιέρειστες, στηριζόμενες από δοκό σε δοκό άρα η απόσταση L είναι ίση με 6,00m.

$$V_{sd,z} = \frac{q_{sd,z} \cdot l}{2} = \frac{3,153 \cdot 6,00}{2} = 9,46 \text{ kN}$$

$$V_{sd,y} = \frac{q_{sd,y} \cdot l}{2} = \frac{0,342 \cdot 6,00}{2} = 1,03 \text{ kN}$$

$$M_{sd,y} = \frac{q_{sd,z} \cdot l^2}{8} = 14,19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd,z} = \frac{q_{sd,y} \cdot l^2}{8} = 1,539 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Α) Έλεγχος σε τέμνουσα

Άξονας z

$$V_{sd,y} = \frac{q_{sd,y} \cdot l}{2} = 1,03 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$A_v = 2 \cdot b \cdot t_f = 2 \cdot 7,3 \cdot 0,69 = 10,074 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd,y} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{10,074 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 136,68 \text{ kN} > V_{sd,y} = 1,03 \text{ kN}$$

$$V_{sd,y} = 1,03 \text{ kN} < 0,5 \cdot 136,68 = 68,34 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της  $M_{z,pl}$  λόγω τέμνουσας

$$M_{z,pl} = \frac{w_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,25 \cdot 23,5}{1 \cdot 100} = 4,52 \text{ kNm}$$

Άξονας y

$$V_{sd,z} = \frac{q_{sd,z} \cdot l}{2} = 9,459 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{Rd,z} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{7,64 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 103,66 \text{ kN} > V_{sd,z} = 9,459 \text{ kN}$$

$$V_{sd,z} = 9,459 \text{ kN} < 0,5 \cdot 103,66 = 51,83 \text{ kN}$$

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της  $M_{y,pl}$  λόγω τέμνουσας

$$M_{y,pl} = \frac{w_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,34 \cdot 23,5}{1 \cdot 100} = 20,76 \text{ kNm}$$

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη:

$$n=0 \quad \alpha=2 \quad \beta=1$$

$$\left( \frac{M_{y,Sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{M_{z,Sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right)^1 = \left( \frac{14,19}{20,76} \right)^2 + \left( \frac{1,539}{4,52} \right)^2 = 0,583 < 1$$

**Β) Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**

Φορτίο λειτουργίας

$$q_{ser,z} = 1,00 \cdot g_{ολ} + 1,00 \cdot q = 1,00 \cdot 0,283 + 1,00 \cdot 0,596 + 1,00 \cdot 1,49 = 2,32 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser,y} = 1,00 \cdot g_{ολ} + 1,00 \cdot q = 1,00 \cdot 0,032 + 1,00 \cdot 0,055 + 1,00 \cdot 0,166 = 0,25 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,z} = 1,00 \cdot q = 1,00 \cdot (0,596 + 1,49) = 2,08 \text{ kN/m}$$

$$q_{2,y} = 1,00 \cdot q = 1,00 \cdot (0,055 + 0,166) = 0,221 \text{ kN/m}$$

Μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού:

$$\delta_{\max,z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,32 \cdot 600^4}{21000 \cdot 541,2 \cdot 100} = 2,96 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max,y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,25 \cdot 600^4}{21000 \cdot 541,2 \cdot 100} = 0,37 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \sqrt{2,96^2 + 0,37^2} = 2,98 \text{ cm} < \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Βέλος λόγω κινητών φορτίων:

$$\delta_{2,z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,08 \cdot 600^4}{21000 \cdot 541,2 \cdot 100} = 2,37 \text{ cm}$$

$$\delta_{2,y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,221 \cdot 600^4}{21000 \cdot 541,2 \cdot 100} = 0,3 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \sqrt{2,37^2 + 0,30^2} = 2,39 \text{ cm} < \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3



### 3.1 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ

#### Γενικές αρχές

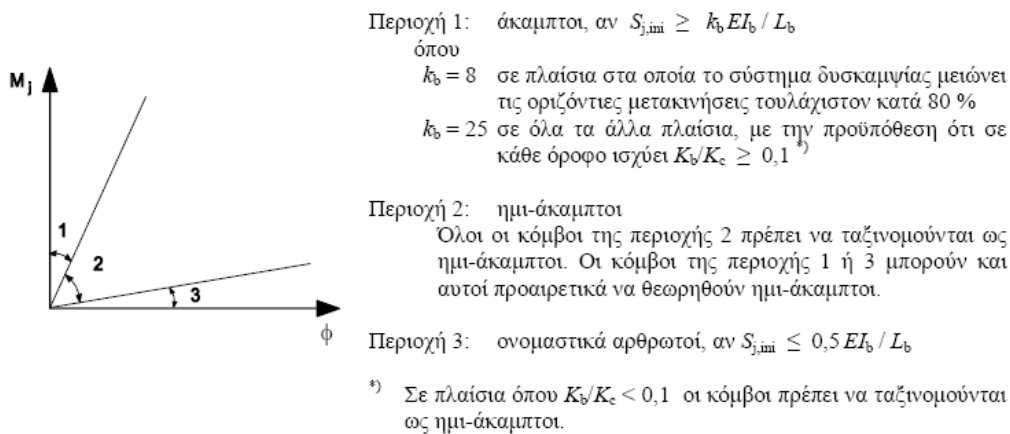
Η επίδραση της συμπεριφοράς των κόμβων στην κατανομή των εντατικών μεγεθών σε μία κατασκευή και στις συνολικές παραμορφώσεις της πρέπει γενικά να λαμβάνεται υπόψη, όταν όμως η επίδραση είναι επαρκώς μικρή μπορεί να αγνοείται. Προκειμένου να εξακριβωθεί εάν η επίδραση της συμπεριφοράς των κόμβων είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση, μπορεί να γίνει διάκριση μεταξύ τριών απλοποιημένων προσομοιώσεων κόμβων:

1. Απλών, όπου ο κόμβος μπορεί να θεωρηθεί ότι δε μεταφέρει ροπές κάμψης
2. Συνεχών, όπου μπορεί να θεωρηθεί ότι η συμπεριφορά του κόμβου δεν έχει καμία επίδραση στην ανάλυση
3. Ημισυνεχών, όπου η συμπεριφορά του κόμβου είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση

Η σχέση ροπής – στροφής ενός κόμβου που χρησιμοποιείται στην ανάλυση μπορεί να προσεγγισθεί με οποιαδήποτε κατάλληλη καμπύλη, συμπεριλαμβανομένης και της γραμμικοποιημένης προσέγγισης (π.χ. διγραμμική ή τριγραμμική), με την προϋπόθεση ότι η προσεγγιστική καμπύλη βρίσκεται συνολικά κάτω από την πραγματική καμπύλη ροπής – στροφής.

#### Ταξινόμηση κόμβων με βάση τη δυσκαμψία τους

- Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως άκαμπτος, ονομαστικά αρθρωτός ή ημιάκαμπτος σύμφωνα με τη στροφική του δυσκαμψία, συγκρίνοντας την αρχική δυσκαμψία  $S_{j,ini}$  με τα όρια που δίνονται στο σχήμα (Σχήμα 3.1).
- Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως άκαμπτος με βάση πειραματικά δεδομένα, εμπειρία από παρόμοιες επιτυχείς υπάρχουσες εφαρμογές ή υπολογιστικά, με βάση δεδομένα από δοκιμές.
- Οι κόμβοι που ταξινομούνται ως άκαμπτοι, μπορεί να θεωρηθεί ότι έχουν επαρκή στροφική δυσκαμψία ώστε να δικαιολογούν ανάλυση με παραδοχή πλήρους συνέχειας.
- Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρει τα εντατικά μεγέθη, χωρίς να αναπτύσσει σημαντικές ροπές.
- Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος πρέπει να είναι σε θέση να εκδηλώσει τις στροφές που προκύπτουν από τα φορτία σχεδιασμού.
- Ένας κόμβος ο οποίος δεν ικανοποιεί τα κριτήρια άκαμπτου ή ονομαστικά αρθρωτού κόμβου πρέπει να ταξινομείται ως ημιάκαμπτος.
- Οι ημιάκαμπτοι κόμβοι πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρουν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού.



Υπόμνημα:

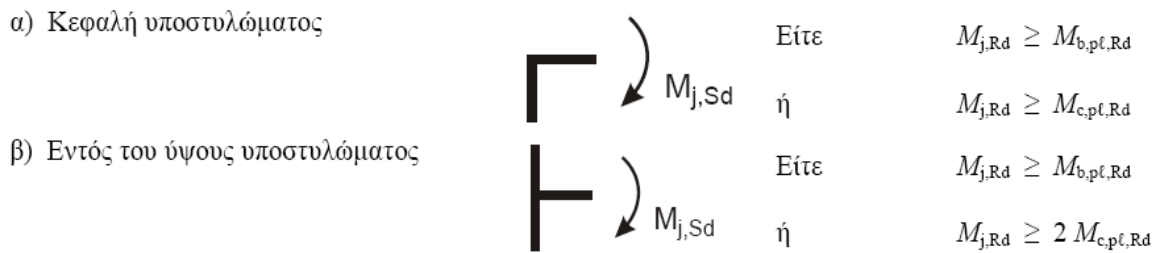
- $K_b$  είναι η μέση τιμή του  $I_b/L_b$  για όλες τις δοκούς στην άνω στάθμη ενός ορόφου
- $K_c$  είναι η μέση τιμή του  $I_c/L_c$  για όλα τα υποστυλώματα του ορόφου
- $I_b$  είναι η ροπή αδράνειας δοκού
- $I_c$  είναι η ροπή αδράνειας υποστυλώματος
- $L_b$  είναι το άνοιγμα δοκού (μεταξύ των αξόνων των υποστυλωμάτων)
- $L_c$  είναι το ύψος ορόφου ενός υποστυλώματος

**Σχήμα 3.1:** Ταξινόμηση κόμβων με βάση τη δυσκαμψία

### Ταξινόμηση των κόμβων με βάση την αντοχή τους

Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως πλήρους αντοχής, ονομαστικά αρθρωτός ή μερικής αντοχής συγκρίνοντας την αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης  $M_{j,Rd}$  με τις αντοχές σχεδιασμού σε ροπή κάμψης των μελών που συνδέει. Για την ταξινόμηση κόμβων, η αντοχή ενός μέλους πρέπει να λαμβάνεται στην παρειά του κόμβου.

- Η αντοχή σχεδιασμού ενός κόμβου πλήρους αντοχής δεν πρέπει να είναι μικρότερη από την αντοχή κανενός από τα συνδεόμενα μέλη.
- Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρει τα εντατικά μεγέθη, χωρίς να αναπτύσσει σημαντικές ροπές.
- Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως πλήρους αντοχής, αν πληροί τα κριτήρια που δίνονται στο παρακάτω σχήμα ( **Σχήμα 3.2**).
- Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος θα πρέπει να είναι σε θέση να εκδηλώσει τις στροφές που προκύπτουν από τα φορτία σχεδιασμού.
- Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως ονομαστικά αρθρωτός αν η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης  $M_{j,Rd}$  δεν είναι μεγαλύτερη από το 0,25 φορές την αντοχή σχεδιασμού σε ροπή που απαιτείται για έναν κόμβο πλήρους αντοχής, με την προϋπόθεση ότι διαθέτει επί πλέον επαρκή στροφική ικανότητα.
- Ένας κόμβος ο οποίος δεν πληρεί τα κριτήρια ενός κόμβου πλήρους αντοχής ή ενός ονομαστικά αρθρωτού κόμβου πρέπει να ταξινομείται ως μερικής αντοχής.



Υπόμνημα:

$M_{b,pt,Rd}$  είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της δοκού

$M_{c,pt,Rd}$  είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή του υποστυλώματος

**Σχήμα 3.2:** Κόμβοι πλήρους αντοχής

### Υπολογισμός της αντοχής των κόμβων

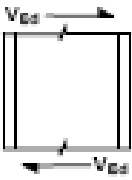
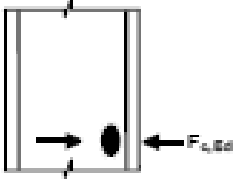
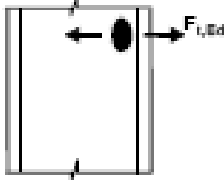
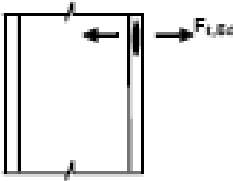
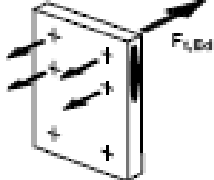
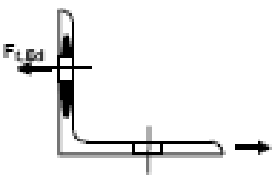
Ο υπολογισμός της αντοχής ενός κόμβου είναι γενικά δυσχερής. Μπορεί να βασίζεται σε επαρκή πειραματικά αποτελέσματα. Μπορεί επίσης να γίνεται με αριθμητικές αναλύσεις βασιζόμενες στα πεπερασμένα στοιχεία ή αναλυτικά προσομοιώματα τα οποία έχουν βαθμονομηθεί με βάση πειραματικά δεδομένα. Τα αναλυτικά προσομοιώματα είναι κατά κανόνα η μοναδική λύση στα συνήθη έργα.

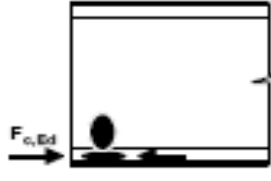
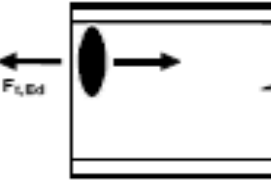
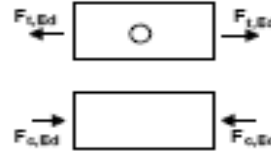
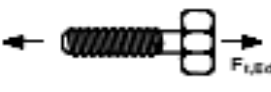

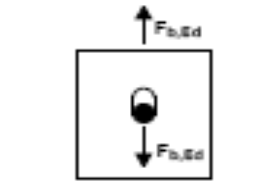
### Η μέθοδος των συστατικών μερών

Για τον υπολογισμό της αντοχής και της δυσκαμψίας ενός κόμβου, ο τελευταίος θεωρείται ότι αποτελείται από περισσότερα στοιχεία (συστατικά μέρη) καθένα από τα οποία συμβάλλει στη δυσκαμψία του κόμβου αλλά περιορίζει επίσης την αντοχή του. Με βάση τις επιμέρους αντοχές των συστατικών μερών προσδιορίζονται οι μέγιστες δυνάμεις που είναι δυνατόν να αναπτυχθούν στον κόμβο και επομένως και η ροπή αντοχής του. Παρακάτω φαίνονται τα συστατικά μέρη που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη ανάλογα με το είδος του κόμβου (**Πίνακας 3.1**).



Πίνακας 3.1: Συστατικά μέρη

Συστατικό μέρος			Αναφορά σε κανόνες εφαρμογής		
			Αντοχή σχεδιασμού	Συντελεστής δυσκαμψίας	Στροφική πλαστικότητα
1	Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση		6.2.6.1	6.3.2	6.4(4)
2	Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη		6.2.6.2	6.3.2	6.4(5) και 6.4(6)
3	Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό		6.2.6.3	6.3.2	6.4(5)
4	Πέδιλο υποστυλώματος σε κάμψη		6.2.6.4	6.3.2	6.4(7)
5	Μετωπική πλάκα σε κάμψη		6.2.6.5	6.3.2	6.4(7)
6	Γωνιακό σε κάμψη		6.2.6.6	6.3.2	6.4(7)

Συστατικό μέρος			Αναφορά σε κανόνες εφαρμογής		
			Αντοχή σχεδιασμού	Συντελεστής δυσκαμψίας	Αντοχή σχεδιασμού
7	Πέλμα και κορμός δοκού ή υποστυλώματος σε θλίψη		6.2.6.7	6.3.2	*)
8	Κορμός δοκού σε εφελκυσμό		6.2.6.8	6.3.2	*)
9	Έλασμα σε εφελκυσμό ή θλίψη		σε εφελκυσμό: - EN 1993-1-1 σε θλίψη: - EN 1993-1-1	6.3.2	*)
10	Κοιλίες σε εφελκυσμό		Σε πέλμα υποστυλώματος: - 6.2.6.4 Σε μεταωπική πλάκα: - 6.2.6.5 Σε γωνιακό: - 6.2.6.6	6.3.2	6.4(7)
11	Κοιλίες σε διάτμηση		3.6	6.3.2	6.4(2)
12	Κοιλίες σε σύνθλιψη άντωσης (σε πέλμα δοκού ή υποστυλώματος, μεταωπική πλάκα ή γωνιακό)		3.6	6.3.2	*)
*) Δεν παρέχονται πληροφορίες σε αυτό το τμήμα.					

### 3.2 ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών των υπό μελέτη κτιρίων πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος INSTANT. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει την δυνατότητα της διαστασιολόγησης ενός συνόλου διαφορετικών κόμβων σε μια ενιαία εργασία. Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των συνδέσεων οι οποίες θα ελεγχθούν. Στο πρόγραμμα υπάρχει μια

σύνδεση πάντοτε επιλεγμένη και οι ενέργειες ορισμού μελών και δυνάμεων καθώς και λεπτομερειών αφορούν την συγκεκριμένη σύνδεση. Ανάλογα με τον τύπο της ενεργής 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 αλλαγή σε διατομές, κοχλίες, αποστάσεις επηρεάζει το σχέδιο και απεικονίζεται σε αυτό.

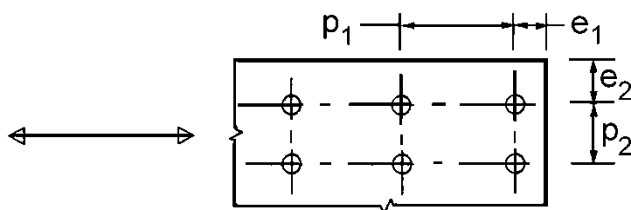
Για κάθε κόμβο αρχικά ορίστηκε ο τύπος του (πχ. δοκός σε υποστύλωμα ή δικτύωμα, ή έδραση κτλ). Στην συνέχεια καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη των μελών στην θέση του κόμβου. Το επόμενο βήμα ήταν ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης, δηλαδή πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις κτλ. Όταν ολοκληρώθηκε η εισαγωγή των δεδομένων της σύνδεσης έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον κανονισμό και παράχθηκε η αναφορά.

Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τους κανονισμούς που αφορούν στον έλεγχο των συνδέσεων των μεταλλικών κατασκευών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες με βάση τους οποίους έγιναν οι έλεγχοι.

**Πίνακας 3.3:** Ελάχιστα και μέγιστα αποστάσεων μέσων συνδέσεως

Αποστάσεις και κενά	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες
$e_1$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
$e_2$	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
$p_1$	$2,2d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$
$p_2$	$2,4d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$

#### Συμβολισμοί για τις αποστάσεις των μέσων συνδέσεως



**Πίνακας 3.4:** Ποιότητες κοχλιών και μηχανικά χαρακτηριστικά

Ποιότητα κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

**Διάμετροι οπών**M12-M14  $d_0 = d + 1\text{mm}$ M16-M24  $d_0 = d + 2\text{mm}$ M27-M36  $d_0 = d + 3\text{mm}$

Πίνακας 3.5: Έλεγχοι Αντοχής Κοχλιών

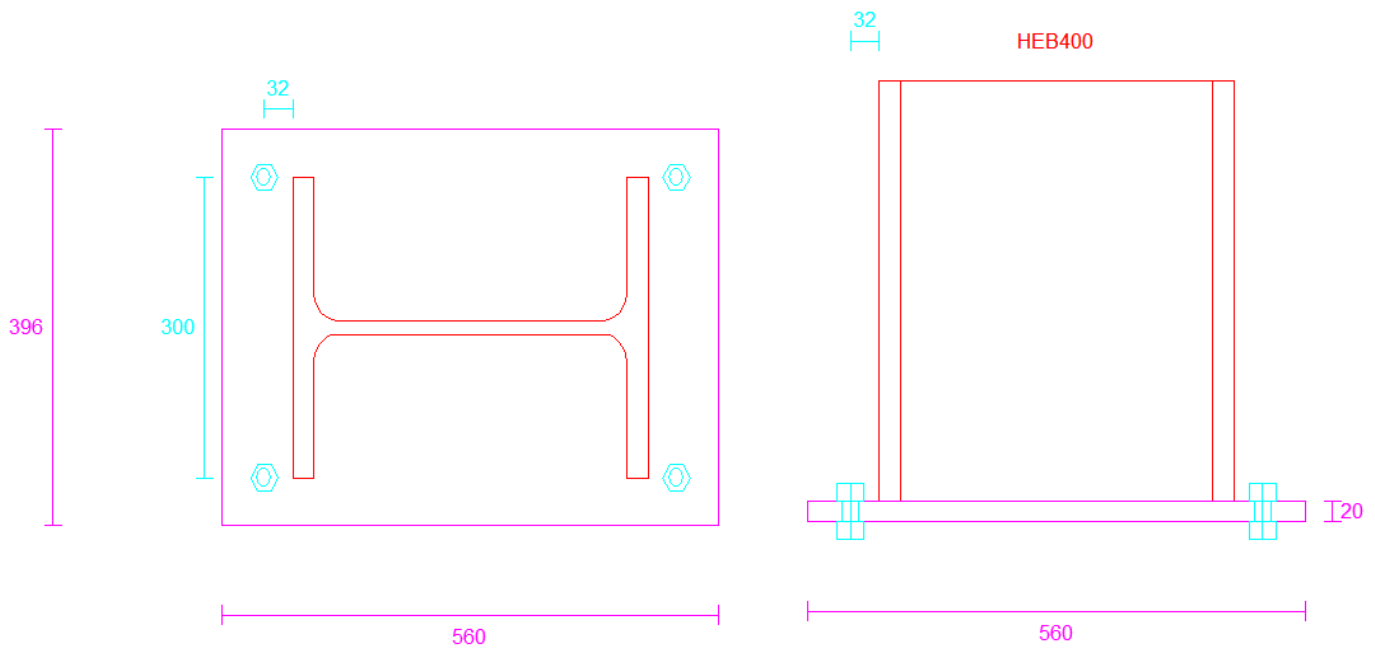
Είδος Αστοχίας	Κοχλίες	Ήλιοι
Αντοχή κοχλία σε διάτμηση	<p>A) <math>F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}</math></p> <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης τέμνει το σπείρωμα:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- για ποιότητες 4.6, 5.6 and 8.8: <math>\alpha_v = 0,6</math></li> <li>- για ποιότητες 4.8, 5.8, 6.8 and 10.9: <math>\alpha_v = 0,5</math></li> </ul> <p>B) <math>F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}</math></p> <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	<p><math>F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}</math></p> <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>	<p><math>F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}</math></p> <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	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ :** Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας  $\gamma_{M2} = 1,25$ .

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των ελέγχων που προέκυψαν από την επίλυση στο INSTANT. Οι έλεγχοι έγιναν για τις εξής περιπτώσεις συνδέσεων :

- Έδραση υποστύλωματος
- Δοκός με δοκό
- Ζύγωμα με υποστύλωμα
- Κύρια δοκός με υποστύλωμα

### 3.2.1 Σχεδιασμός έδρασης υποστύλωματος



## Αποτελέσματα

=====

INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Περιληπτική αναφορά )

=====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====

Αρχείο.....:edراسi

ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....: [ mm ]  
 Δύναμη.....: [ kN ]  
 Γωνία.....: [ deg ]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....:ENV (1993-1-1)  
 γ ΜΟ.....: 1.10

$\gamma_{Mb}$  (διάτμηση).....: 1.25  
 $\gamma_{Mb}$  (εφελκυσμός).....: 1.25  
 $\gamma_{Mw}$ .....: 1.25  
 $\gamma_{M2}$ .....: 1.25

## ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

Α.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

## ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΟΡΦΗΣ Η (ΠΑΚΤΩΣΗ)

Όνομα.....: edrasi

Περιγραφή.....:

## ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

Διατομή.....: HEB400  
 Ύψος (h).....: 400.00mm  
 Πλάτος πέλματος (bf).....: 300.00mm  
 Πάχος πέλματος (tf).....: 24.00mm  
 Πάχος κορμού (tw).....: 13.50mm  
 Ποιότητα υλικού.....: S235  
 Όριο διαρροής.....: 0.235kN/mm<sup>2</sup>

## ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

Πλευρά (hp).....: 560.00mm  
 Πλευρά (bp).....: 396.00mm  
 Πάχος (tp).....: 20.00mm  
 Ποιότητα υλικού.....: S235  
 Όριο διαρροής.....: 0.235kN/mm<sup>2</sup>  
 Πάχος συγκόλλησης στον κορμό (aw).....: 3.00mm  
 Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα (af).....: 3.00mm

## ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Ποιότητα.....: C16  
 Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.01067kN/mm<sup>2</sup>  
 Διατμητική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.00095kN/mm<sup>2</sup>  
 Μέτρο Ελαστικότητας.....: 28.00kN/mm<sup>2</sup>  
 Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_c$ .....: 1.5

## ΑΓΚΥΡΙΑ (ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ)

Διάμετρος (d).....: 16.00mm  
 Ποιότητα.....: 8.8  
 Όριο διαρροής.....: 0.640kN/mm<sup>2</sup>  
 Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης.....: 0.00mm  
 Διάμετρος αγκίστρου (D).....: 0.00mm  
 Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου (l<sub>2</sub>).....: 0.00mm  
 Μήκος αγκυρίου (H).....: 0.00mm

## ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

Αριθμός αγκυρίων.....: 4  
 Απόσταση s των αγκυρίων μεταξύ τους.....: 300.00mm  
 Απόσταση a<sub>2</sub> αγκυρίων από πέλμα υποστυλώματος...: 32.00mm

## ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

Διατομή.....:  
 Ύψος.....: 0.00mm

Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ \*\*[ edrasi ]\*\*

## ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

Υποσύλωμα	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
	177.60kN	54.57kN	139.35kNm

## ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ

Ο ουδέτερος άξονας είναι εκτός της πλάκας  
 Αριθμός εφελκυσμένων αγκυρίων.....: 0

## ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Αναπτυσσόμενη θλιπτική τάση ακμής pm.....: 0.00081kN/mm<sup>2</sup>  
 Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση.....: 0.01360kN/mm<sup>2</sup>

Λόγος  $p_m/\sigma_{bc}$ .....: 0.06  
 Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ  
 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

=====

Δεν αναπτύσσεται εφελκυστική δύναμη

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ Δέν γίνεται έλεγχος

=====

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

Δυσμενέστερη περιοχή :  
 προς την πλευρά θλιβόμενων αγκυριών  
 Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_p$  minimum).....: 9.00mm  
 Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ ( $t_p \geq t_p$  minimum)

=====

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_p$  minimum).....: 10.00mm  
 Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ ( $t_p \geq t_p$  minimum)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

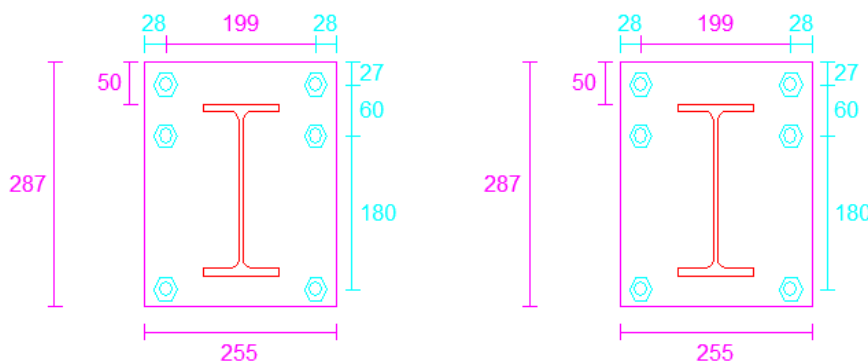
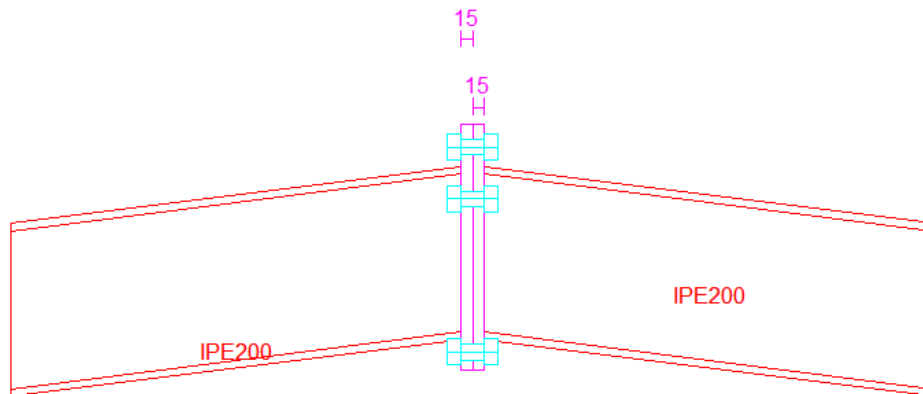
Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας.....: 3.00mm  
 Η συγκόλληση είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ  
 Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας.....: 3.00mm  
 Η συγκόλληση είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ  
 Ορθή τάση.....: 0.03289kN/mm<sup>2</sup>  
 Διατμητική τάση.....: 0.04934kN/mm<sup>2</sup>  
 Αντοχή.....: 0.23500kN/mm<sup>2</sup>  
 Λόγος.....: 0.21  
 Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

=====

Συνισταμένη θλιπτικής δράσης ( $F_c$ ).....: 177.60kN  
 Απαιτείται διατμητικό στοιχείο (ισχύει  $V > 0.3 \cdot F_c$ )

### 3.2.2. Σχεδιασμός σύνδεσης δοκού με δοκό





## Αποτελέσματα

=====

INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Περιληπτική αναφορά )

=====

### ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====

Αρχείο.....:synexeia dokou

### 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 :

ΗΜΙΑΚΑΜΠΗΤΗ ΣΥΝΕΧΕΙΑ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΡΦΙΑΣ)  
 Όνομα.....:synexeia dokou  
 Περιγραφή.....:

=====

### ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

=====

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
- $N_{sd} < 0.1 * N_{plRd}$ , όπου  
 $N_{sd}$  : αξονική δύναμη στη δοκό  
 $N_{plRd}$  : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

### ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....	IPE200
Τάξη διατομής.....	1
Ύψος (h).....	200.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....	100.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	8.50mm
Πάχος κορμού (tw).....	5.60mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....	12.00mm
Γωνία.....	6.34deg
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h').....	201.00mm
Μήκος (l).....	0.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....	2850.00mm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....	1943000.00mm <sup>4</sup>
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	194000.00mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	220600.00mm <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).....	287.40mm
Πλάτος (bp).....	255.00mm
Πάχος (tp).....	15.00mm

Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού: 50.00mm  
 Τύπος..... Προεξέχουσα

## ΚΟΧΛΙΕΣ

=====

Τύπος.....	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
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>
Πάχος κεφαλής κοχλίας.....	10.00mm
Πάχος παξιμαδιού.....	13.00mm
Ποιότητα.....	8.8
Όριο διαρροής.....	0.640kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	0.800kN/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)..... 27.00mm  
 Οριζόντια απόσταση κοχλιών  
 και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2)..... 28.00mm  
 Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών..... 199.00mm  
 Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών :

1 και 2.....	60.00mm
2 και 3.....	180.00mm

\*\*\*\*\*  
 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ \*\*[ stegi ]\*\*  
 \*\*\*\*\*

## ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)

	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Δεξιά δοκός	184.26kN	11.60kN	-141.38kNm

ΠΡΟΣΟΧΗ ! --> NSd > 0.1 \* NplRd

## ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

=====

\* Σειρά κοχλιών No.....:1  
 Τρόπος αστοχίας : Μετωπική πλάκα σε κάμψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 1]..... 168.04kN  
 \* Σειρά κοχλιών No.....:2  
 Τρόπος αστοχίας : Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 2]..... 78.06kN

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

=====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή..... 38307.64kNm  
 Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd..... 0.00  
 Η αντοχή σε ροπή είναι..... ΕΠΑΡΚΗΣ

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

=====

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd..... 68.90kN  
 Λόγος τέμνουσας VSd / αντοχή σε τέμνουσα VRd..... 0.17  
 Η αντοχή σε διάτμηση είναι..... ΕΠΑΡΚΗΣ

## ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}

=====

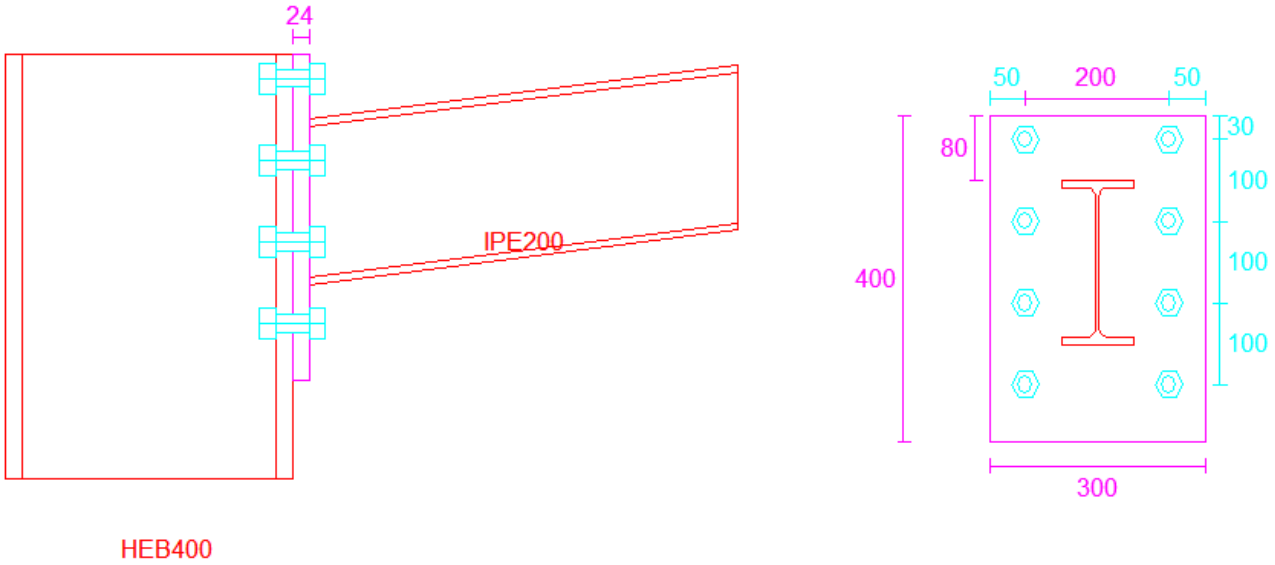
\* Στροφική ακαμψία Sj.ini.....972216.63kNm/deg  
 \* Στροφική ακαμψία Sj.sec.....324072.19kNm/deg  
 \* Ιδεατή ακαμψία Sj.....486108.31kNm/deg

## ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}

=====

\* Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3  
 για πλαστική ανάλυση

3.2.3. Σχεδιασμός σύνδεσης ζυγώματος με υποστύλωμα



Αποτελέσματα

=====  
 INSTANT  
 Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
 ( Περιληπτική αναφορά )  
 =====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====  
 Αρχείο.....:heb400  
 Ημερομηνία.....:  
 Μηχανικός.....:  
 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

=====  
 Α.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού  
 =====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΕC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :  
 ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤ.ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΧΛΙΩΤΗ)  
 Ονομα.....:heb400  
 Περιγραφή.....:  
 =====

ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

=====

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
- $Nsd < 0.1 * Np1Rd$ , όπου  
 $Nsd$  : αξονική δύναμη στη δοκό  
 $Np1Rd$  : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

#### ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....	ΙΡΕ200
Τάξη διατομής.....	1
Ύψος (h).....	200.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....	100.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	8.50mm
Πάχος κορμού (tw).....	5.60mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....	12.00mm
Γωνία.....	6.34deg
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h').....	201.00mm
Μήκος (l).....	0.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....	2850.00mm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....	19430000.00mm <sup>4</sup>
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	194000.00mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	220600.00mm <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).....	400.00mm
Πλάτος (bp).....	300.00mm
Πάχος (tp).....	24.00mm
Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού.....	80.00mm
Τύπος.....	Προεξέχουσα

#### 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.....	8.8
Όριο διαρροής.....	0.640kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	0.800kN/mm <sup>2</sup>
Το επίπεδο διάτμησης δεν διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας	

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

=====

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1).....	30.00mm
Οριζόντια απόσταση κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2).....	50.00mm
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών.....	200.00mm
Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών :	
1 και 2.....	100.00mm
2 και 3.....	100.00mm
3 και 4.....	100.00mm

#### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....	HEB400
Ύψος (h).....	400.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	24.00mm
Πάχος κορμού (tw).....	13.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....	19780.00mm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....	576800000.00mm <sup>4</sup>
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	2880000.00mm <sup>3</sup>
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	3232000.00mm <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 \*\*[ stylos stegi ]\*\*  
 \*\*\*\*\*

#### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)

	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Δεξιά δοκός	7.56kN	68.06kN	141.36kNm
Υποσύλωμα	0.00kN	0.00kN	0.00kNm

\*\*\*\*\*  
 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ  
 \*\*\*\*\*

#### ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

=====

\* Σειρά κοχλιών No.....:1  
 Τρόπος αστοχίας : Πέσμα υποστυλώματος σε κάμψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 1].....: 219.46kN  
 \* Σειρά κοχλιών No.....:2  
 Τρόπος αστοχίας : Κορμός και πέσμα δοκού σε θλίψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 2].....: 26.64kN  
 \* Σειρά κοχλιών No.....:3  
 Τρόπος αστοχίας : Κορμός και πέσμα δοκού σε θλίψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 3].....: 0.00kN

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

=====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή {J.3.6} MRd.....: 58061.28kNm  
 Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd.....: 0.00  
 Η αντοχή σε ροπή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

=====

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd.....: 620.11kN  
 Λόγος τέμνουσας VSd / αντοχή σε τέμνουσα VRd.....: 0.11  
 Η αντοχή σε διάτμηση είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

#### ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}

=====

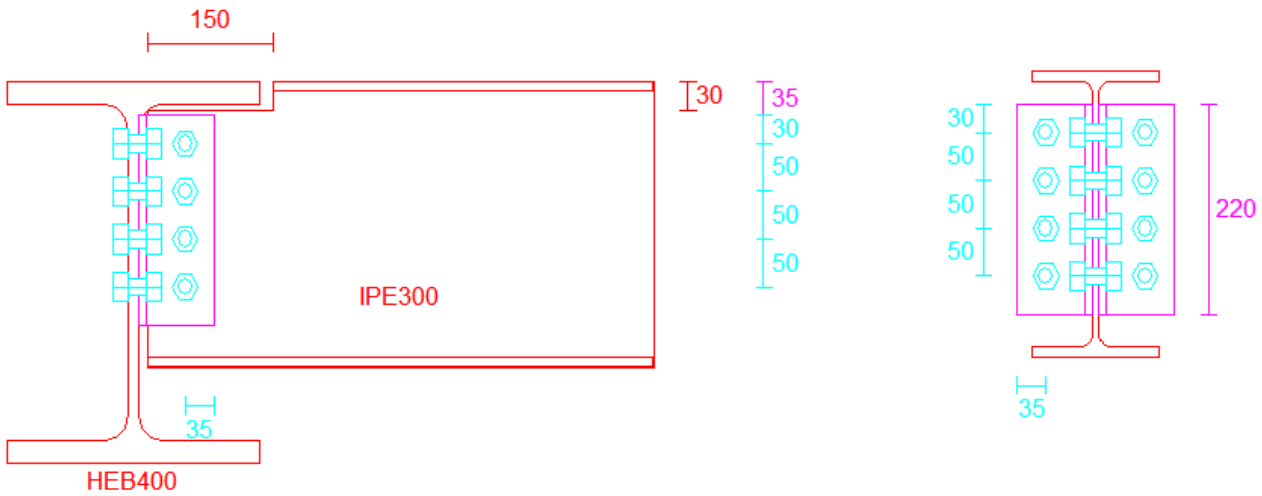
\* Ιδεατή ακαμψία Sj.....:223194.55kNm/deg

#### ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}

=====

\* Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3

### 3.2.4 Σχεδιασμός σύνδεσης κύριας δοκού – υποστρώματος



## Αποτελέσματα

=====  
 INSTANT  
 Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
 ( Περιληπτική αναφορά )  
 =====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====

Αρχείο.....:diadok  
 Ημερομηνία.....:  
 Μηχανικός.....:  
 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.....:diadok  
 Περιγραφή.....:  
 =====

ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....:	HEB400
Ύψος (h).....:	400.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	24.00mm
Πάχος κορμού (tw).....:	13.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	19780.00mm <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.....	IPE300
Ύψος (h).....	300.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....	150.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	10.70mm
Πάχος κορμού (tw).....	7.10mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....	15.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....	5380.00mm <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.....	L90x9
Εμβαδόν διατομής (A).....	1550.00mm <sup>2</sup>
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστ/α.....	90.000mm
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό.....	90.000mm
Πάχος.....	9.000mm
Μήκος γωνιακού.....	220.000mm
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).....	35.00mm

## ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
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.....	8.8
Όριο διαρροής.....	0.640kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	0.800kN/mm <sup>2</sup>
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία	
Απόσταση από άκρο (e1).....	30.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....	35.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....	50.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....	40.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....	4
Αριθμός κολονών κοχλιών.....	1

## ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
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.....	8.8
Όριο διαρροής.....	0.640kN/mm <sup>2</sup>
Όριο αστοχίας.....	0.800kN/mm <sup>2</sup>
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία	
Απόσταση από άκρο (e1).....	30.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....	35.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....	50.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....	40.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....	4
Αριθμός κολονών κοχλιών.....	1

## ΑΠΟΤΜΗΣΕΙΣ

=====

Μήκος πάνω απότμησης.....	150.00mm
Πλάτος πάνω απότμησης.....	30.00mm
Μήκος κάτω απότμησης.....	0.00mm
Πλάτος κάτω απότμησης.....	0.00mm

## ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ

=====

Πάνω πέλμα δοκού & πέλμα κύριας δοκού (qbf<sub>cf</sub>)..: 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 \*\*[ diadok ]\*\*  
 \*\*\*\*\*

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

Τέμνουσα στην δεξιά δοκό.....: 81.360kN

\*\*\*\*\*  
 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..... 120.58kN  
 Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....: 33.68kN  
 Λόγος.....: 0.28

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd.....: 57.60kN  
 Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....: 16.84kN  
 Λόγος.....: 0.29

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd.....: 53.01kN  
 Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....: 33.68kN  
 Λόγος.....: 0.64

\* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 221.48kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 40.68kN  
 Λόγος.....: 0.18

\* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 210.31kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 81.36kN  
 Λόγος.....: 0.39

\* Αντοχή σε διάτμηση δοκού {5.4.6}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 316.62kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 81.36kN  
 Λόγος.....: 0.26

\* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών..... 60.29kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 10.17kN  
 Λόγος.....: 0.17

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας..... 57.60kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 10.17kN  
 Λόγος.....: 0.18

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας..... 105.12kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 10.17kN  
 Λόγος.....: 0.10

\* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 221.48kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 40.68kN  
 Λόγος.....: 0.18

\* Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού {5.4.6}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 732.66kN  
 Διατμητική Δύναμη.....: 81.36kN  
 Λόγος.....: 0.11

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

\* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}

Λόγος.....: 0.64 < 1.00

Η αντοχή είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ





**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

- Ευρωκώδικας 1: “Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές”, Μέρος 1-1: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, ENV 1991-1: 1994, Εκδόσεις Τ.Ε.Ε. Αθήνα 1997
- Ι. Χ. Ερμόπουλου, “Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής”, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 1997.
- Ευρωκώδικας 3: “Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα”, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, , CEN, prENV 1993-1-1: 2003
- Ευρωκώδικας 3: “Design of steel structures”, Part 1.8: Design of joints , CEN, prENV 1993-1-8: 2003.
- “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός” (Ε.Α.Κ.), Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2001.
- Α. Ν. Κουνάδη, “Σιδηρές κατασκευές, Συμπεριφορά και ανάλυση”, Τόμοι Ι και ΙΙ, Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα 1999.
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, “Σιδηρές Κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3”, Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 1997.
- Ι. Χ. Ερμόπουλου, “Στοιχεία σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών”, Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2000.
- Ιωάννης Βάγιας, “Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα”, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2001.
- Π. Γ. Καρύδη, “Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας”, Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 1996.
- Δ. Παπασταματίου, Ι. Ψυχάρης, “Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας”, Εκδόσεις Εθνικού Πολυτεχνείου, Αθήνα 2001.
- Ι.Θ. Κατσικαδέλης, “Δυναμική των Κατασκευών”, Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2003.
- Εγχειρίδια Προγραμμάτων SOFISTIK, INSTANT.

