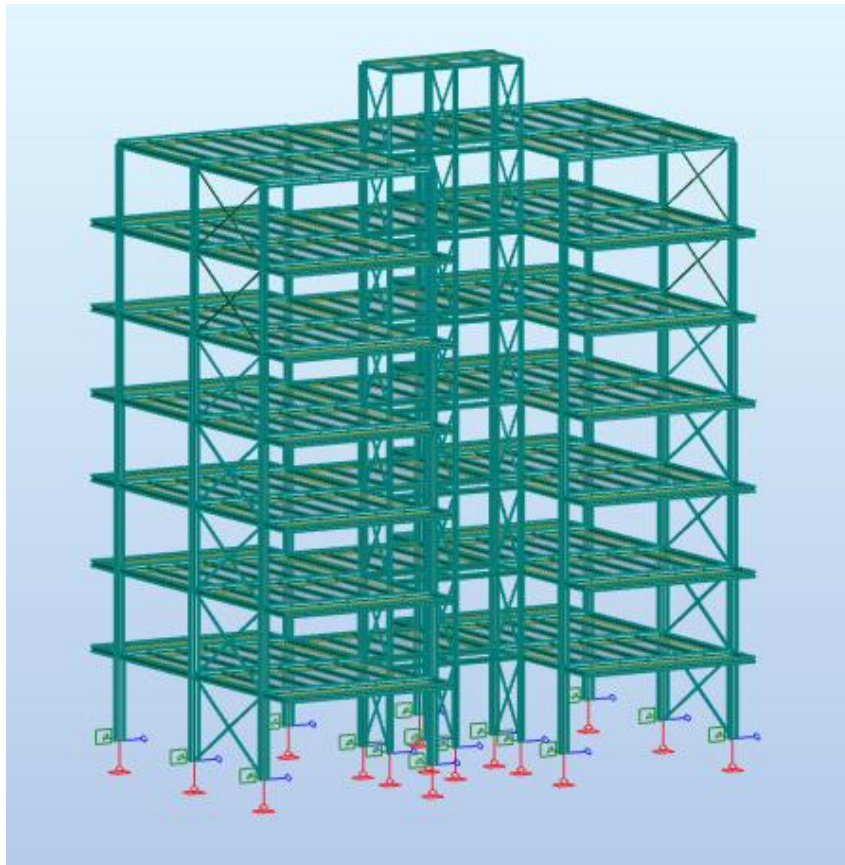




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

*Σχεδιασμός εξαώροφου μεταλλικού κτιρίου  
κατοικιών με συνδέσμους δυσκαμψίας*



Διπλωματική Εργασία

Άγγελος Λ. Γιαννακόπουλος

ΕΜΚ ΔΕ 2018/27

Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος, Λέκτορας ΕΜΠ

Αθήνα, Νοέμβριος 2018



Γιαννακόπουλος Άγγελος (2018)  
Σχεδιασμός εξάωροφου μεταλλικού κτιρίου κατοικιών με συνδέσμους δυσκαμψίας  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/27  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Giannakopoulos Angelos (2018)  
Design of a six-storey steel residential building with stiff connectors  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2018/27  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη.....	7
Abstract .....	9
Ευχαριστίες.....	11
1 Εισαγωγή.....	13
1.1 Γενικά.....	13
1.2 Περιγραφή της κατασκευής .....	13
1.3 Υλικά Κατασκευής.....	15
2 Δράσεις.....	17
2.1 Μόνιμες Δράσεις .....	17
2.2 Κινητά Φορτία .....	18
2.3 Δράσεις Χιονιού.....	19
2.4 Δράσεις Ανέμου.....	22
2.5 Σεισμικές δράσεις.....	43
2.6 Συνδυασμοί Δράσεων.....	47
3 Σχεδιασμός και ανάλυση κατασκευής.....	50
3.1 Στατικό προσομοίωμα.....	50
3.2 Στατική Ανάλυση.....	51
3.3 Δυναμική Ανάλυση .....	51
4 Έλεγχος και διαστασιολόγηση κατασκευής.....	54
4.1 Κατηγορία διατομών .....	54
4.2 Σύμμικτες πλάκες.....	57
4.3 Σύμμικτες Διαδοκίδες.....	61
4.4 Δοκοί πλαισίων ροπής.....	69
4.5 Δοκοί πλαισίων με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.....	72
4.6 Υποστυλώματα .....	75
4.7 Ικανοτικοί Έλεγχοι .....	82
4.7.1 Έλεγχος πλαισίου με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (Σεισμός κατά Υ) .....	82
4.7.2 Έλεγχος πλαισίου ροπής (Σεισμός κατά Χ) .....	90
5 Συνδέσεις.....	95
6 Συμπεράσματα .....	103



## **Σχεδιασμός εξάρωφου μεταλλικού κτιρίου κατοικιών με συνδέσμους δυσκαμψίας**

Γιαννακόπουλος Άγγελος (Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος)

### **Περίληψη**

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός ενός εξάρωφου μεταλλικού κτιρίου. Το κτίριο βρίσκεται στην περιοχή της Πετρούπολης Αττικής και προορίζεται για κατοικίες.

Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από μεταλλικά στοιχεία και στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, τα δάπεδα των ορόφων αποτελούνται από σύμμικτες πλάκες οι οποίες είναι διατμητικά συνδεδεμένες με δευτερεύουσες δοκούς και προσφέρουν διαφραγματική λειτουργία. Στη μια κύρια διεύθυνση της κατασκευής έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας για την εξασφάλιση της αμεταθετότητας των πλαισίων και την απαιτούμενη πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής. Ο υπόλοιπος φορέας αποτελείται από μεταλλικές δοκούς και μεταλλικά υποστυλώματα.

Η ανάλυση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis της Autodesk. Η μελέτη βασίστηκε στις ισχύουσες διατάξεις των Ευρωκωδίκων και του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΕΑΚ 2000). Ο υπολογισμός των δράσεων καθώς ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση των μελών και των συνδέσεων έγινε ώστε να ικανοποιούνται όλες οι διατάξεις των κανονισμών.





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

Diploma Thesis  
EMK ΔΕ 2018/27

## **Design of a six-storey steel residential building with stiff connectors**

Giannakopoulos Angelos (Supervised by Thanopoulos Pavlos)

### **Abstract**

The subject of this diploma thesis is the design and structural analysis of a six-storey steel building. The building is located in the area of Petroupoli, Attica and is intended for residential use.

The bearing structure consists of steel and reinforced concrete components. In particular, the floors of the building are composed of composite slabs which are shear-bonded to secondary beams and act as rigid diaphragm. In one main direction of construction, vertical stiffeners have been installed to ensure the integrity of the frames and the required lateral stiffness of the structure. The rest of the bearing structure consists of steel beams and steel columns.

The analysis of the construction was carried out with the help of the Autodesk Robot Structural Analysis program. The design and the analysis were based on the current provisions of the Eurocodes and the Greek Seismic Regulation (EAK 2000). The assessment of the actions, the dimensioning of the members and the connections were made in order to satisfy all the provisions of the regulations.



## Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την άψογη συνεργασία μας καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου, Λεωνίδα και Ευανθία, τα αδέρφια μου Γιάννη και Έφη, που με υποστήριξαν όλα αυτά τα χρόνια και με βοηθούν να κάνω τις επιθυμίες μου πραγματικότητα, καθώς και τους φίλους μου, Αλέξανδρο, Γιάννη και Γιώργο για την βοήθεια και συμπαράστασή τους, τόσο κατά την διάρκεια των σπουδών μου όσο και για την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω από καρδιάς, την Δέσποινα που με το ενδιαφέρον, την αγάπη και την υπομονή της, με υποστήριξε με το δικό της τρόπο, στην ολοκλήρωση των σπουδών μου.



# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Το αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού κτιρίου.

Συγκεκριμένα, η αρχιτεκτονική έμπνευση προέκυψε από ήδη υπάρχον κτίριο με φέρων οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Βρίσκεται στην περιοχή της Πετρούπολης Αττικής και προορίζεται για οικογενειακές κατοικίες.

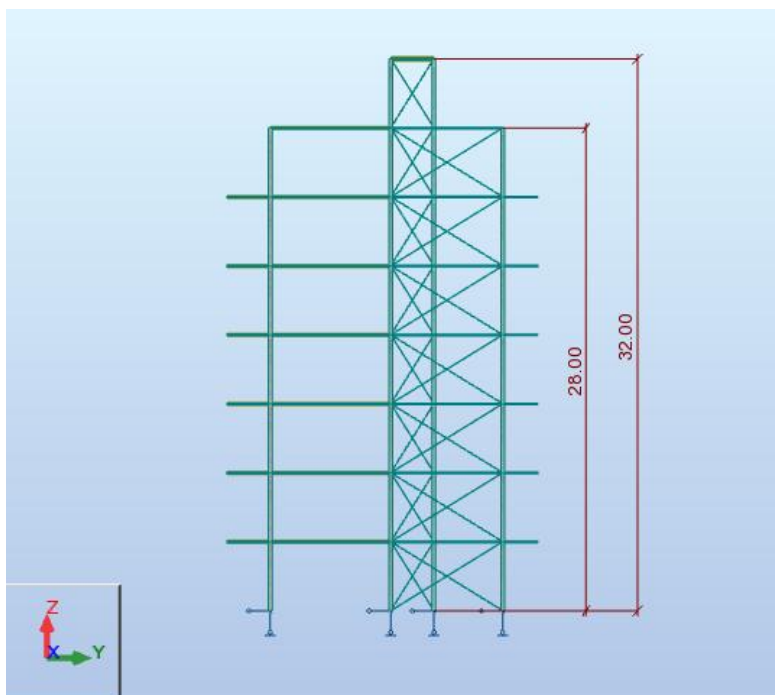
Ο φορέας αποτελείται από μεταλλικές δοκούς, οι οποίες έχουν σύμμικτη λειτουργία με την πλάκα σκυροδέματος των ορόφων, μεταλλικά υποστυλώματα και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, οι οποίοι τοποθετήθηκαν για να εξασφαλίσουν την απαιτούμενη πλευρική δυσκαμψία της κατασκευής.

Για τον σχεδιασμό και την μελέτη του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν οι εξής ισχύοντες κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ 2000)

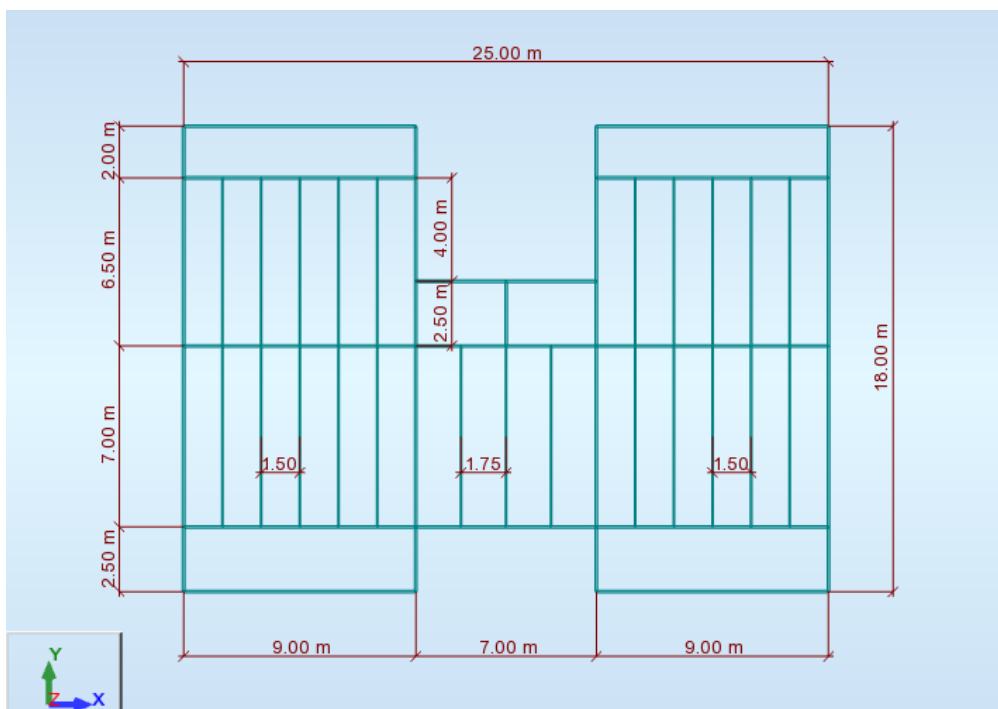
## 1.2 Περιγραφή της κατασκευής

Το εξεταζόμενο πολυώροφο κτίριο αποτελείται από 6 ορόφους, συνολικού ύψους 28 m. Το κλιμακοστάσιο καθώς και ο ανελκυστήρας συνεχίζουν καθ' ύψος επί της στέγης με αποτέλεσμα το τελικό ύψος να ανέρχεται στα 32 m. Το στατικό ύψος κάθε ορόφου επιλέχθηκε 4 m για να έχουμε επαρκή διαφορά μεταξύ ολικού ύψους και καθαρού ύψους, εξαιτίας των υλικών που παρεμβάλλονται ενδιάμεσα (σωληνώσεις, επικαλύψεις, φωτισμός, ψευδοροφή, πλάκα σκυροδέματος κλπ.).



Σχήμα 1.1: Όψη κτιρίου κατά επίπεδο YZ

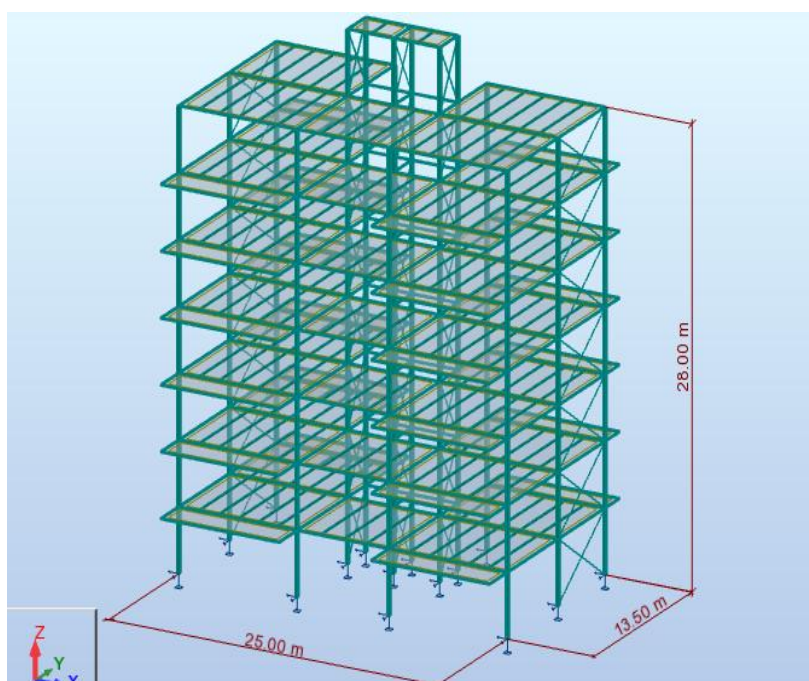
Η κάτοψη του κτιρίου σε κάθε όροφο είναι ίδια. Αποτελείται από 4 εξώστες (μπαλκόνια) και είναι συνολικού εμβαδού 390,5 m<sup>2</sup>.



Σχήμα 1.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου

Κάθε όροφος αποτελείται από σύμμικτη πλάκα (τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα) συνολικού πάχους 0,15 m, η οποία εδράζεται μέσω διατμητικών ήλων πάνω σε δευτερεύουσες δοκούς (διαδοκίδες) προσφέροντας διαφραγματική λειτουργία στο οριζόντιο επίπεδο. Οι διαδοκίδες εδράζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες δοκούς και έχουν τον διαμήκη άξονα τους στον καθολικό άξονα Y. Οι κύριες δοκοί στηρίζονται στα υποστυλώματα και σχηματίζουν πλαίσια ροπής.

Στην διεύθυνση Y έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι οποίοι καλούνται να παραλάβουν τις οριζόντιες δράσεις σε αυτή την διεύθυνση.



Σχήμα 1.3: Προοπτικό του κτιρίου

### 1.3 Υλικά Κατασκευής

#### Δομικός Χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S355 με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Ειδικό βάρος  $\gamma=78,5 \text{ kN/m}^3$
- Όριο διαρροής  $f_y=355 \text{ MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή  $f_u=510 \text{ MPa}$
- Μέτρο ελαστικότητας  $E=210000 \text{ MPa}$
- Λόγος Poisson  $\nu=0,3$
- Μέτρο διάτμησης  $G=E/[2(1+\nu)]=81000 \text{ MPa}$
- Συντ. θερμικής διαστολής  $\alpha=12 \times 10^{-6}$  (για  $T < 1000^\circ\text{C}$ )

#### Σκυρόδεμα

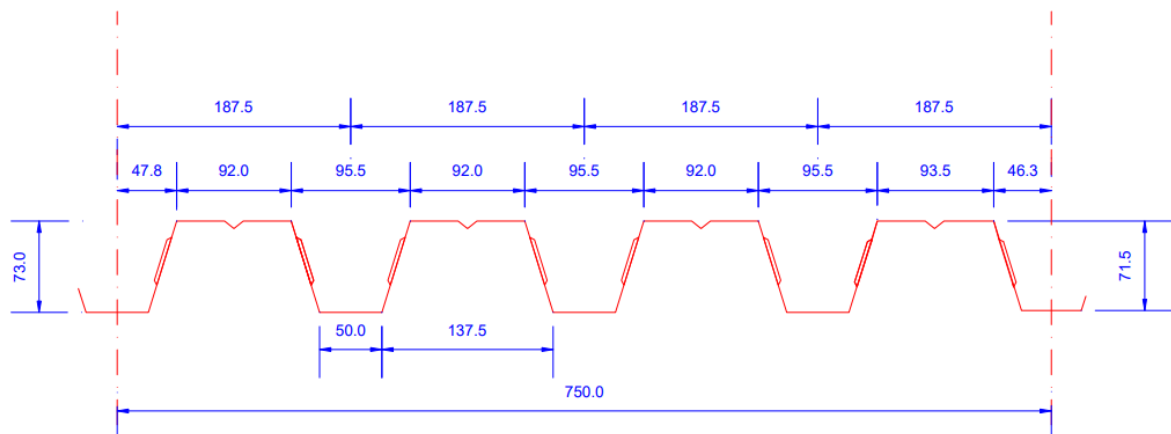
Για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C25/30, του οποίου οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας  $E=31 \text{ GPa}$
- Ειδικό βάρος  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
- Αντοχή  $f_{ck}=25 \text{ MPa}$

#### Χαλυβδόφυλλο

Χρησιμοποιήθηκε το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι τραπεζοειδούς σχήματος, ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

- Όριο διαρροής  $f_{yp}=320 \text{ MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή  $f_{up}=390 \text{ MPa}$



Σχήμα 1.4: Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

#### Ποιότητα Κοχλίων

Στις μεταλλικές συνδέσεις χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες ποιότητας 8.8 με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Όριο διαρροής  $f_{yb}=640 \text{ MPa}$
- Εφελκυστική αντοχή  $f_{ub}=800 \text{ MPa}$





## 2 Δράσεις

Ο φορέας σχεδιάζεται να αντιμετωπίζει με ικανοποιητικό βαθμό αξιοπιστίας όλες τις δράσεις και επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και την διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος καθ' όλη την διάρκεια της χρήσης για την οποία προορίζεται. Ανάλογα με την χρήση, την μορφή και την θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις για την ανάλυση του φορέα, προκειμένου να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη.

Οι δράσεις που ασκήθηκαν στην κατασκευή υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 (EN 1991) και ταξινομούνται στις παρακάτω κατηγορίες ανάλογα με τον χρόνο:

- Μόνιμες (G) (permanent)
- Μεταβλητές (Q) (variable)
- Τυχηματικές (A) (accidental)

### 2.1 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο μόνιμες δράσεις νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλες οι κατακόρυφες δράσεις που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Οι δράσεις που λήφθηκαν υπόψη ως μόνιμες είναι οι εξής:

- Το σύνολο του **ίδιου βάρους της κατασκευής** και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής (δοκοί, υποστυλώματα) τα οποία υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα ανάλυσης **Robot Structural Analysis**  $78,5 \text{ kN/m}^3$  για δομικό χάλυβα.
- **Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος:**  $g_{\text{πλ.}} = 2,8 \text{ kN/m}^2$ . Συγκεκριμένα με την χρήση του λογισμικού **Symdeck Designer** προέκυψε:

$h=0,15 \text{ cm}$  (πάχος πλάκας με χαλυβδόφυλλο)

$t=0,75 \text{ mm}$  &  $h_p=73 \text{ mm}$  (πάχος και ύψος χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73)

Μέσο πάχος πλάκας:  $0,15-0,073 \cdot 0,5 = 0,1135 \text{ m}$

$g_{\text{πλ.}} = 0,1135 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 2,8 \text{ kN/m}^2$

- Πρόσθετα Μόνιμα Φορτία:  
 $G1 = 0,7 \text{ kN/m}^2$  (επικαλύψεις πατωμάτων, ψευδοροφή)  
 $G2 = 10,5 \text{ kN/m}$  (περιμετρική τοιχοποιία, γραμμικό φορτίο στις περιμετρικές δοκούς)  
 $G3 = 0,8 \text{ kN/m}^2$  (πρόσθετο φορτίο για εξώστες, βατή & μη βατή στέγη, περιλαμβάνει επικαλύψεις, κάγκελα, κλπ.)  
 $G4 = 0,8 \text{ kN/m}$  (ίδιο βάρος κλιμακοστασίου, γραμμικό φορτίο στις περιμετρικές δοκούς)

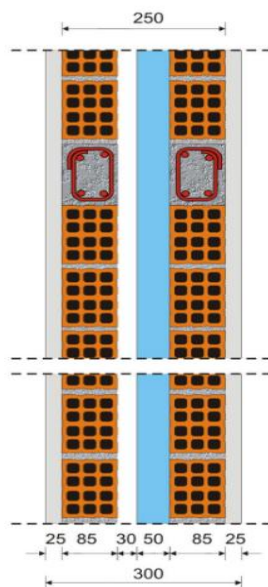
## Διαμόρφωση εσωτερικής τοιχοποιίας

Όρθια διπλή διαμόρφωση με σενάζ, μόνωση και σοβά.

$G = 2,90 \text{ kN/m}^2$  (ίδιο βάρος διαμόρφωσης)

Καθαρό ύψος ορόφου  $4 \text{ m} - 0,40 \text{ m} = 3.60 \text{ m}$

$G2 = 2,90 \cdot 3,60 = 10,50 \text{ kN/m}$



Σχήμα 2.1: Διαμόρφωση εσωτερικής τοιχοποιίας

## 2.2 Κινητά Φορτία

Τα επιβαλλόμενα φορτία των κτιρίων είναι ομοιόμορφα διανεμημένα ( $q_k$ ) ή συγκεντρωμένα ( $Q_k$ ) και οφείλονται είτε σε κανονική χρήση του κτιρίου από ανθρώπους, είτε σε έπιπλα, κινητά αντικείμενα, μηχανήματα και οχήματα. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους και για το λόγο αυτό προσδιορίζονται στατιστικά με τιμές που προκύπτουν από τους κανονισμούς. Οι μεταβλητές δράσεις, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένες και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι δυσμενείς φορτίσεις

Προκειμένου να γίνει ο καθορισμός των επιβαλλόμενων φορτίων οι επιφάνειες των κτιρίων κατατάσσονται σε κατηγορίες, αναλόγως με την χρήση τους.

Οι εσωτερικές επιφάνειες της κατασκευής μας καθώς και η βατή στέγη, σύμφωνα με τον **EN 1991-1-1, πίνακα 6.1** είναι **κατηγορίας Α**. Επιπλέον η μη βατή στέγη (οροφή δώματος) είναι **κατηγορίας Η**. Τα συγκεντρωμένα φορτία θα αγνοηθούν.

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες χρήσης επιφανειών κτιρίων

Κατηγορία	Ειδική Χρήση	Παράδειγμα
A	Επιφάνειες κατοικιών και παρόμοιων δραστηριοτήτων	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και οικιών, Υπνοδωμάτια και θάλαμοι νοσοκομείων, κουζίνες και τουαλέτες.

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες χρήσης οροφών

Κατηγορία	Ειδική χρήση
H	Οροφές προσιτές μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές.

Πίνακας 2.3: Επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων κτιρίων

Φορτιζόμενες επιφάνειες	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
<b>Κατηγορία A</b>		
Δάπεδα	2,0	2,0
Κλίμακες	3,5	2,0
Εξώστες	5,0	3,0

Πίνακας 2.4: Επιβαλλόμενα φορτία σε στέγες

Στέγη	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
<b>Κατηγορία H</b>	0,5	1,0

Επομένως, σύμφωνα με τους παραπάνω πίνακες από το εθνικό προσάρτημα (EN 1991-1-1) προέκυψαν τα παρακάτω ωφέλιμα φορτία:

- Εσωτερικά δάπεδα & βατή στέγη:  $Q_1 = 2 \text{ kN/m}^2$
- Μη βατή στέγη:  $Q_2 = 0.5 \text{ kN/m}^2$
- Εξώστες:  $Q_3 = 5 \text{ kN/m}^2$
- Σκάλες:  $Q_4 = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Επίσης ως κινητό φορτίο χρησιμοποιήθηκε και επιπλέον φορτίο που λαμβάνει υπόψη τα οποιαδήποτε εσωτερικά ενδιάμεσα χωρίσματα στους ορόφους. Στο κτίριο μας λήφθηκε το φορτίο αυτό ως  $Q_5 = 0,8 \text{ kN/m}^2$ , σύμφωνα με τον σημείωση 6.2.(8) του EN 1991-1-1.

### 2.3 Δράσεις Χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονόπτωσης προσδιορίζονται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 - Μέρος 1.3 (EN 1991-1-3). Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500m. Θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις (όπως αυτές ορίζονται στο EN 1990). Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνηθών στατιστικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, οι ακραίες τιμές αυτές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

## Φορτίο Χιονιού

Το φορτίο  $s$  θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

$$s = \mu_i \cdot C_i \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

Όπου:

$\mu_i$ : ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού.

$s_k$ : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους.

$C_e$ : ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με **1,00**.

$C_t$ : ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης λαμβάνεται ίσος με **1,00**.

## Χαρακτηριστική τιμή Φορτίου Χιονιού

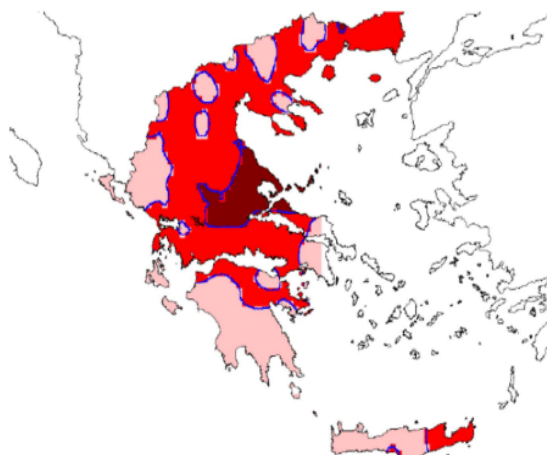
$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) \quad (2.2)$$

$s_{k,0}$ : η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για  $A=0$ ), σε  $\text{kN/m}^2$

$A$ : είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, σε  $\text{m}$ .

Το υψόμετρο της Πετρούπολης, Αττικής είναι  $A = 140 \text{ m}$  (σύμφωνα με το Wikipedia). Η Αττική ανήκει στην **Ζώνη Ι** χιονιού, με χαρακτηριστική τιμή  $s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$  (σύμφωνα με τον παρακάτω χάρτη).

Συνεπώς σύμφωνα με τη Σχέση (2.2) προκύπτει:  $s_k = 0,409 \text{ kN/m}^2$

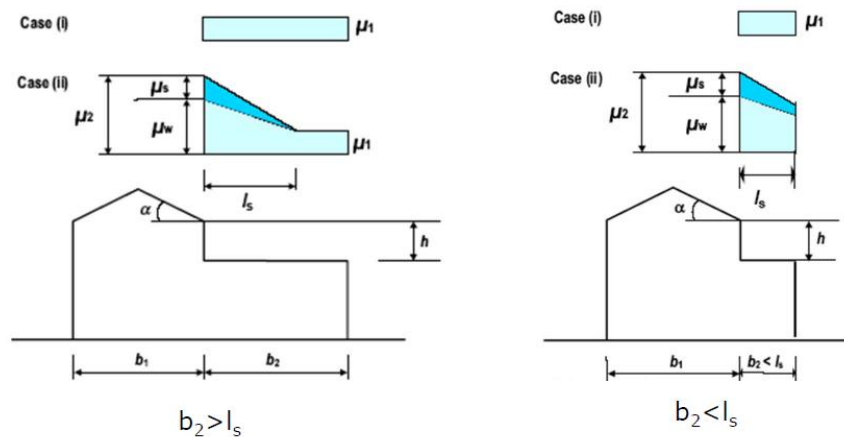


Ζώνη	$s_{k,0}$ ( $\text{kN/m}^2$ )
1	0,4
2	0,8
3	1,7

Σχήμα 2.2: Εθνικές ζώνες χιονιού (Παράρτημα C, EN 1991-1-3)

## Συντελεστής Μορφής Φορτίου Χιονιού

Για στέγες με απότομες αλλαγές ύψους όπου είναι πιθανή η συγκέντρωση χιονιού λόγω ανέμου ή ολίσθησης από υψηλότερη στέγη, η κατανομή δίνεται από το παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 2.3: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού για απότομες αλλαγές του ύψους στεγών

Οι συντελεστές μορφής είναι οι ακόλουθοι:

- $\mu_1 = 0,80$  : η χαμηλότερη στέγη είναι επίπεδη
- $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$  : όπου  $\mu_s$  είναι ο συντελεστής μορφής λόγω ολίσθησης, ισούται με 0 γιατί  $\alpha = 0$  και  $\mu_w$  είναι ο συντελεστής μορφής λόγω ανέμου.

Ο συντελεστής  $\mu_w$  προσδιορίζεται από την σχέση:

$$\mu_w = \frac{(b_1 + b_2)}{2 \cdot h} \quad (2.3)$$

με τον περιορισμό:  $0,80 \leq \mu_w \leq 4,0$

όπου  $\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$  (πυκνότητα χιονιού), και  $l_s = 2h$ , με τον περιορισμό:  $5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$

- **Διεύθυνση γ-γ:**  $b_1 = 2,5 \text{ m}$  &  $b_2 = 7 \text{ m}$ ,  $l_s = 2h = 8 \text{ m}$   
Επομένως  $\mu_{w,\gamma} = 1,1875 \leq 4,0$   
Επειδή  $b_2 < l_s$ ,  $\mu_1' = 0,848$  (υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή)
- **Διεύθυνση x-x:**  $b_1 = 7 \text{ m}$  &  $b_2 = 9 \text{ m}$ ,  $l_s = 2h = 8 \text{ m}$   
Επομένως  $\mu_{w,x} = 2 \leq 4,0$

## Τελικό Φορτίο Χιονιού

Το τελικό φορτίο χιονιού προκύπτει από τη Σχέση (2.1) ίσο με:

$$s_1 = 0,327 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{w,\gamma} = 0,486 \text{ kN/m}^2 \quad \& \quad s_{1,\gamma} = 0,347 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{w,x} = 0,818 \text{ kN/m}^2$$

## 2.4 Δράσεις Ανέμου

Ως φορτίο ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου. Από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις προκύπτουν δυνάμεις κάθετες προς την προσβαλλόμενη επιφάνεια. Ο Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4 Δράσεις ανέμου, παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα Πολιτικού Μηχανικού. Οι δράσεις του ανέμου επί των κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων τους προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις εξωτερικές όσο και τις εσωτερικές πιέσεις ανέμου, ταυτόχρονα.

Οι **βασικές παράμετροι** που λαμβάνονται υπόψη είναι:

- **Πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p$**  (η χαρακτηριστική πίεση λόγω της ταχύτητας του ανέμου σε αδιατάρακτο πεδίο)
- **Κατάλληλοι αεροδυναμικοί συντελεστές** (συντελεστές πίεσης ανέμου ή συντελεστές δύναμης).

### Βασική Ταχύτητα Ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους.

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{b,0} = 27 \text{ m/s} \quad (2.4)$$

Όπου:

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

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

$V_{b,0}$  : είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου ορίζεται σε **27 m/s** για τις περιοχές με απόσταση μεγαλύτερη των 10 km από την ακτή (πλην των νησιών).

### Μέση Ταχύτητα Ανέμου

Η μέση ταχύτητα ανέμου, σε ύψος **Z** πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση.

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot V_b \quad (2.5)$$

Όπου:

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

$c_r(z)$  : είναι ο συντελεστής τραχύτητας. Λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση κατασκευής λόγω τους ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.6)$$

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους}) \quad (2.7)$$

Οι προτεινόμενες τιμές για το μήκος τραχύτητας  $z_0$  και το ελάχιστο ύψος  $z_{min}$  δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.5: Προτεινόμενες τιμές  $z_0$  και  $z_{min}$

Κατηγορία εδάφους		$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	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) σε απόσταση μεταξύ τους 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 πού 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωρία, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV V	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m	1.0	10

Η περιοχή που τοποθετείται η κατασκευή είναι **Κατηγορίας εδάφους IV**, οπότε  $z_0 = 1$  m και  $z_{min} = 10$  m.

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

$z_1 = 28$  m (ύψος κτιρίου, χωρίς δώμα)

$z_2 = 32$  m (ύψος κτιρίου με δώμα)

Επομένως για  $z_1$  από Σχέση (2.7),  $k_r = 0,234$  και από Σχέση (2.6),  $c_r(z_1) = 0,780$ .

Η μέση ταχύτητα ανέμου, από τη Σχέση (2.5), είναι  $V_m(z_1) = 21,06$  m/s.

Για  $z_2$  από (2.7),  $k_r = 0,234$  και από (2.6),  $c_r(z_2) = 0,810$ .

Η μέση ταχύτητα ανέμου, από την σχέση (2.5), είναι  $V_m(z_2) = 21,87$  m/s.

### Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p$

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z) \quad (2.8)$$

Όπου:

$\rho$ : η πυκνότητα του αέρα και λαμβάνεται ίση με  $0,00125$  Mg/m<sup>3</sup>

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

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2.9)$$

Όπου:

$k_1$  : συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0).

Από τη Σχέση (2.9), έχουμε:  $I_v(z_1) = 0,300$  και από τη Σχέση (2.8) προκύπτει ότι  $q_p(z_1) = 0,859 \text{ kN/m}^2$ .

Αντίστοιχα για  $z_2 = 32 \text{ m}$ , έχουμε  $I_v(z_2) = 0,289$  και  $q_p(z_2) = 0,903 \text{ kN/m}^2$ .

### Συντελεστής Εξωτερικής Πίεσης

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$  για δύο χαρακτηριστικές τιμές, για  $1 \text{ m}^2$  και για  $10 \text{ m}^2$ .

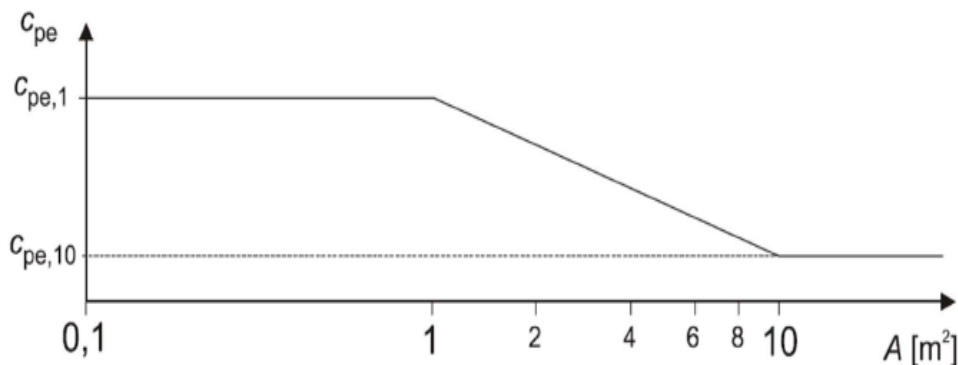
Ως φορτιζόμενη επιφάνεια, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του.

Στο Σχήμα 2.4 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης  $c_{pe}$  συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας και οι τιμές που προκύπτουν για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης είναι:

- $c_{pe} = c_{pe,1}$  για  $A \leq 1 \text{ m}^2$  (2.10)

- $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$  για  $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$  (2.11)

- $c_{pe} = c_{pe,10}$  για  $A \geq 10 \text{ m}^2$  (2.12)

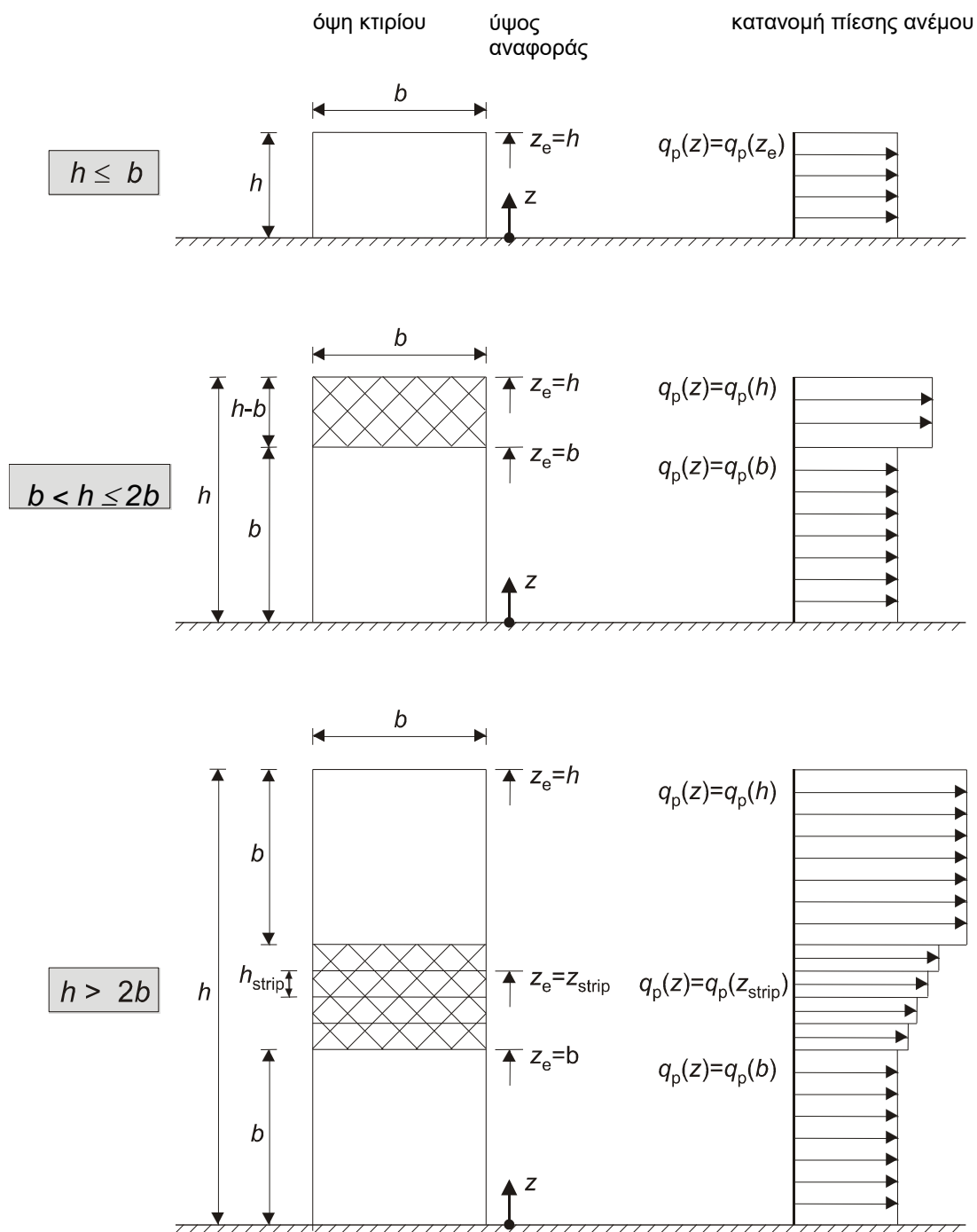


Σχήμα 2.4: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίριο, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$

### Εξωτερικές πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους με ορθογωνική κάτοψη

Στο παρακάτω Σχήμα (2.5) φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς  $z_e$  για τους προσημένους τοίχους, ανάλογα με τη σχέση μεταξύ του ύψους  $h$  και του πλάτους  $b$  του κτιρίου.

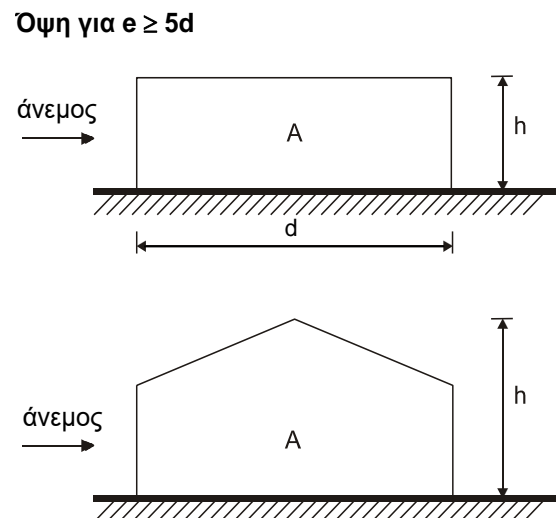
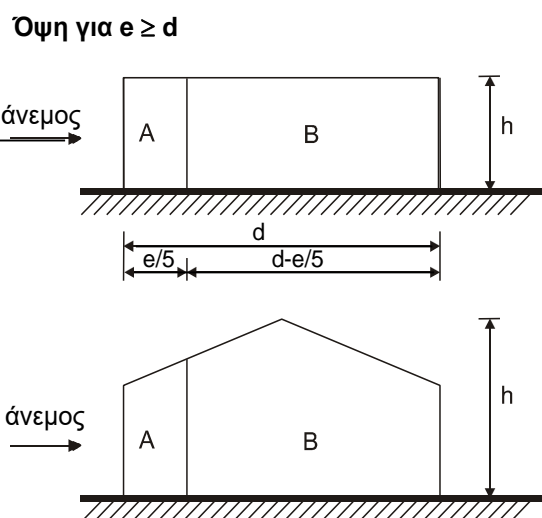
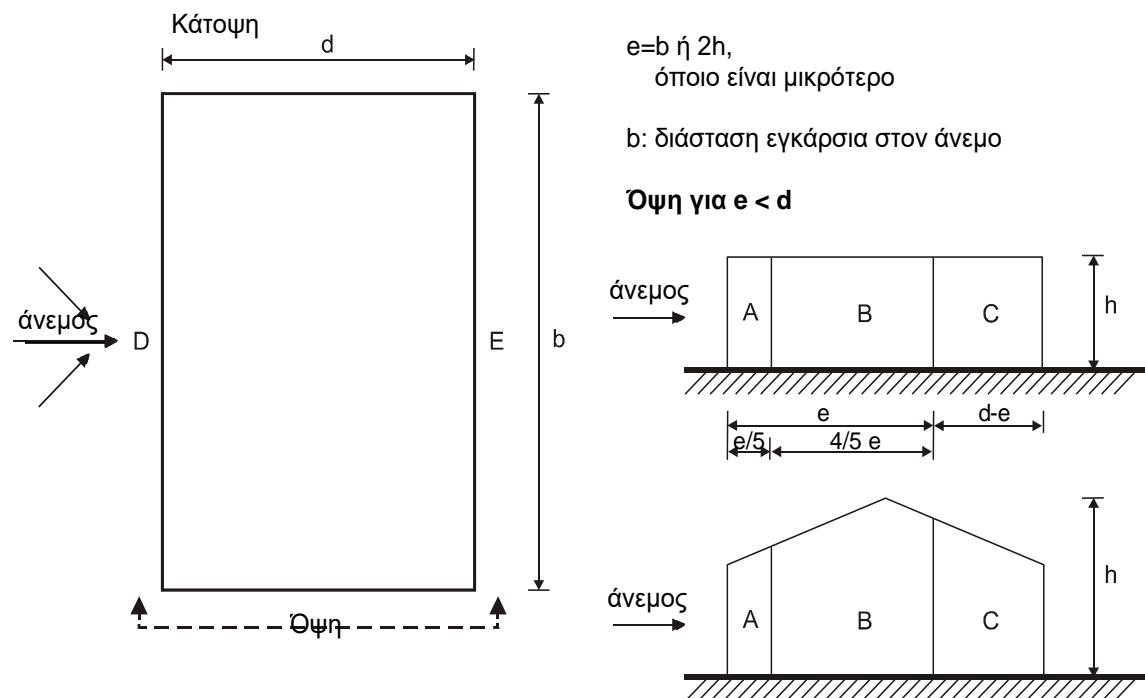




Σχήμα 2.5: Ύψη αναφορά  $z_e$  συναρτήσει των  $h$  και  $b$ , και κατανομή πιέσεων

Για λόγους ασφαλείας και απλούστευσης θα θεωρήσουμε την πίεση αιχμής σταθερή από την βάση έως τα 28 m ως  $q_p(z_1) = 0,859 \text{ kN/m}^2$  και από τα 28 m έως τα 32 m (δώμα) ως  $q_p(z_2) = 0,903 \text{ kN/m}^2$ .

Στους υπήνεμους και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου. Στο Σχήμα 2.6 φαίνονται οι ζώνες υποδιαίρεσης των κατακόρυφων επιφανειών και στον πίνακα 2.6 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe,10}$  και  $c_{pe,1}$  συναρτήσει του λόγου  $h/d$  και των ζωνών υποδιαίρεσης των κατακόρυφων τοίχων της κατασκευής.



Σχήμα 2.6: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 2.6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

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

Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

## Εξωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από την σχέση:

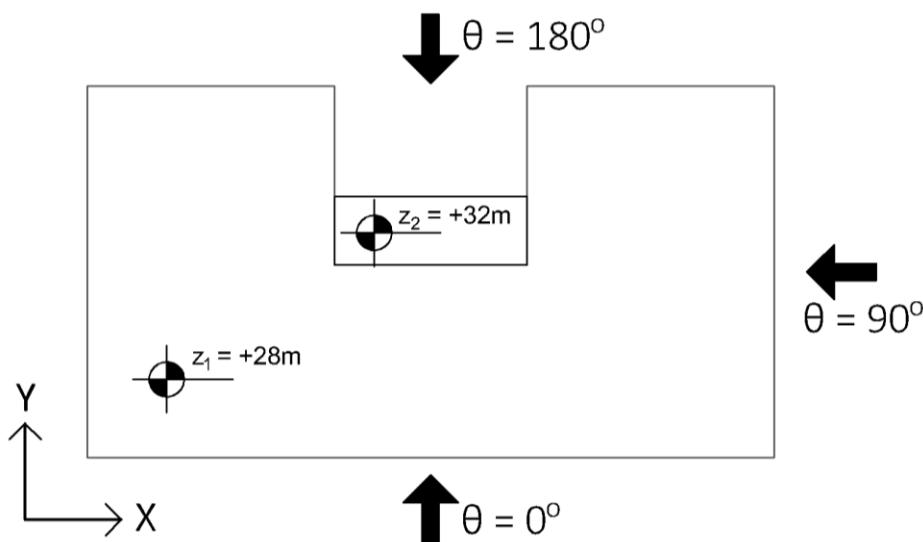
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.13)$$

## Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων

Για την κατασκευή μας θα μελετηθούν 3 διευθύνσεις ανέμου εξαιτίας της ανομοιομορφίας του κτιρίου και της διαφορετικής κατανομής των φορτίων σε κάθε τμήμα. Οι διευθύνσεις που θα αναλυθούν:

- $\theta = 0^\circ$  (κατά +Y)
- $\theta = 90^\circ$  (κατά -X)
- $\theta = 180^\circ$  (κατά -Y)

Στις 3 διευθύνσεις του ανέμου το κτίριο θα χωριστεί σε 2 τμήματα και θα υπολογισθούν ξεχωριστά οι εξωτερικές πιέσεις. Το πρώτο τμήμα περιλαμβάνει το κτίριο από την βάση έως τα 28 m και το δεύτερο τμήμα περιλαμβάνει το δώμα ( $h = 4$  m &  $z_2 = 32$  m). Στο σχήμα 2.7 δίνονται σε κάτοψη οι διευθύνσεις ανέμου που θα μελετηθούν.



Σχήμα 2.7: Διευθύνσεις ανέμου

### Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

#### Τμήμα Πρώτο ( $z_1 = 28$ m)

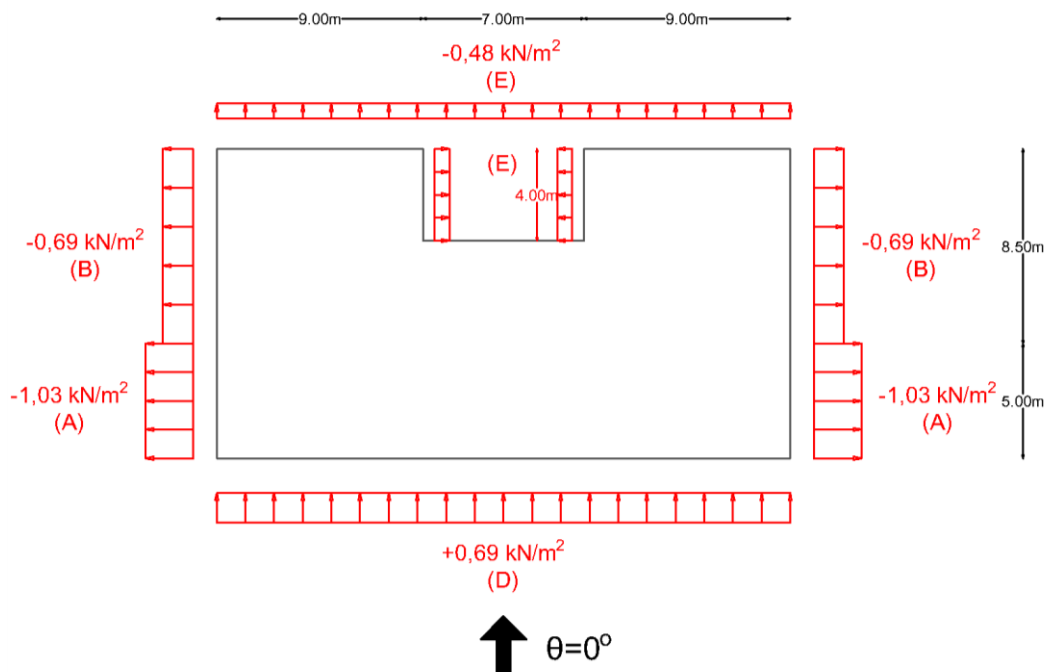
**Δεδομένα:**  $h = 28$  m,  $b = 25$  m &  $d = 13,5$  m,  $q_p(z_1) = 0,859$  kN/m<sup>2</sup>

Έχουμε  $e = \min(b; 2h) = 25$  m και  $h/d = 2,07$

Επειδή  $e \geq d$  από το Σχήμα 2.6 προκύπτει ότι το μήκος  $d$  θα χωριστεί σε δύο ζώνες, A και B.

- Ζώνη A  
Μήκος:  $e/5 = 5$  m  
Εμβαδόν:  $E_A = (e/5) \cdot h = 140$  m<sup>2</sup> > 10 m<sup>2</sup> από σχέση (2.12)  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -1,2$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -1,03$  kN/m<sup>2</sup>

- Ζώνη Β  
 Μήκος:  $d - (e/5) = 8,5 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = [d - (e/5)] \cdot h = 238 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,8$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,69 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη D  
 Μήκος:  $b = 25 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot h = 700 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = +0,8$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = +0,69 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη E  
 Μήκος:  $b = 25 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot h = 700 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,554$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,48 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.8: Φορτίσεις πρώτου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 0^\circ$

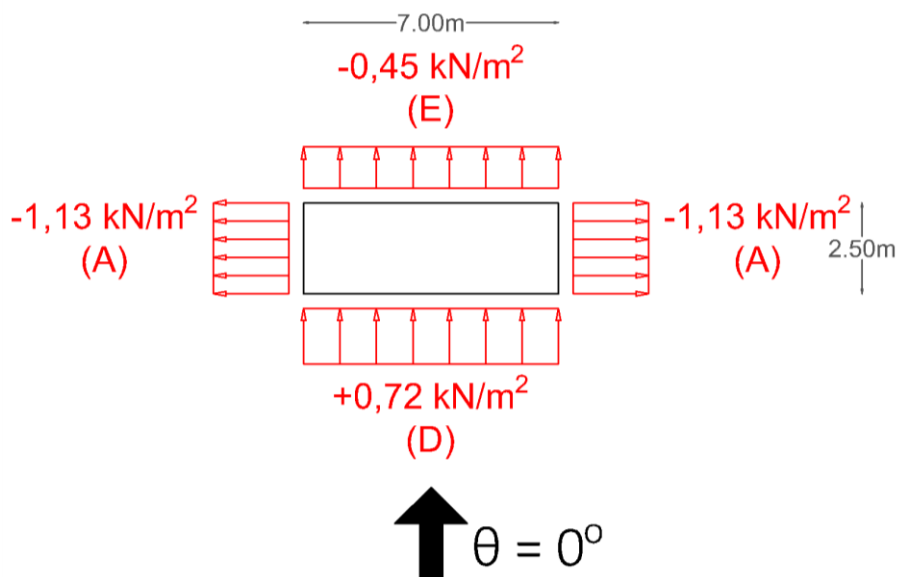
### Τμήμα Δεύτερο ( $z_2 = 32 \text{ m}$ )

**Δεδομένα:**  $h = 4 \text{ m}$ ,  $b = 7 \text{ m}$  &  $d = 2,5 \text{ m}$ ,  $q_p(z_2) = 0,903 \text{ kN/m}^2$

Έχουμε  $e = \min(b; 2h) = 7 \text{ m}$  και  $h/d = 1,6$

Επειδή  $e \geq d$  από το Σχήμα 2.6 προκύπτει ότι το μήκος  $d$  θα χωριστεί σε δύο ζώνες, Α και Β. Λόγω του ότι η διάσταση  $d$  είναι σχετικά μικρή θα θεωρήσω μια ζώνη σε όλο το μήκος, την Α, ως δυσμενέστερη και υπέρ ασφαλείας.

- Ζώνη Α  
 Μήκος:  $e/5 = 1,4 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = (e/5) \cdot h = 5,6 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$  από σχέση (2.11)  
 $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$   
 $c_{pe,1} = -1,4$  &  $c_{pe,10} = -1,2$  από (Πίνακας 2.6)  
 $c_{pe} = -1,25$   
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_2) = -1,13 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη D  
 Μήκος:  $b = 7 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot h = 28 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση (2.12)  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = +0,8$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_2) = +0,72 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη E  
 Μήκος:  $b = 7 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot h = 28 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση (2.12)  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,5$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_2) = -0,45 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.9: Φορτίσεις δεύτερου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 0^\circ$

### Διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

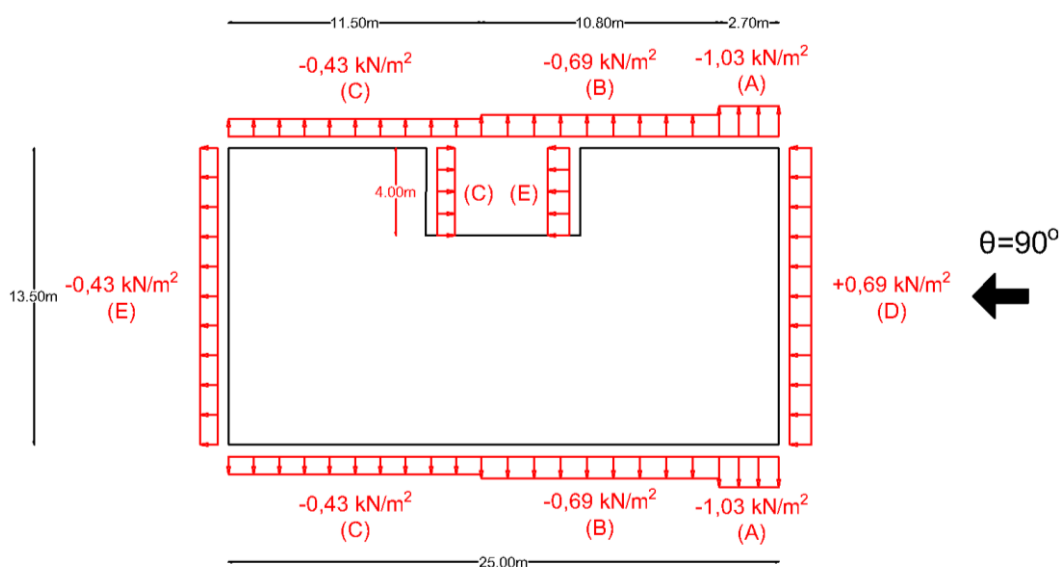
#### Τμήμα Πρώτο ( $z_1 = 28 \text{ m}$ )

**Δεδομένα:**  $h = 28 \text{ m}$ ,  $b = 13,5 \text{ m}$  &  $d = 25 \text{ m}$ ,  $q_p(z_1) = 0,859 \text{ kN/m}^2$

Έχουμε  $e = \min(b; 2h) = 13,5 \text{ m}$  και  $h/d = 1,12$

Επειδή  $e < d$  από το Σχήμα 2.6 προκύπτει ότι το μήκος  $d$  θα χωριστεί σε τρεις ζώνες, Α, Β και C. Στην περιοχή με την εσοχή (άνω τμήμα) λόγω γεωμετρίας θεωρήθηκε το δυσμενέστερο σενάριο.

- Ζώνη Α  
 Μήκος:  $e/5 = 2,7 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = (e/5) \cdot h = 75,6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -1,2$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -1,03 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη Β  
 Μήκος:  $(4/5) \cdot e = 10,8 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = (4/5) \cdot e \cdot h = 302,4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,8$  Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,69 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη C  
 Μήκος:  $d-e = 11,5 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = (d-e) \cdot h = 322 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,5$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,43 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη D  
 Μήκος:  $b = 13,5 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot h = 378 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = +0,8$  Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = +0,69 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη E  
 Μήκος:  $b = 13,5 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot h = 378 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,506$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,43 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.10: Φορτίσεις πρώτου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 90^\circ$

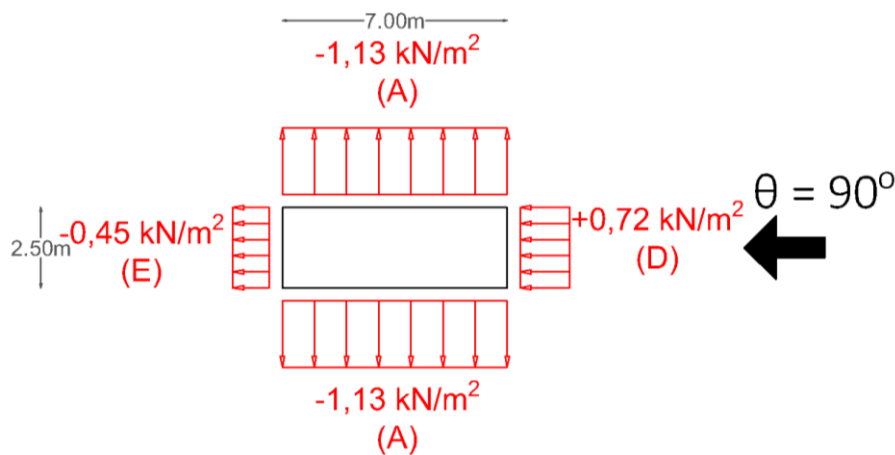
## Τμήμα Δεύτερο ( $z_2 = 32 \text{ m}$ )

**Δεδομένα:**  $h = 4 \text{ m}$ ,  $b = 2,5 \text{ m}$  &  $d = 7 \text{ m}$ ,  $q_p(z_2) = 0,903 \text{ kN/m}^2$

Έχουμε  $e = \min(b; 2h) = 2,5 \text{ m}$  και  $h/d = 0,57$

Επειδή  $e < d$  από το Σχήμα 2.6 προκύπτει ότι το μήκος  $d$  θα χωριστεί σε τρεις ζώνες, A, B και C. Υπέρ ασφαλείας θα θεωρήσω μια ζώνη σε όλο το μήκος  $d$ , την A, ως δυσμενέστερη.

- Ζώνη A  
Μήκος:  $e/5 = 0,5 \text{ m}$   
Εμβαδόν:  $E_A = (e/5) \cdot h = 2 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$  από σχέση (2.11)  $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$   
 $c_{pe,1} = -1,4$  &  $c_{pe,10} = -1,2$  από (Πίνακας 2.6)  
 $c_{pe} = -1,25$   
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_2) = -1,13 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη D  
Μήκος:  $b = 2,5 \text{ m}$   
Εμβαδόν:  $E_D = b \cdot h = 10 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$  από σχέση (2.12)  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = +0,8$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_2) = +0,72 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη E  
Μήκος:  $b = 2,5 \text{ m}$   
Εμβαδόν:  $E_E = b \cdot h = 10 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$  από σχέση (2.12)  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,5$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_2) = -0,45 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.11: Φορτίσεις δεύτερου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 90^\circ$

## Διεύθυνση ανέμου $\theta = 180^\circ$

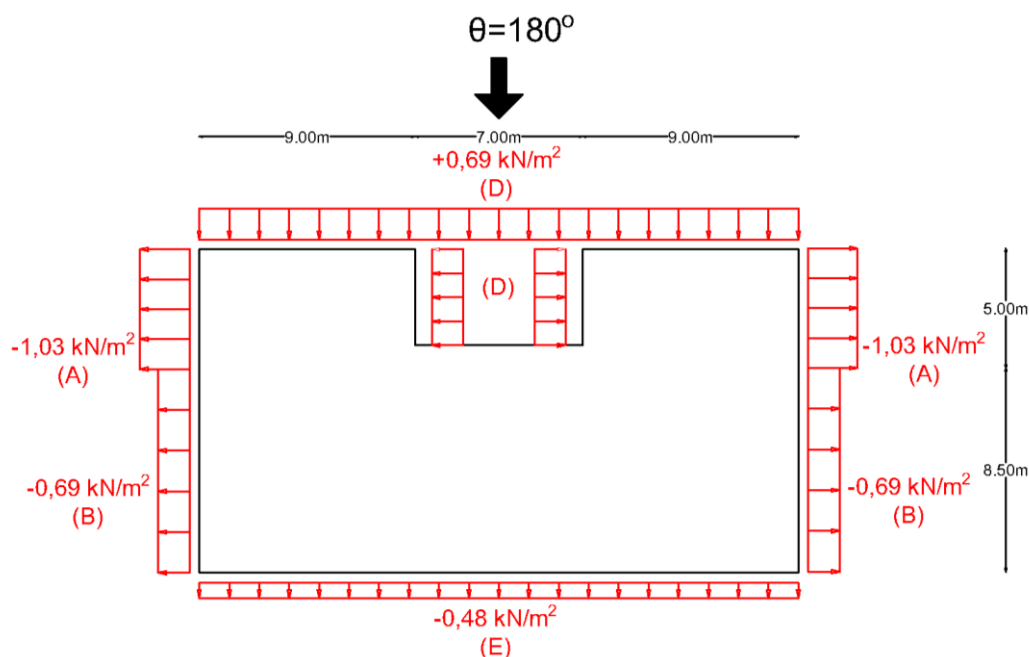
### Τμήμα Πρώτο ( $z_1 = 28 \text{ m}$ )

Δεδομένα:  $h = 28 \text{ m}$ ,  $b = 25 \text{ m}$  &  $d = 13,5 \text{ m}$ ,  $q_p(z_1) = 0,859 \text{ kN/m}^2$

Έχουμε  $e = \min(b; 2h) = 25 \text{ m}$  και  $h/d = 2,07$

Επειδή  $e \geq d$  από το Σχήμα 2.6 προκύπτει ότι το μήκος  $d$  θα χωριστεί σε δύο ζώνες, Α και Β.

- **Ζώνη Α**  
Μήκος:  $e/5 = 5 \text{ m}$   
Εμβαδόν:  $E_A = (e/5) \cdot h = 140 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -1,2$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -1,03 \text{ kN/m}^2$
- **Ζώνη Β**  
Μήκος:  $d - (e/5) = 8,5 \text{ m}$   
Εμβαδόν:  $E_B = [d - (e/5)] \cdot h = 238 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,8$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,69 \text{ kN/m}^2$
- **Ζώνη D**  
Μήκος:  $b = 25 \text{ m}$   
Εμβαδόν:  $E_D = b \cdot h = 700 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = +0,8$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = +0,69 \text{ kN/m}^2$
- **Ζώνη E**  
Μήκος:  $b = 25 \text{ m}$   
Εμβαδόν:  $E_E = b \cdot h = 700 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,554$  (Πίνακας 2.6)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,48 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.12: Φορτίσεις πρώτου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 180^\circ$

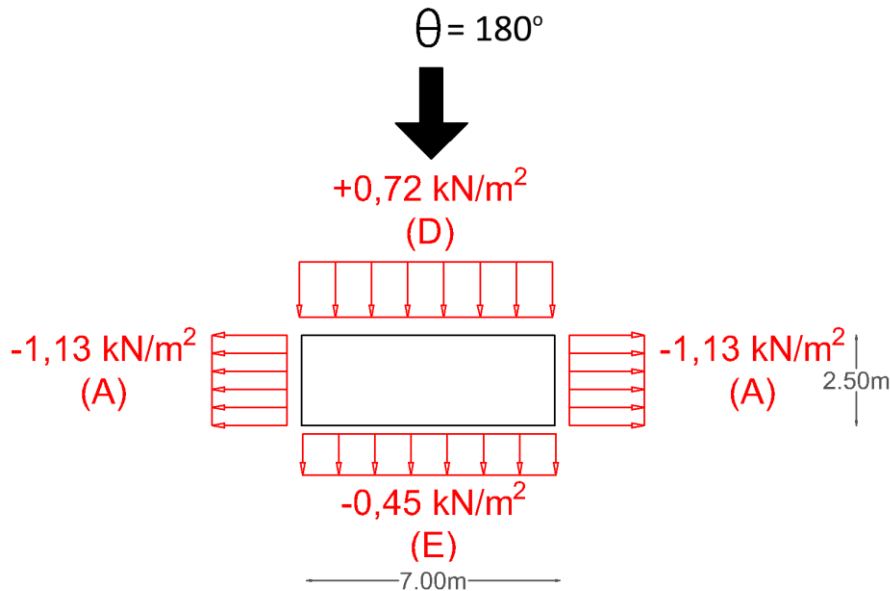


## Τμήμα Δεύτερο ( $z_2 = 32 \text{ m}$ )

**Δεδομένα:**  $h = 4 \text{ m}$ ,  $b = 7 \text{ m}$  &  $d = 2,5 \text{ m}$ ,  $q_p(z_2) = 0,903 \text{ kN/m}^2$

Έχουμε  $e = \min(b; 2h) = 7 \text{ m}$  και  $h/d = 1,6$

Επειδή  $e \geq d$  από το σχήμα 2.6 προκύπτει ότι το μήκος  $d$  θα χωριστεί σε δύο ζώνες, A και B. Λόγω του ότι η διάσταση  $d$  είναι σχετικά μικρή θα θεωρήσω μια ζώνη σε όλο το μήκος, την A, ως δυσμενέστερη και υπέρ ασφαλείας. Ομοίως με  $\theta = 0^\circ$  προκύπτει η παρακάτω φόρτιση:



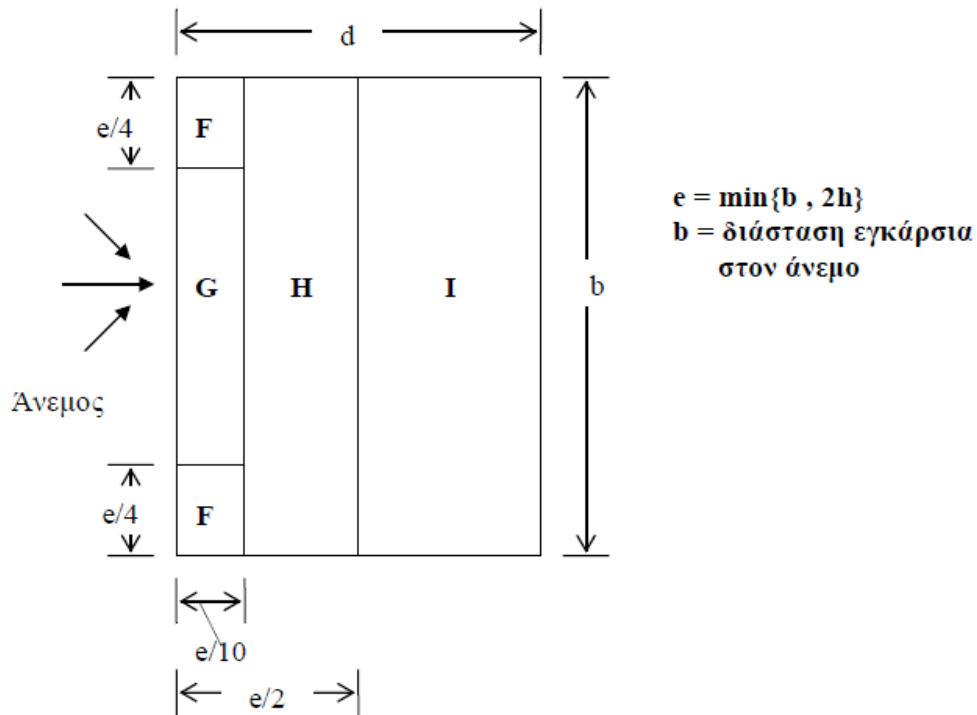
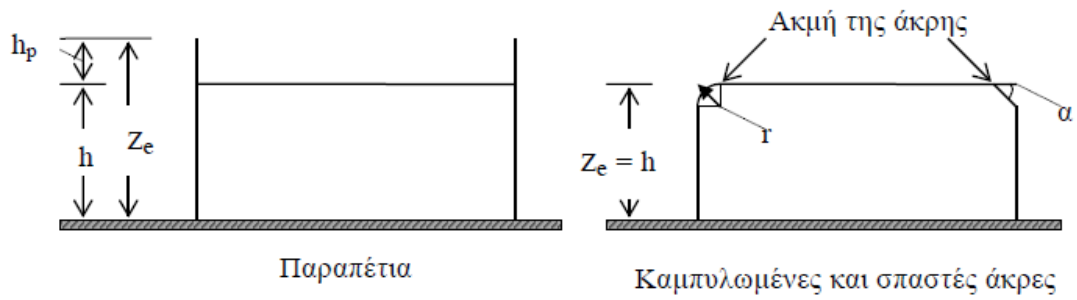
Σχήμα 2.13: Φορτίσεις δεύτερου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 180^\circ$

## Πιέσεις σε οριζόντιες στέγες

Οριζόντιες θεωρούνται οι στέγες με κλίση μέχρι  $\pm 5\%$  ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Η στέγη διαιρείται σε ζώνες σύμφωνα με το Σχήμα 2.14. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 2.7, σύμφωνα με το συμβολισμό του Σχήματος 2.14.

Πίνακας 2.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
<b>Αιχμηρά άκρα</b>		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
		-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
<b>Με στηθαία</b>	$h_p/h = 0,025$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,05$	-1,2	-1,6	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,6	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2



Σχήμα 2.14: Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες

Στην περίπτωση μας, η κατασκευή μας έχει οριζόντια στέγη με  $\alpha = 0$  και για  $z_1 = 28$  m και για  $z_2 = 32$  m. Σύμφωνα με την παράγραφο 7.2.3 του EN 1991-1-4 το ύψος αναφοράς για στέγες με στηθαία θα πρέπει να λαμβάνεται ως  $h+h_p$ , όπου  $h_p$  είναι το ύψος του στηθαίου. Το ύψος του στηθαίου έχει επιλεγεί ως  $h_p = 1,4$  m.

### Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

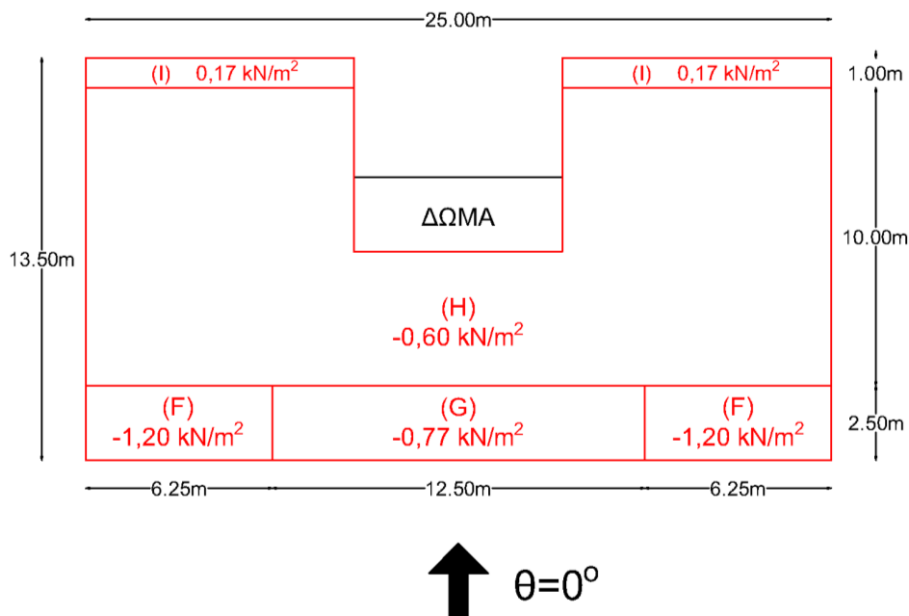
#### Τμήμα Πρώτο ( $z_1 = 28$ m)

Η στέγη είναι οριζόντια με στηθαία. Η στέγη διαιρείται σε τέσσερις ζώνες σύμφωνα με το Σχήμα 2.14.

**Δεδομένα:**  $h = 28$  m,  $h_p = 1,4$  m &  $h_p/h = 0,05$ ,  $b = 25$  m &  $d = 13,5$  m,  $q_p(z_1) = 0,859$  kN/m<sup>2</sup>

Έχουμε  $e = \min(b; 2h) = 25$  m

- Ζώνη F**  
 Μήκος:  $e/4 = 6,25 \text{ m}$   
 Πλάτος:  $e/10 = 2,5 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_F = (e/4) \cdot (e/10) = 15,625 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -1,4$  (Πίνακας 2.7)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -1,20 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη G**  
 Μήκος:  $b-2 \cdot (e/4) = 12,5 \text{ m}$   
 Πλάτος:  $e/10 = 2,5 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = [b-2 \cdot (e/4)] \cdot (e/10) = 31,25 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,9$  Πίνακας 2.7)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,77 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη H**  
 Μήκος:  $b = 25 \text{ m}$   
 Πλάτος:  $(e/2)-(e/10) = 10 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot [(e/2)-(e/10)] = 250 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -0,70$  (Πίνακας 2.7)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,60 \text{ kN/m}^2$
- Ζώνη I**  
 Μήκος:  $b = 25 \text{ m}$   
 Πλάτος:  $d-(e/2) = 1 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot [d-(e/2)] = 25 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = +0,20$  (Πίνακας 2.7)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = +0,17 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.15: Φορτίσεις στέγης πρώτου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 0^\circ$

### Τμήμα Δεύτερο ( $z_2 = 32 \text{ m}$ )

Η στέγη του δώματος είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα και είναι μη βατή. Λόγω μεγέθους και θέσης θα θεωρήσουμε μία ζώνη φόρτισης, την δυσμενέστερη, υπέρ ασφαλείας.

**Δεδομένα:**  $b = 7 \text{ m}$ ,  $d = 2,5 \text{ m}$ ,  $h = 4 \text{ m}$ ,  $q_p(z_2) = 0,903 \text{ kN/m}^2$

$e = \min(b; 2h) = 7 \text{ m}$

- **Ζώνη F**

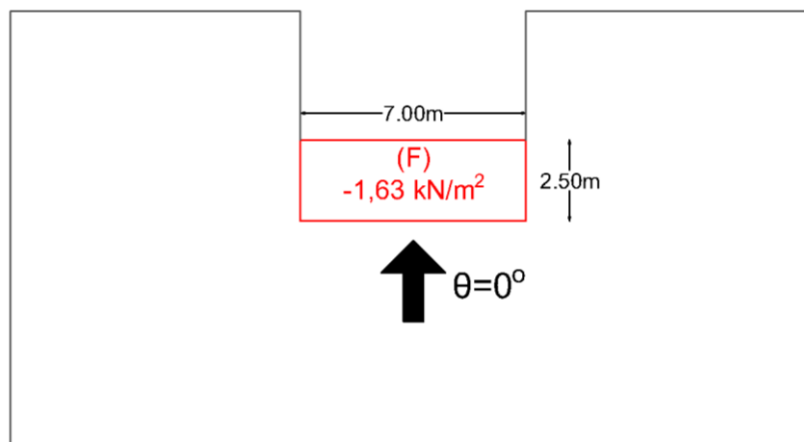
Μήκος:  $b = 7 \text{ m}$

Πλάτος:  $d = 2,5 \text{ m}$

Εμβαδόν:  $E_F = b \cdot d = 17,5 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$

$c_{pe} = -1,8$  (Πίνακας 2.7)

$W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_2) = -1,63 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.16: Φορτίσεις στέγης δεύτερου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 0^\circ$

### Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Τμήμα Πρώτο ( $z_1 = 28 \text{ m}$ )

Η στέγη είναι οριζόντια με στηθαία. Η στέγη διαιρείται σε τέσσερις ζώνες σύμφωνα με το Σχήμα 2.14.

**Δεδομένα:**  $h = 28 \text{ m}$ ,  $h_p = 1,4 \text{ m}$  &  $h_p/h = 0,05$ ,  $b = 13,5 \text{ m}$  &  $d = 25 \text{ m}$ ,  $q_p(z_1) = 0,859 \text{ kN/m}^2$

Έχουμε  $e = \min(b; 2h) = 13,5 \text{ m}$

- **Ζώνη F**

Μήκος:  $e/4 = 3,38 \text{ m}$

Πλάτος:  $e/10 = 1,35 \text{ m}$

Εμβαδόν:  $E_F = (e/4) \cdot (e/10) = 4,60 \text{ m}^2 \leq 10 \text{ m}^2$

από σχέση **(2.11)** έχουμε  $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$

$c_{pe,1} = -2,0$  &  $c_{pe,10} = -1,4$  (Πίνακας 2.7)

$c_{pe} = -1,60$

$W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -1,38 \text{ kN/m}^2$

- **Ζώνη G**

Μήκος:  $b - 2 \cdot (e/4) = 6,75 \text{ m}$

Πλάτος:  $e/10 = 1,35 \text{ m}$

Εμβαδόν:  $E_A = [b - 2 \cdot (e/4)] \cdot (e/10) = 9,12 \text{ m}^2 \leq 10 \text{ m}^2$

από σχέση **(2.11)** έχουμε  $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$

$c_{pe,1} = -1,6$  &  $c_{pe,10} = -0,9$  (Πίνακας 2.7)

$c_{pe} = -0,93$

$W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,80 \text{ kN/m}^2$

- **Ζώνη Η**

Μήκος:  $b = 13,5 \text{ m}$

Πλάτος:  $(e/2) - (e/10) = 5,4 \text{ m}$

Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot [(e/2) - (e/10)] = 72,9 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$

$c_{pe} = -0,70$  (Πίνακας 2.7)

$W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,60 \text{ kN/m}^2$

- **Ζώνη Ι**

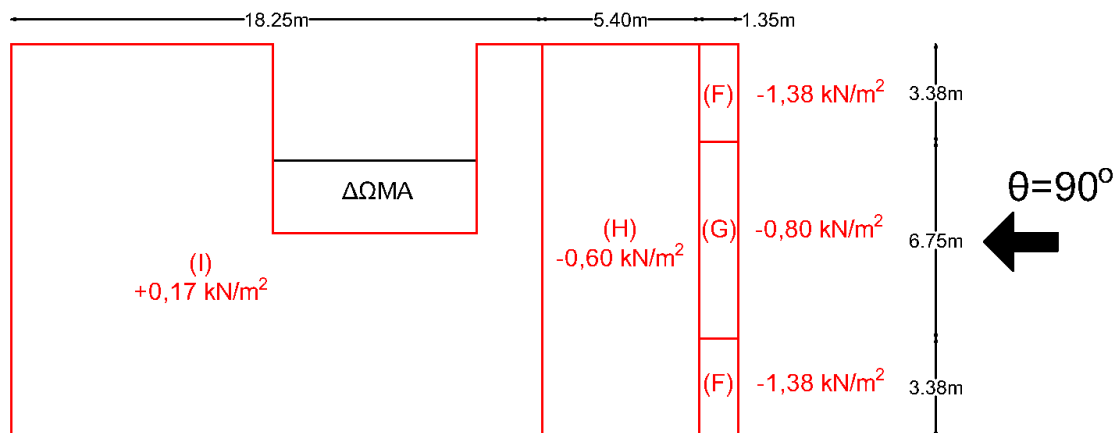
Μήκος:  $b = 13,5 \text{ m}$

Πλάτος:  $d - (e/2) = 18,25 \text{ m}$

Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot [d - (e/2)] = 246,40 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$

$c_{pe} = +0,20$  (Πίνακας 2.7)

$W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = +0,17 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.17: Φορτίσεις στέγης πρώτου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 90^\circ$

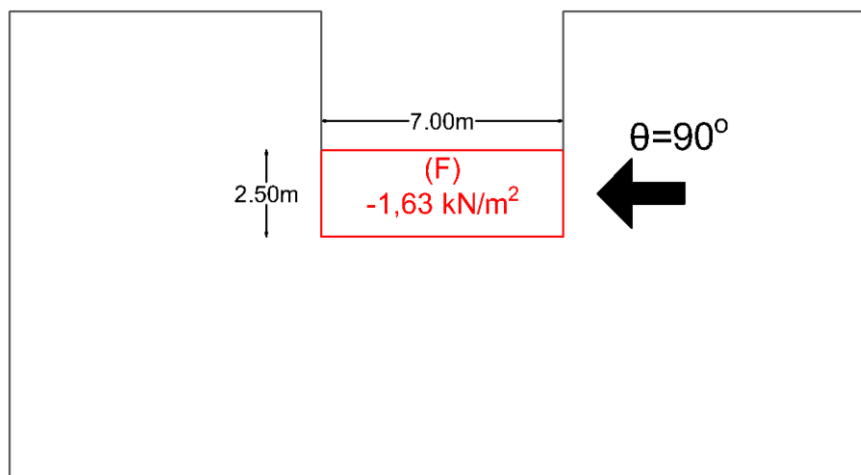
### Τμήμα Δεύτερο ( $z_2 = 32 \text{ m}$ )

Η στέγη του δώματος είναι οριζόντια με αιχμηρά άκρα και είναι μη βατή. Λόγω μεγέθους και θέσης θα θεωρήσουμε μία ζώνη φόρτισης, την δυσμενέστερη, υπέρ ασφαλείας.

**Δεδομένα:**  $b = 2,5 \text{ m}$ ,  $d = 7 \text{ m}$ ,  $h = 4 \text{ m}$ ,  $q_p(z_2) = 0,903 \text{ kN/m}^2$

$e = \min(b; 2h) = 7 \text{ m}$

- **Ζώνη F**  
 Μήκος:  $b = 2,5 \text{ m}$   
 Πλάτος:  $d = 7 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_F = b \cdot d = 17,5 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$   
 $c_{pe} = -1,8$  (Πίνακας 2.7)  
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_2) = -1,63 \text{ kN/m}^2$



Σχήμα 2.18: Φορτίσεις στέγης δεύτερου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 90^\circ$

### Διεύθυνση ανέμου $\theta=180^\circ$

#### Τμήμα Πρώτο ( $z_1 = 28 \text{ m}$ )

Η στέγη είναι οριζόντια με στηθαία. Η στέγη διαιρείται σε ζώνες σύμφωνα με το Σχήμα 2.14.

**Δεδομένα:**  $h = 28 \text{ m}$ ,  $h_p = 1,4 \text{ m}$  &  $h_p/h = 0,05$ ,  $b = 25 \text{ m}$  &  $d = 13,5 \text{ m}$ ,  $q_p(z_1) = 0,859 \text{ kN/m}^2$

Λόγω γεωμετρίας και της ύπαρξης του δώματος θα χωρίσουμε την στέγη μας σε δύο μέρη με  $b_1 = 9 \text{ m}$ ,  $d_1 = 13,5 \text{ m}$  &  $b_2 = 7 \text{ m}$ ,  $d_2 = 9,5 \text{ m}$ .

Έχουμε  $e_1 = \min(b; 2h) = 9 \text{ m}$  &  $e_2 = \min(b; 2h) = 7 \text{ m}$

#### Μέρος A ( $b_1 = 9 \text{ m}$ , $d_1 = 13,5 \text{ m}$ )

- **Ζώνη F**  
 Μήκος:  $e/4 = 2,25 \text{ m}$   
 Πλάτος:  $e/10 = 0,9 \text{ m}$   
 Εμβαδόν:  $E_F = (e/4) \cdot (e/10) = 2,1 \text{ m}^2 \leq 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.11)** έχουμε  
 $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$   
 $c_{pe,1} = -2,0$  &  $c_{pe,10} = -1,4$  Πίνακας 2.7)  
 $c_{pe} = -1,82$   
 $W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -1,56 \text{ kN/m}^2$
- **Ζώνη G**  
 Μήκος:  $b - 2 \cdot (e/4) = 4,5 \text{ m}$   
 Πλάτος:  $e/10 = 0,9 \text{ m}$

Εμβαδόν:  $E_A = [b-2 \cdot (e/4)] \cdot (e/10) = 4,05 \text{ m}^2 \leq 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.11)** έχουμε

$$c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$$

$$c_{pe,1} = -1,6 \text{ \& } c_{pe,10} = -0,9 \text{ (Πίνακας 2.7)}$$

$$c_{pe} = -1,17$$

$$W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -1,01 \text{ kN/m}^2$$

- **Ζώνη Η**

$$\text{Μήκος: } b = 9 \text{ m}$$

$$\text{Πλάτος: } (e/2) - (e/10) = 3,6 \text{ m}$$

Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot [(e/2) - (e/10)] = 32,4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$

$$c_{pe} = -0,70 \text{ (Πίνακας 2.7)}$$

$$W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,60 \text{ kN/m}^2$$

- **Ζώνη Ι**

$$\text{Μήκος: } b = 9 \text{ m}$$

$$\text{Πλάτος: } d - (e/2) = 9 \text{ m}$$

Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot [d - (e/2)] = 81 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$

$$c_{pe} = +0,20 \text{ (Πίνακας 2.7)}$$

$$W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = +0,17 \text{ kN/m}^2$$

## Μέρος Β ( $b_2 = 7 \text{ m}$ , $d_2 = 9,5 \text{ m}$ )

Εξαιτίας του δώματος, οι ζώνες F & G, παρόλο που υπολογίζονται δεν εφαρμόζονται στην στέγη μας. Ωστόσο, χρειαζόμαστε τις διαστάσεις των επιφανειών τους για να ορίσω τις υπόλοιπες ζώνες.

- **Ζώνη F**

$$\text{Μήκος: } e/4 = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Πλάτος: } e/10 = 0,7 \text{ m}$$

- **Ζώνη G**

$$\text{Μήκος: } b - 2 \cdot (e/4) = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Πλάτος: } e/10 = 0,7 \text{ m}$$

- **Ζώνη Η**

$$\text{Μήκος: } b = 7 \text{ m}$$

$$\text{Πλάτος: } (e/2) - (e/10) = 2,8 \text{ m}$$

Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot [(e/2) - (e/10)] = 19,6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$

$$c_{pe} = -0,70 \text{ (Πίνακας 2.7)}$$

$$W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,60 \text{ kN/m}^2$$

- **Ζώνη Ι**

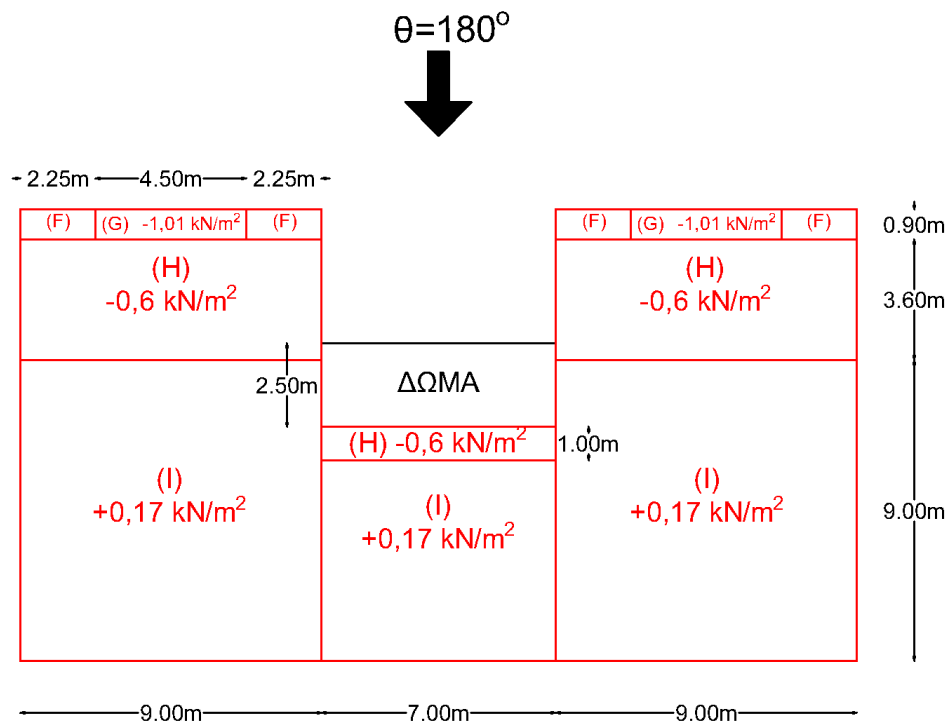
$$\text{Μήκος: } b = 7 \text{ m}$$

$$\text{Πλάτος: } d - (e/2) = 6 \text{ m}$$

Εμβαδόν:  $E_A = b \cdot [d - (e/2)] = 42 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$  από σχέση **(2.12)**  $c_{pe} = c_{pe,10}$

$$c_{pe} = +0,20 \text{ (Πίνακας 2.7)}$$

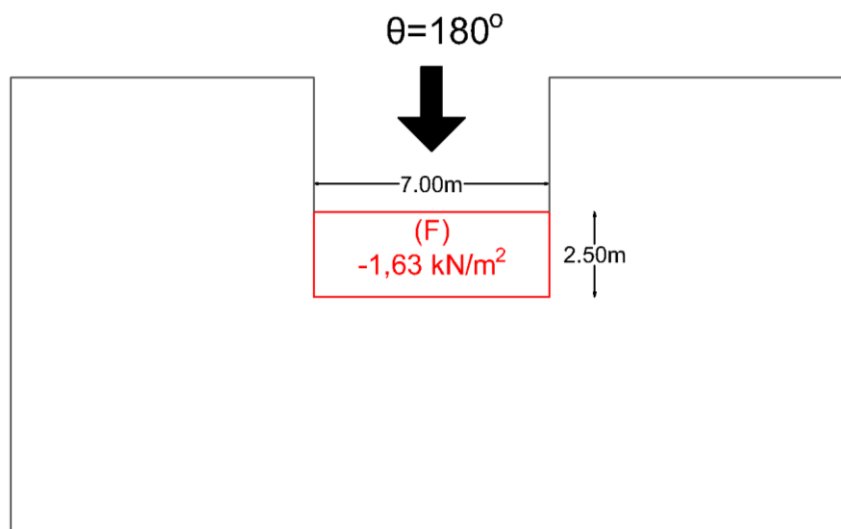
$$W_e = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = +0,17 \text{ kN/m}^2$$



Σχήμα 2.19: Φορτίσεις στέγης πρώτου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 180^\circ$

### Τμήμα Δεύτερο ( $z_2 = 32 \text{ m}$ )

Ομοίως με  $\theta = 0^\circ$ , λόγω συμμετρίας, προκύπτει η παρακάτω φόρτιση:



Σχήμα 2.20: Φορτίσεις στέγης δεύτερου τμήματος λόγω του ανέμου  $\theta = 180^\circ$

### Εσωτερική Πίεση

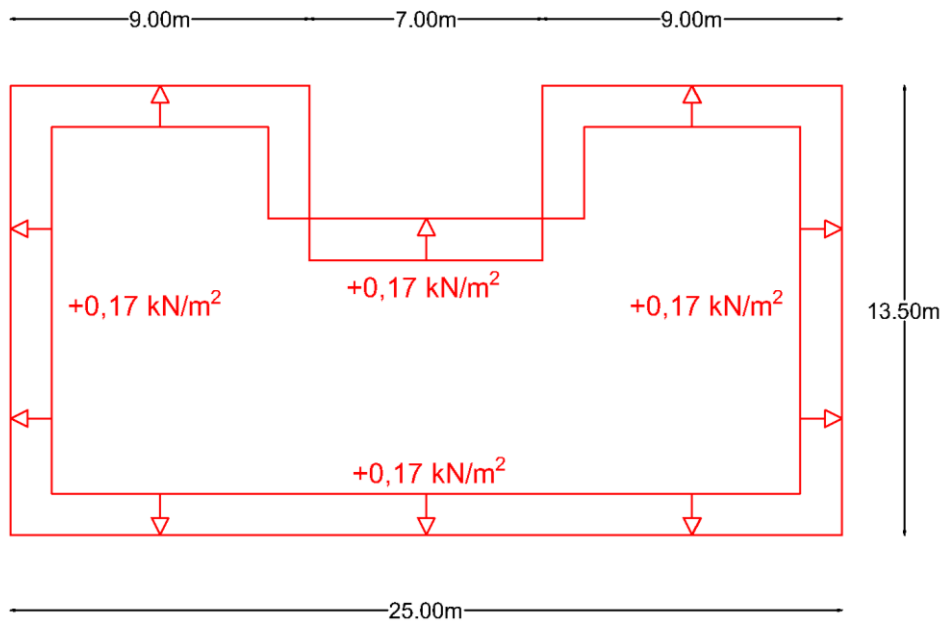
Οι εσωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα με τις εξωτερικές πιέσεις και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνονται υπόψη μαζί με αυτές, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων.



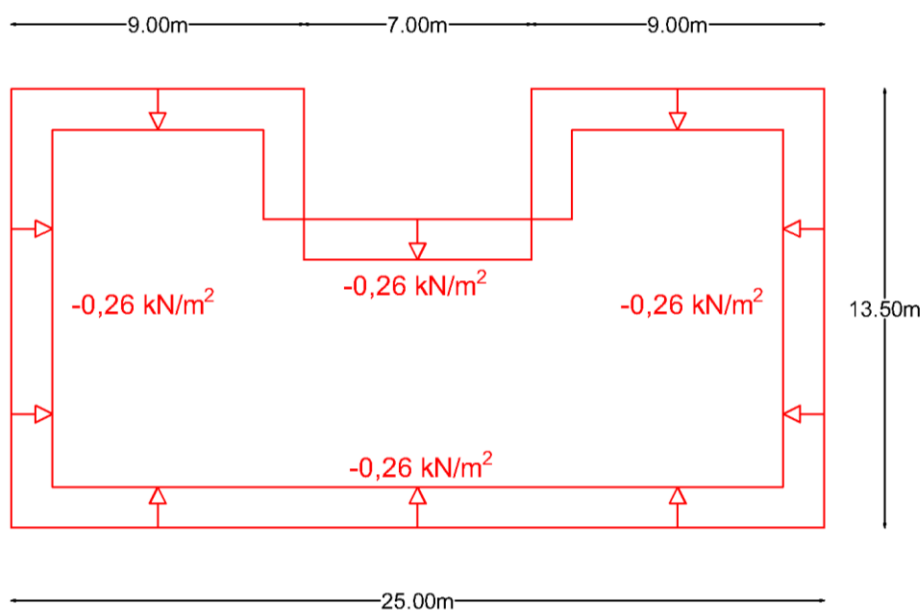
Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται επαρκής η εκτίμηση του λόγου ανοιγμάτων  $\mu$  για μία συγκεκριμένη περίπτωση, τότε το  $c_{pe}$  πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.

- Για  $c_{pe} = +0,2$  και  $q_p(z_1) = 0,859 \text{ kN/m}^2$  έχουμε:  
 $W_{pe} = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = +0,17$  (θετική εσωτερική πίεση)
- Για  $c_{pe} = -0,3$  και  $q_p(z_1) = 0,859 \text{ kN/m}^2$  έχουμε:  
 $W_{pe} = c_{pe} \cdot q_p(z_1) = -0,26$  (αρνητική εσωτερική πίεση)



Σχήμα 2.21: Θετική εσωτερική πίεση



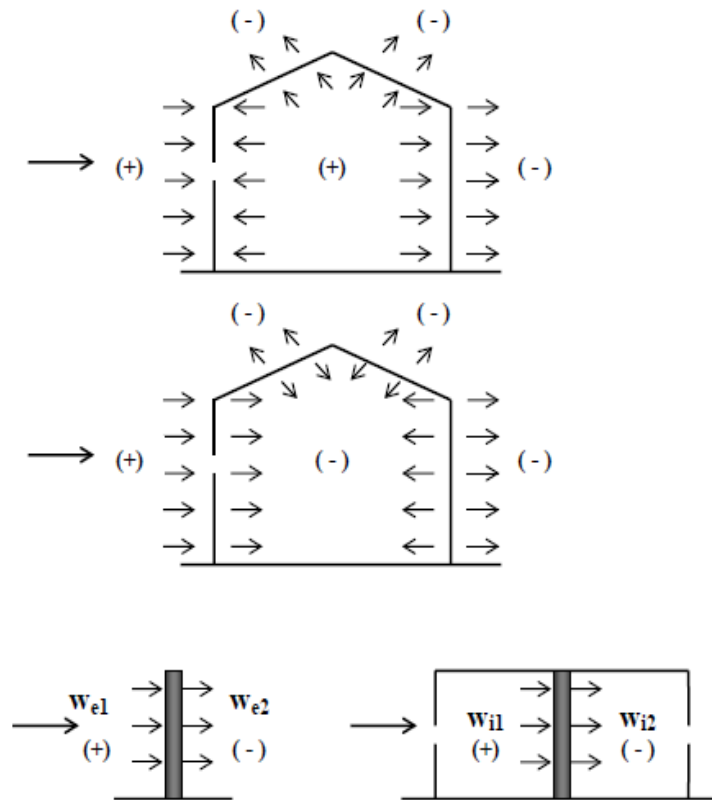
Σχήμα 2.22: Αρνητική εσωτερική πίεση

Αντίστοιχα για  $z_2 = 32 \text{ m}$  οι εσωτερικές πιέσεις του δώματος είναι:

- Για  $c_{pi} = +0,2$  και  $q_p(z_2) = 0,903 \text{ kN/m}^2$  έχουμε:  
 $W_{pi} = c_{pi} \cdot q_p(z_2) = +0,18$  (θετική εσωτερική πίεση)
- Για  $c_{pi} = -0,3$  και  $q_p(z_2) = 0,903 \text{ kN/m}^2$  έχουμε:  
 $W_{pi} = c_{pi} \cdot q_p(z_2) = -0,27$  (αρνητική εσωτερική πίεση)

### Τελική Πίεση Ανέμου

Οι τελικές πιέσεις του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των εξωτερικών και των εσωτερικών πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση, που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.23.



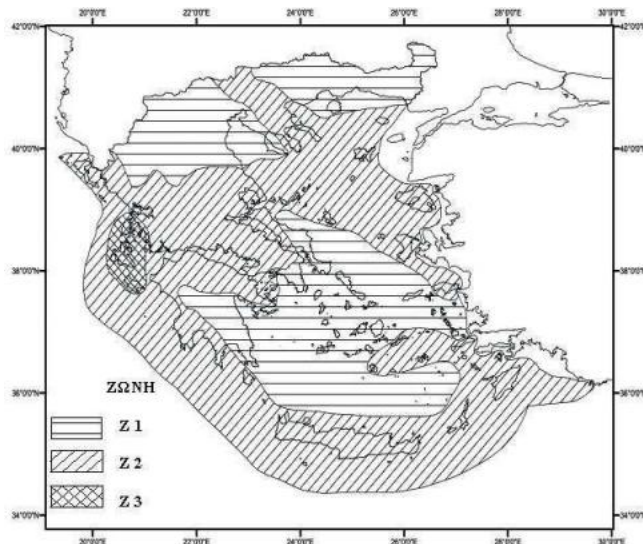
Σχήμα 2.23: Πίεση επί των επιφανειών

## 2.5 Σεισμικές δράσεις

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δε συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δε συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

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



Σχήμα 2.24: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας για τον ελληνικό χώρο

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $\alpha_{gr}$  που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη, με βάση τη σχέση  $\alpha_g = \alpha_{gr} \cdot \gamma_i$ . Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι  $\alpha_{gr} = 0,16g$ .

Πίνακας 2.8: Επιτάχυνση εδάφους

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
$\alpha_g$	0,16	0,24	0,36

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε βασικές κατηγορίες (A, B, C, D και E) που καθορίζονται από την στρωματογραφία και τα χαρακτηριστικά του εδάφους και μπορεί να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Το παρόν κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Οι τιμές των παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης δίνονται στον Πίνακα 2.6.

Πίνακας 2.9: Τιμές παραμέτρων φάσματος απόκρισης

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_i$  (Πίνακας 2.7). Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κτλ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_{II}=1.00$ .

Πίνακας 2.10: Συντελεστής σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
$\gamma_i$	0,8	1,0	1,2	1,4

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Εκφράζει, γενικά, την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς ορισμένων μελών του χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Μέγιστες τιμές του συντελεστή  $q$  δίνονται στον Πίνακα 2.8, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία κανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

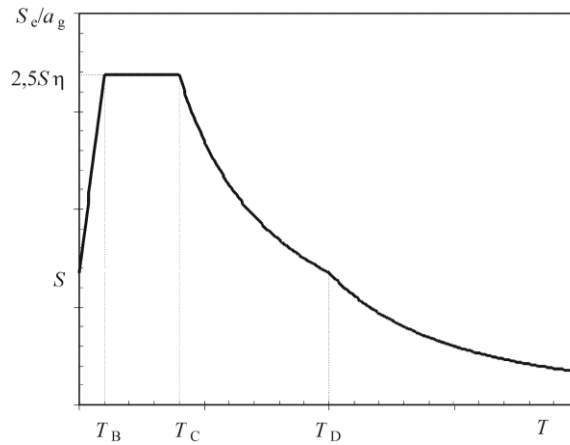
Πίνακας 2.11: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  αναλόγως του δομικού συστήματος

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
Α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα:		
- Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
- Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5
Γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u/\alpha_1$

Για το κτίριο επιλέχθηκε **Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας**. Ο συντελεστής συμπεριφοράς για τον φορέα με πλαίσια παραλαβής ροπών επιλέχθηκε  $q = 3$  ενώ αντίστοιχα για τον φορέα με πλαίσιο με διαγώνιους συνδέσμους επιλέχθηκε  $q = 2,5$ . Επίσης, το κτίριο αποτελεί κοχλιωτή κατασκευή και θα θεωρήσουμε ότι το  $\zeta$  (απόσβεση) είναι  $\zeta=5\%$ .

Η σεισμική κίνηση σ' ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες (X και Y) που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

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



Σχήμα 2.25: Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης

$$\bullet \quad 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.14)$$

$$\bullet \quad T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.15)$$

$$\bullet \quad T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.16)$$

$$\bullet \quad T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.17)$$

Όπου:

$S_d(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

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

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

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

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

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

$S$  είναι ο συντελεστής εδάφους

$q$  είναι συντελεστής συμπεριφοράς

$\beta$  είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή  $\beta=0,2$ .

## 2.6 Συνδυασμοί Δράσεων

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

**Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας** (Ultimate Limit States - ULS) είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του και σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων.

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

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιαζόμενες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμούς  $\Psi$ ) για κάθε μια από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

### Συντελεστές Ασφαλείας

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 (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.).

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους 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  $\gamma_{Q,i} = 0$  για την περίπτωση ευμενούς επιρροής)

Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς  $\gamma_A = 1,0$

Ο συντελεστής σπουδαιότητας ( $\gamma_i$ ) της κατασκευής 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 (βλ. EN 1998 και ΕΑΚ 2000).

## Συντελεστές Συνδυασμού

Οι συντελεστές συνδυασμού  $\Psi$  των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Οι συντελεστές  $\psi$  για τα κτίρια όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον Πίνακα 2.12.

Πίνακας 2.12: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\Psi_i$  κατά το EN 1990

Δράση	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία			
Κατηγορία A: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτήρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3):			
Για υψόμετρο $1000\text{ m} < H < 1500\text{ m}$	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτήρια (εκτός πυρκαγιάς) (βλ. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

## Οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS: Ultimate limit state)

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

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$



- Για καταστάσεις σεισμού  

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{ED} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων). Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$ , δίνονται στον Πίνακα 2.12.

### Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS: Serviceability limit states)

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

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός  

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
- Συχνός (frequent) συνδυασμός  

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$
- Ημιμόνιμος (quasi-permanent) συνδυασμός  

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν στην διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της κατασκευής είναι οι εξής:

### Οριακή κατάσταση αστοχίας

- Δεν ασκούνται τυχηματικές δράσεις στην κατασκευή. Επομένως αν  $A_d=0$  (τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης) ως δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει αυτός για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές.
  1. Βασικό μεταβλητό τα κινητά:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W$
  2. Βασικό μεταβλητό το χιόνι:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W$
  3. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος:  $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot W + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$
- Καταστάσεις σεισμού:
  1.  $G + 0,30 \cdot Q \pm 1,00 \cdot E_x \pm 0,30 \cdot E_y$
  2.  $G + 0,30 \cdot Q \pm 0,30 \cdot E_x \pm 1,00 \cdot E_y$

### Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Ο χαρακτηριστικός συνδυασμός προκύπτει δυσμενέστερος:
  1. Βασικό μεταβλητό τα κινητά :  $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot Q + 0,50 \cdot S + 0,60 \cdot W$
  2. Βασικό μεταβλητό το χιόνι :  $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot S + 0,70 \cdot Q + 0,60 \cdot W$
  3. Βασικό μεταβλητό ο άνεμος :  $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot W + 0,70 \cdot Q + 0,50 \cdot S$

Όπου: **G** μόνιμα φορτία, **Q** κινητά φορτία, **S** δράσεις χιονιού, **W** δράσεις ανέμου, **E<sub>x</sub>**, **E<sub>y</sub>** σεισμικές δράσεις (διεύθυνση X και Y)

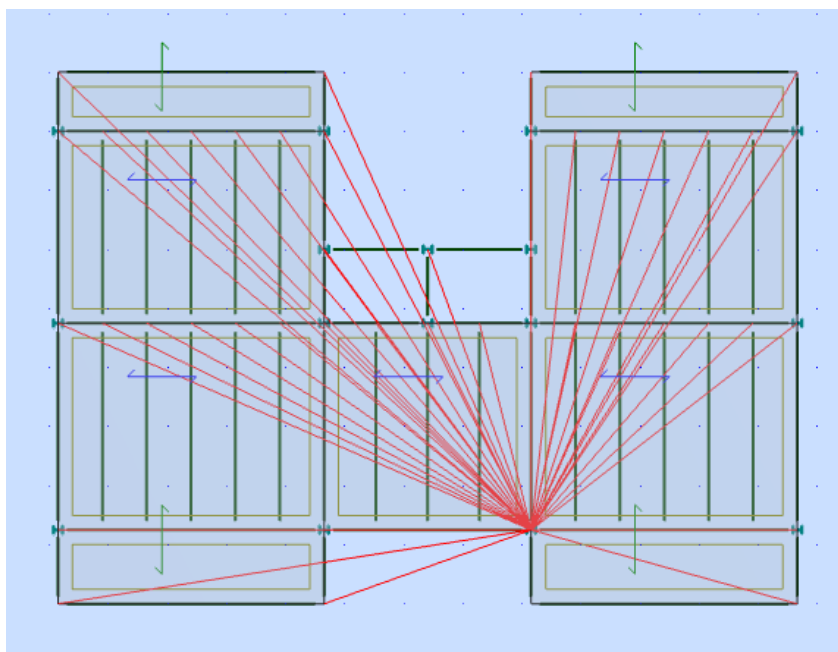
### 3 Σχεδιασμός και ανάλυση κατασκευής

#### 3.1 Στατικό προσομοίωμα

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση, την ανάλυση και το λεπτομερή έλεγχο των μελών της κατασκευής είναι το Robot Structural Analysis, της Autodesk.

Στο πρόγραμμα σχεδιάστηκε η κατασκευή με μεταλλικά γραμμικά στοιχεία, χωρίς τη σύμμικτη πλάκα λόγω της αδυναμίας του προγράμματος να λάβει τη σύμμικτη δράση χάλυβα-σκυροδέματος και την επαλληλία των φάσεων κατασκευής. Για το λόγο αυτό οι δευτερεύουσες σύμμικτες δοκοί σχεδιάστηκαν με υπολογισμούς στο Excel.

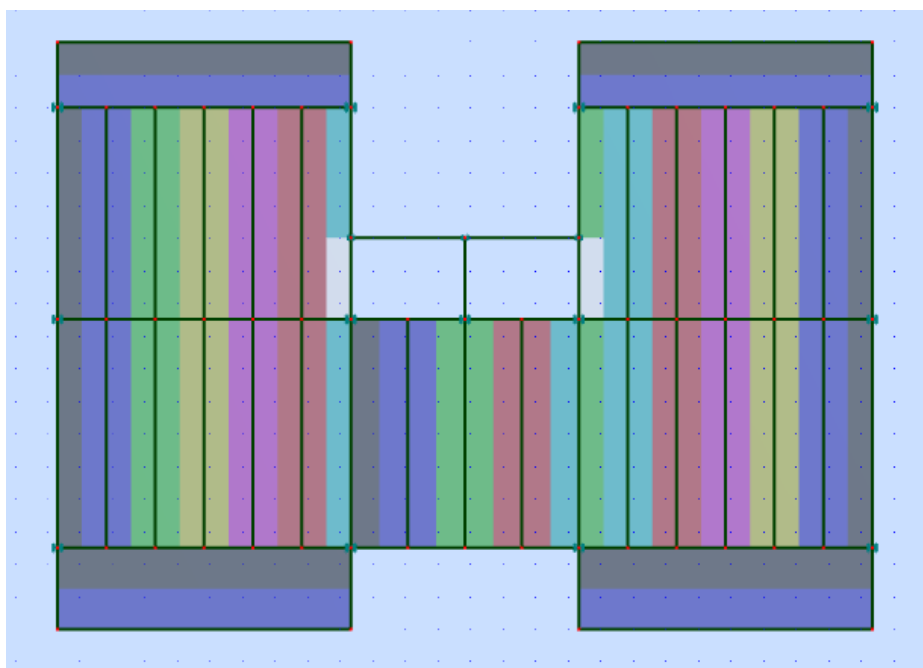
Η προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας που προσφέρει η πλάκα στο οριζόντιο επίπεδο έγινε με την επιλογή του προγράμματος rigid links, ενώνοντας όλους τους κόμβους κάθε ορόφου σε έναν κόμβο. Με τον τρόπο αυτό δεσμεύσαμε τις οριζόντιες μετακινήσεις  $U_x$  και  $U_y$  της πλάκας.



Σχήμα 3.1: Προσομοίωση διαφραγματικής λειτουργίας πλάκας σκυροδέματος

Τα ίδια βάρη των στοιχείων υπολογίστηκαν αυτόματα από το πρόγραμμα. Το φορτίο της πλάκας, τα πρόσθετα μόνιμα, τα κινητά, τα φορτία χιονιού και ανέμου εισήχθησαν ως επιφανειακά ή γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία τοποθετημένα σε επιφάνειες φόρτισης (claddings) που μεταφέρουν τα φορτία στα μέλη του φορέα (load distribution).

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στην καθολική διεύθυνση  $Y$  τέθηκαν ως truss bars ώστε να παραλαμβάνουν μόνο αξονικές δυνάμεις. Στα αμφιαρθρωτά μέλη της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε η επιλογή releases και χαρακτηρίστηκαν ως pinned-pinned, δημιουργώντας έτσι αρθρώσεις στα άκρα τους. Τα υποστυλώματα είναι συνεχή καθ' ύψος με πλήρη αποκατάσταση συνέχειας και θεωρούνται αρθρωτά στη καθολική διεύθυνση  $Y$  και πακτωμένα στην διεύθυνση  $X$ . Ο προσανατολισμός τους είναι τέτοιος ώστε ο ισχυρός τους άξονας να βρίσκεται στην διεύθυνση  $Y$  και ο ασθενής άξονας στην διεύθυνση  $X$ .



Σχήμα 3.2: Κατανομή φορτίων (load distribution)

### 3.2 Στατική Ανάλυση

Υπάρχουν δύο μέθοδοι στατικής ανάλυσης που μπορούν να πραγματοποιηθούν για την ανάλυση μίας κατασκευής:

- **Ελαστική στατική ανάλυση:** μπορεί να χρησιμοποιείται σε όλες τις περιπτώσεις.
- **Πλαστική στατική ανάλυση:** μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο όπου η κατασκευή έχει ικανοποιητική δυνατότητα στροφής στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων. Λαμβάνονται υπόψη οι επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού κατά τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων επί του φορέα, ενώ η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του υλικού είναι πάντα γραμμική.

Στην κατασκευή πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση 1ης τάξης αφού προέκυψε συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου,  $\theta < 0,1$ . Η επίλυση έγινε με βάση την αρχική, απαραμόρφωτη γεωμετρία του φορέα.

### 3.3 Δυναμική Ανάλυση

Η δυναμική ανάλυση της κατασκευής, πραγματοποιήθηκε με τη μέθοδο της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης. Η μέθοδος περιλαμβάνει ιδιομορφική ανάλυση με την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής και στη συνέχεια ιδιομορφική και χωρική επαλληλία αυτών.

Όλα τα δεδομένα της σεισμικής διέγερσης εισήχθησαν στο πρόγραμμα για να υπολογιστούν τα σεισμικά φορτία κατά X και Y.

Ως συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε η μάζα που προέρχεται από τα μόνιμα φορτία G και τα κινητά φορτία Q πολλαπλασιασμένα με τον συντελεστή 0,3.

Με τη μέθοδο CQC (Complete quadratic combination) υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα οι μέγιστες αποκρίσεις ανά διεύθυνση σεισμού, υλοποιώντας την επαλληλία των ιδιομορφικών αποκρίσεων.

Κατά την ιδιομορφική ανάλυση παρατηρήθηκε ότι απαιτούνται 5 ιδιομορφές κατά τη διεύθυνση Y και 7 ιδιομορφές κατά την διεύθυνση X ώστε το άθροισμα των ιδιομορφικών μαζών να φθάσει το 90% της συνολικής μάζας. Αυτό συμβαίνει, επειδή η κατασκευή παρουσιάζει ασυμμετρία ως προς τη δυσκαμψία της κατά τις δύο διευθύνσεις λόγω της μη ύπαρξης κατακόρυφων συνδέσμων στην διεύθυνση X.

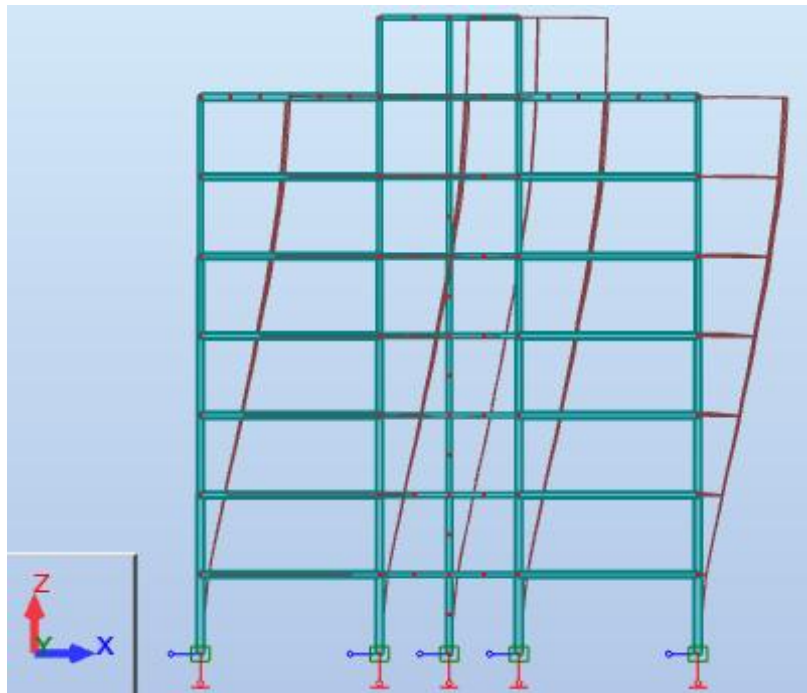
Για τον υπολογισμό τη μέγιστης σεισμικής απόκρισης, λαμβάνονται υπόψη οι 7 πρώτες ιδιομορφές. Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται οι τιμές των ιδιομορφών οι οποίες ενεργοποιούν τα μεγαλύτερα ποσοστά ιδιομορφικών μαζών.

Πίνακας 3.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

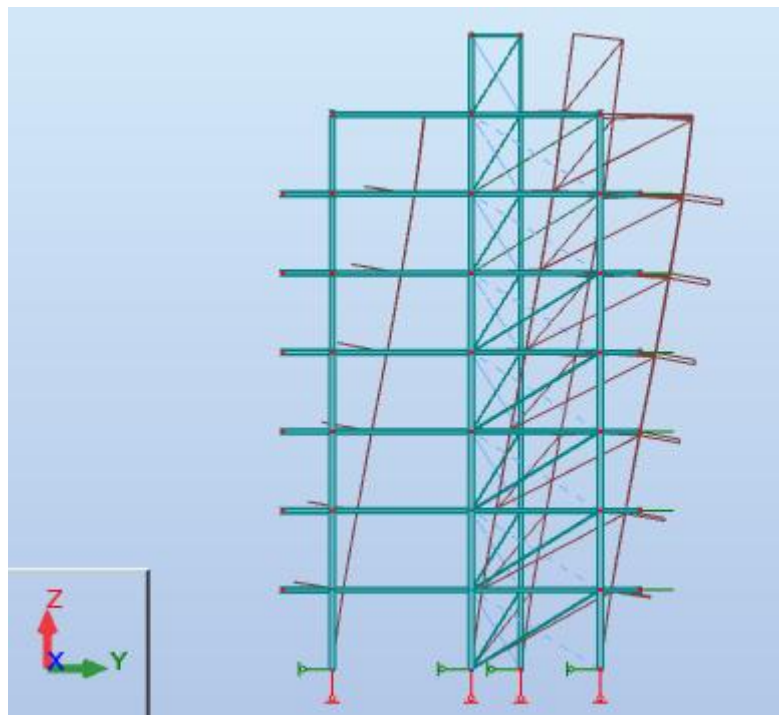
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος	Ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (%)	
		X	Y
1	2,02	77,91	0,00
2	1,69	0,00	78,10
3	1,36	0,12	0,00
4	0,69	10,79	0,00
5	0,58	0,00	14,30
6	0,47	0,01	0,00
7	0,39	4,37	0,00
<b>Συνολικό ποσοστό συμμετέχουσας μάζας</b>		93,2	92,40

Κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης υποθέσαμε ότι στην διεύθυνση Y ενεργοποιούνται μόνο οι εφελκόμενοι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Με τον τρόπο αυτό οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μπορούν να αναπτύξουν σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις πριν την αστοχία τους.

Στα Σχήματα 3.3 και 3.4 φαίνεται η παραμόρφωση της κατασκευής για τις δεσπόζουσες ιδιομορφές της διεύθυνσης X και Y



Σχήμα 3.3: 1η Ιδιομορφή, δεσπόζουσα κατά X ( $T = 2,02 \text{ sec}$ )



Σχήμα 3.4: 2η Ιδιομορφή, δεσπόζουσα κατά Y ( $T = 1,69 \text{ sec}$ )

## 4 Έλεγχος και διαστασιολόγηση κατασκευής

Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση του φορέα έγιναν σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 2, του Ευρωκώδικα 3 και του Ευρωκώδικα 4. Τα μεγέθη σχεδιασμού του φορέα προκύπτουν με βάση τη στατική και δυναμική ανάλυση που πραγματοποιήθηκαν στο χωρικό προσομοίωμα της κατασκευής. Η επιλογή των διατομών προκύπτει μέσω επαναληπτικής διαδικασίας όπου είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της μεθόδου ανάλυσης για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών καθώς και για τον προσδιορισμό των αντοχών.

### 4.1 Κατηγορία διατομών

Οι διατομές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες, ανάλογα με τη ροπή αντοχής, τη στροφική ικανότητα και την αντοχή σε λυγισμό. Για να εξασφαλιστεί η απαραίτητη στροφική ικανότητα, πρέπει οι ακραίες ίνες μιας διατομής να μπορούν να παραμορφωθούν χωρίς μείωση της αντοχής. Έτσι έχουμε τις εξής κατηγορίες:

- Κατηγορία 1: Είναι διατομές με αντοχή σε ροπή μεγαλύτερη της πλαστικής ροπής και επαρκή στροφική ικανότητα.
- Κατηγορία 2: Είναι διατομές που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Κατηγορία 3: Είναι διατομές στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Κατηγορία 4: Είναι διατομές στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Πίνακας 4.1: Ροπές αντοχής ανά κατηγορία διατομής

Κατηγορία διατομής	Ροπή αντοχής	
1 & 2	Πλαστική ροπή	$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$
3	Ελαστική ροπή	$M_{el} = W_{el} \cdot f_y$
4	Ροπή τοπικού λυγισμού	$M_0 < M_{el}$

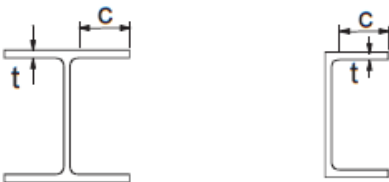

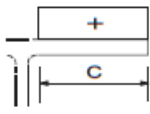

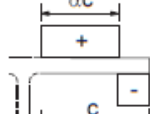
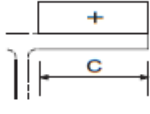
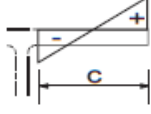
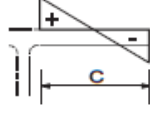
Η κατηγορία στην οποία ανήκει μια διατομή εξαρτάται από τη γεωμετρία της και από τη φόρτιση που επιβάλλεται σε αυτή. Κάθε διατομή συντίθεται από διάφορα πλακοειδή στοιχεία, όπως ο κορμός και τα πέλματα, τα οποία μπορεί να ανήκουν καθένα σε διαφορετική κατηγορία αλλά η κατάταξη της διατομής γίνεται με τη δυσμενέστερη εκ των θλιβομένων στοιχείων.

Στους Πίνακες 4.2, 4.3 και 4.4 φαίνονται οι γενικοί κανόνες για την κατάταξη των διατομών.

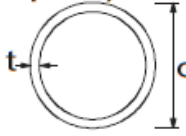
Πίνακας 4.2: Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Άξονας κάμψης		
				Άξονας 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	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{a}$			
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{a}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \epsilon$	$\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42 \cdot \epsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$ $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 4.3: Κατάταξη προεξεχόντων ελασμάτων

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	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a}$		$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$		
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a}$		$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}$ 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 4.4: Κατάταξη γωνιακών και σωληνωτών διατομών

Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$					
<b>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</b> Για $d/t > 90 \cdot \epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51



## 4.2 Σύμμικτες πλάκες

Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους συνοψίζονται στα παρακάτω:

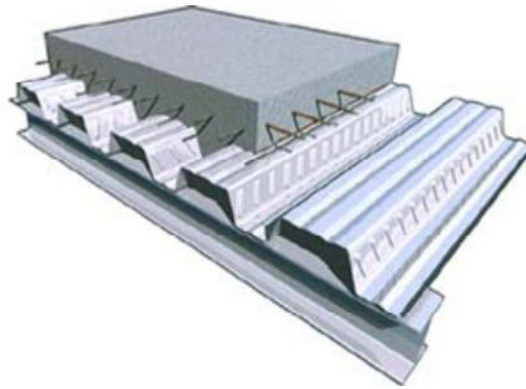
- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής.
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου.
- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκιδώσεων.

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στη περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.



Σχήμα 4.1: Τυπική διάταξη υποδομής σύμμικτης πλάκας

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 περιλαμβάνει δύο στάδια, τη **φάση κατασκευής** και τη **φάση λειτουργίας**. Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σ' αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.



Σχήμα 4.2: Διαμόρφωση της σύμμικτης πλάκας

Για την διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας χρησιμοποιήθηκε το χαλυβδόφυλλο **SYMDECK 73**, το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος ιδανικό για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα. Το άνω πέλαμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.

Οι πλάκες σχεδιάστηκαν για μία τυπική τομή του με συνολικό ύψος  $h=150\text{mm}$  και χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους  $t=0,75\text{mm}$  και ύψους  $h_p=7,3\text{ cm}$ . Τοποθετήθηκαν συνεχή χαλυβδόφυλλα με τις νευρώσεις κάθετες στις δευτερεύουσες δοκούς. Θα παραθετούν οι έλεγχοι σε φάση κατασκευής και λειτουργίας με την χρήση του λογισμικού Symdeck Designer της εταιρίας ΕΛΑΣΤΡΟΝ για την δυσμενέστερη τομή, συνολικού ανοίγματος 2,5m.

Τα δεδομένα που εισήχθησαν στο πρόγραμμα φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:

The screenshot shows the Sym Deck Designer 2 software interface. The main window displays a beam model with a uniformly distributed load of 5.0 kN/m over a span of 2.5 m. The software is set to calculate the design of a composite slab.

α/α	L (m)	q (kN/m <sup>2</sup> )
1	2.5	5
2		
3		

Ίδιο βάρος = 2.70 kN/m<sup>2</sup>  
 Πρόσθετα μόνιμα = 0.8 kN/m<sup>2</sup>  
 Σχεδίαση φορέα  
 $\gamma_G = 1.35$      $\gamma_Q = 1.50$

Γενικά στοιχεία    Φάση κατασκευής    Φάση λειτουργίας    Έλεγχος Πυραντοχής

$M_{Rd,S}^+$		$M_{Rd,S}^-$	
$M_{pl,Rd}^+$	=	27.35 kNm/m	
$M_{pl,Rd}^-$	=	5.60 kNm/m	
$V_{Rd,c}$	=	28.49 kN/m	

t = 0.75 mm     $\gamma_{M1} = 1.00$      $A_s = 1.14$  cm<sup>2</sup>/m  
 C : 25/30 MPa     $\gamma_C = 1.50$      $\emptyset : 6$  mm / d = 10 cm  
 S : 500 MPa     $\gamma_S = 1.15$   
 h = 0.15 m    c = 0.03 m  
 Fe : 320 GMPa

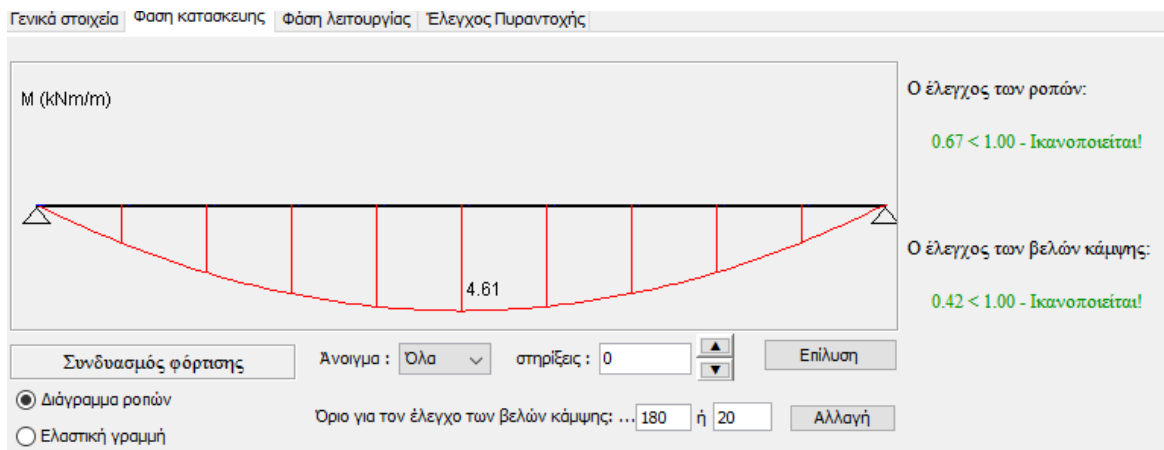
m = 90.83 MPa  
 k = 0.0144 MPa  
 $V_{1,Rd}$

Σχήμα 4.3: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας

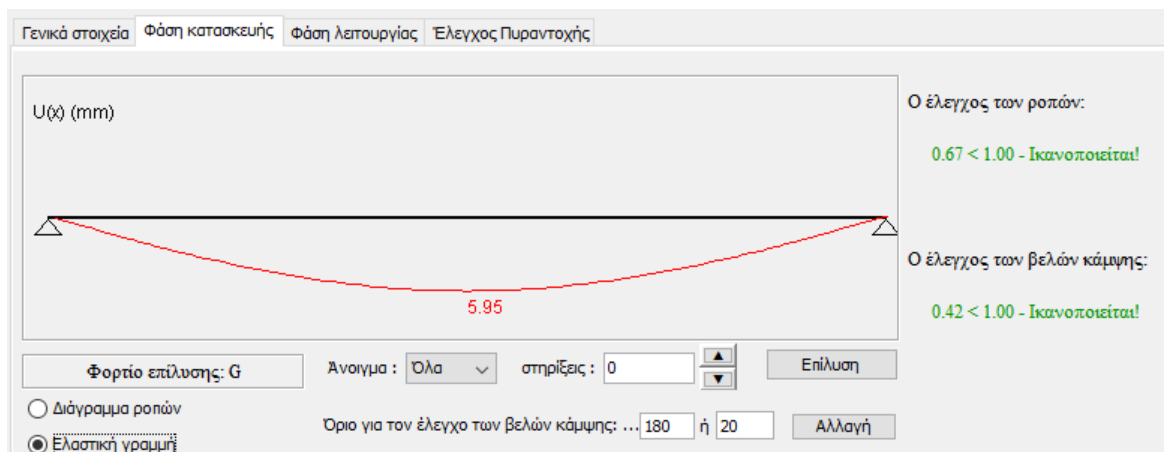
## Φάση Κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Στην περίπτωση όπου για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

Οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας για τη φάση κατασκευής φαίνονται στα Σχήματα 4.4 και 4.5.



Σχήμα 4.4: Έλεγχος ροπών στη φάση κατασκευής



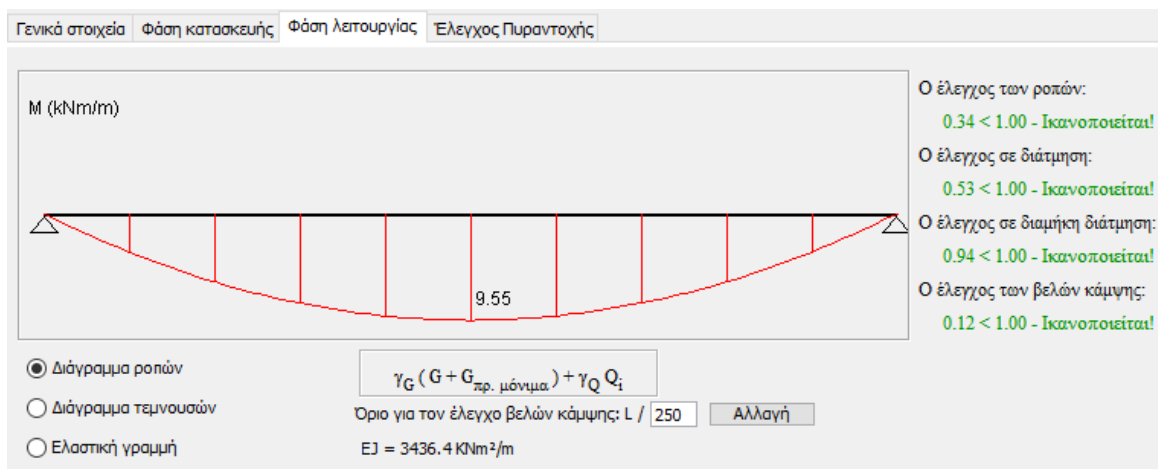
Σχήμα 4.5: Έλεγχος βελών κάμψης στη φάση κατασκευής

## Φάση Λειτουργίας

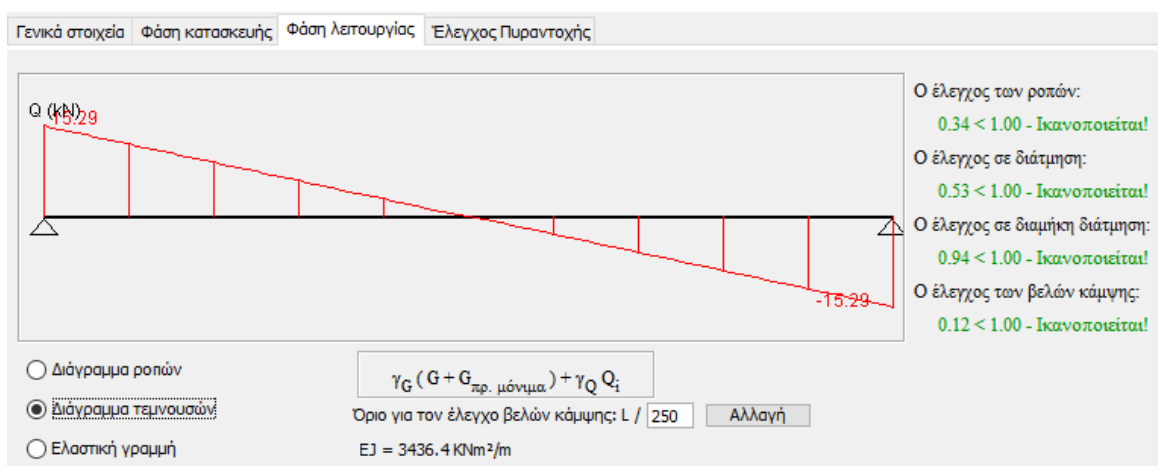
Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκους διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια.

Ο παραπάνω σχεδιασμός έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας έχει ως σκοπό την αποτροπή των μορφών αστοχίας που περιγράφηκαν στα προηγούμενα.

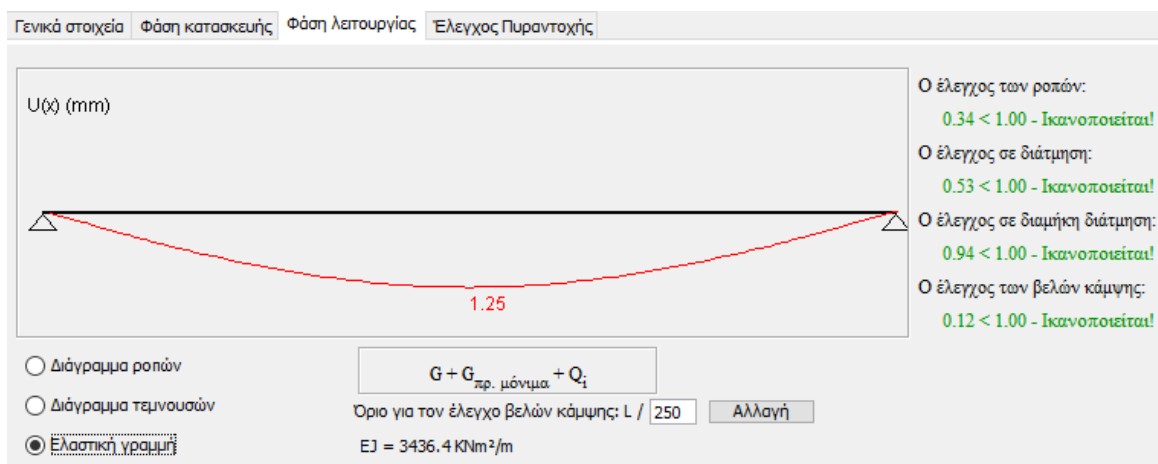
Οι έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας για τη φάση λειτουργίας φαίνονται στα Σχήματα 4.6, 4.7 και 4.8.



Σχήμα 4.6: Έλεγχος ροπών κάμψης στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.7: Έλεγχος σε διάτμηση στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.8: Έλεγχος βελών κάμψης στη φάση λειτουργίας

### 4.3 Σύμμικτες Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί. Η διαστασιολόγηση τους περιλαμβάνει αρχικά την χαλύβδινη δοκό στην φάση κατασκευής και έπειτα την σύμμικτη δοκό στην φάση λειτουργίας. Οι έλεγχοι αφορούν την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Στην φάση κατασκευής το σκυρόδεμα δεν έχει αποκτήσει την θλιπτική αντοχή του και η διατομή είναι χαλύβδινη και καταπονείται από το ίδιο βάρος της καθώς και από το νωπό σκυρόδεμα μαζί με το χαλυβδόφυλλο. Επίσης το άνω πέλμα της δοκού θλίβεται και δεν είναι πλευρικά εξασφαλισμένο επομένως απαιτείται ο έλεγχος ευστάθειας έναντι πλευρικού λυγισμού. Κατά τη φάση κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί ή όχι προσωρινή υποστήριξη στη δοκό. Ο έλεγχος παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι ο πλέον κρίσιμος για την ύπαρξη ή όχι προσωρινής υποστήριξης.

Η σύμμικτη λειτουργία επιτυγχάνεται με την χρήση διατμητικών ήλων που εξασφαλίζουν την συνεργασία της χαλύβδινης διατομής με την πλάκα σκυροδέματος. Στην φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει αναπτύξει την θλιπτική αντοχή και η διατομή μας είναι σύμμικτη. Στην φάση αυτή η διατομή καταπονείται από το σύνολο των φορτίων της κατασκευής (μόνιμα, κινητά, φορτία χιονιού, κλπ.). Τέλος η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος εμποδίζει τον λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος καθώς και την στροφή της δοκού και δεν απαιτείται ο έλεγχος ευστάθειας έναντι στρεπτοκαμπτικού-πλευρικού λυγισμού.

Για τον σχεδιασμό και τον έλεγχο των διαδοκίδων επιλέχθηκε η δοκός που παρουσιάζει τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη. Η δοκός έχει μήκος  $L = 7 \text{ m}$  και απέχει από τις γειτονικές δοκούς  $1,75 \text{ m}$ . Η διατομή που επιλέχθηκε είναι η πρότυπη ελατή διατομή IPE 180, τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της οποίας εμφανίζονται στον Πίνακα 4.5.

Πίνακας 4.5: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής IPE 180

$h$ (mm)	$b$ (mm)	$t_s$ (mm)	$t_g$ (mm)	$r$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$G$ (kN/m)
180	91	5,3	8	9	23,95	0,188
$W_{pl,y}$ (cm <sup>3</sup> )	$A_{vz}$ (cm <sup>2</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$I_w$ (cm <sup>6</sup> )	$I_t$ (cm <sup>4</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$h-2c$ (mm)
166	11,25	100,9	7430	4,79	1317	146

#### Κατάταξη διατομής

Η διαδοκίδα υπόκειται σε εγκάρσια φορτία. Γι' αυτό ελέγχεται σε κάμψη και διάτμηση. Ειδικότερα κατά την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλμα σε θλίψη.

Από τον έλεγχο και σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 4.3 προκύπτει διατομή **Κατηγορίας 1**. Οπότε παρακάτω θα γίνουν πλαστικοί έλεγχοι. Η κατάταξη της διατομής γίνεται για τη διαδοκίδα στη φάση κατασκευής.

## Φάση κατασκευής

Τα φορτία που μετέχουν σ' αυτήν τη φάση είναι:

- Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος:  $g_{\pi\lambda} = 2,70 \text{ kN/m}^2$
- Ίδιο βάρος σιδηροδοκού:  $g_{IPE180} = 0,188 \text{ kN/m}$
- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου :  $g_{\chi\alpha\lambda} = 0,125 \text{ kN/m}^2$

Πλάτος επιρροής:  $b = 1,75 \text{ m}$

### Χωρίς προσωρινή υποστήριξη

Κατά τη φάση κατασκευής χωρίς προσωρινή υποστήριξη το στατικό προσομοίωμα είναι αμφιέριστη δοκός.

Θα γίνει πρώτα ο έλεγχος παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για να δούμε αν είναι κρίσιμο το βέλος κάμψης της σιδηροδοκού από τα ίδια βάρη.

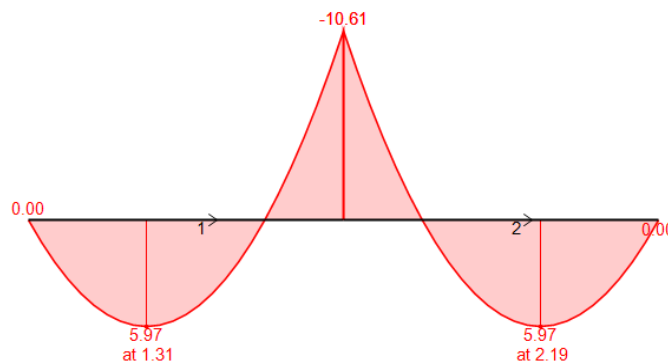
- Φορτίο σχεδιασμού (OKΛ):  $q_{ser} = 1 \cdot (g_{\pi\lambda} + g_{\chi\alpha\lambda}) \cdot b + g_{IPE180} = 5,13 \text{ kN/m}$
- Βέλος κάμψης:  $\delta_1 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 0,058 \text{ m}$
- Μέγιστο επιτρεπτό βέλος:  $\delta_{max} = L/250 = 0,028 \text{ m} < \delta_1$

Επομένως θα χρησιμοποιηθεί προσωρινή υποστήριξη στο μέσον της δευτερεύουσας δοκού ώστε να μειωθεί το βέλος κάμψης.

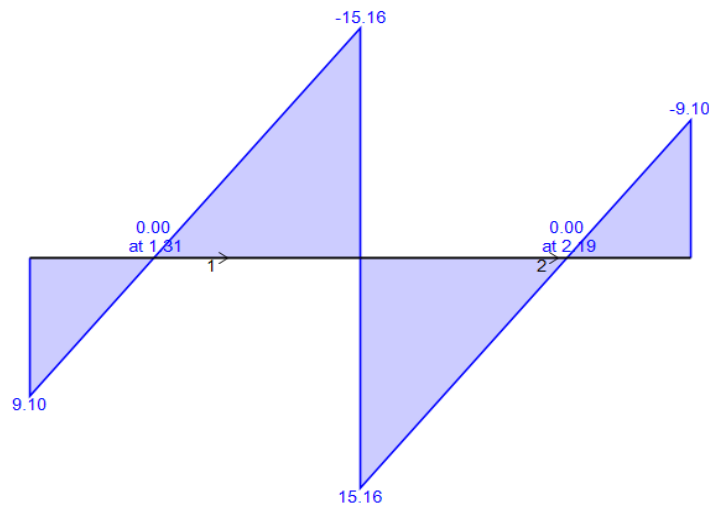
### Με προσωρινή υποστήριξη

Το στατικό προσομοίωμα της διαδοκίδας στην φάση κατασκευής είναι συνεχής δοκός δύο ανοιγμάτων με  $L_1=L_2=3,5 \text{ m}$

- Φορτίο σχεδιασμού (OKΑ):  $q = 1,35 \cdot [(g_{\pi\lambda} + g_{\chi\alpha\lambda}) \cdot b + g_{IPE180}] = 6,93 \text{ kN/m}$



Σχήμα 4.9: Διάγραμμα ροπών κάμψης δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής (kNm)



Σχήμα 4.10: Διάγραμμα τεμνουσών δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής (kN)

- Αντοχή διατομής σε κάμψη:  $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 58,93 \text{ kNm} > M_{Ed} = 10,61 \text{ kNm} \checkmark$
- Αντοχή διατομής σε διάτμηση:  $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 230,58 \text{ kN} > V_{Ed} = 30,32 \text{ kN} \checkmark$
- Έλεγχος απομείωσης ροπής αντοχής :  $0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 115,29 \text{ kN} > V_{Ed} = 30,32 \text{ kN}$   
Δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής.

- Έλεγχος ευστάθειας μέλους έναντι πλευρικού λυγισμού:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_l)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_l) \right\} \quad (4.1)$$

Όπου:

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

$I_t$ : η σταθερά στρέψης της διατομής

$I_w$ : η σταθερά στρέβλωσης

$I_z$ : η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα

$L$ : το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

$k$  &  $k_w$ : 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  $y-y$

$z_l = 0$ : για διατομή διπλής συμμετρίας

Οι συντελεστές  $k$  και  $k_w$  λαμβάνονται ίσοι με:

$k=1,0$  , γιατί τα παρακείμενα τμήματα της δοκού λυγίζουν εναλλάξ.

$k_w=1,0$  , συνίσταται γενικά για όλες τις περιπτώσεις.

Το φορτίο εφαρμόζεται στο άνω πέλαμα της δοκού, οπότε λαμβάνεται:  $z_g=h/2=90$  mm

Οι συντελεστές  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$  ορίζονται με βάση τον Πίνακα 4.6 ανάλογα με τις συνθήκες φόρτισης και το διάγραμμα καμπτικών ροπών, όπως ορίζεται από τον EN 1993-1-1.

Πίνακας 4.6: Συντελεστές  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$  για διάφορες τιμές του  $k$ , σε περίπτωση εγκάρσιων φορτίων

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής $k$	Συντελεστής		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Επειδή το διάγραμμα ροπών της δοκού δεν εμπεριέχεται στον Πίνακα 4.6, για τον προσδιορισμό των συντελεστών  $C$  επιλέχθηκε η περίπτωση του διαγράμματος ροπών αμφιέριστης. Συνεπώς, προκύπτουν  $C_1=1,132$ ,  $C_2=0,459$  και  $C_3=0,525$ .

Με βάση τις παραπάνω τιμές και για μήκος ίσο με  $L_1=L_2=3,5$  m, προέκυψε ελαστική κρίσιμη ροπή ίση με:

$$M_{cr} = 34,62 \text{ kNm}$$

Επειδή όμως:  $M_{Ed}/M_{cr} = 0,17 > 0,16$

Απαιτείται να γίνει ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Ανοιγμένη λυγρότητα:  $\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1,30$

Επιλογή καμπύλης λυγισμού:  $h/b = 1,97 \leq 2$ , επιλέχθηκε η καμπύλη  $a$

Συντελεστής ατελειών:  $\alpha_{LT} = 0,210$

Μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:  $\Phi_{LT} = 1,47$  &  $\chi_{LT} = 0,47$

Επομένως  $M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot f_y \cdot W_y}{\gamma_{M1}} = 27,56 \text{ kNm} > M_{Ed}$  ✓



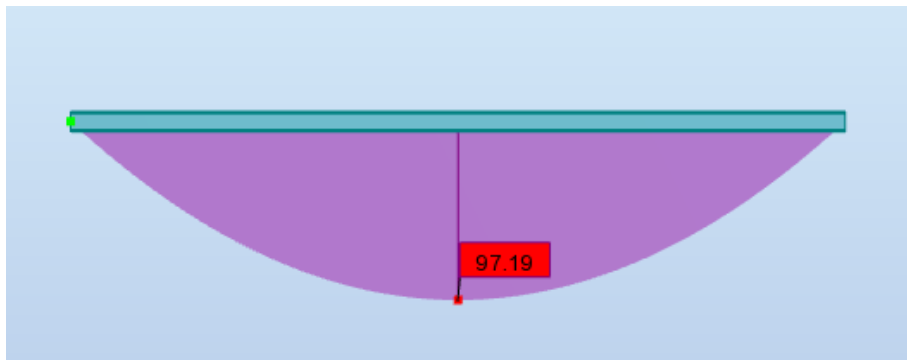
## Φάση λειτουργίας

Η δοκός με το σκυρόδεμα αποτελούν την σύμμικτη δοκό, η οποία καταπονείται από το σύνολο των φορτίων. Ο υπολογισμός των ροπών αντοχής της διατομής γίνεται με πλαστική ανάλυση.

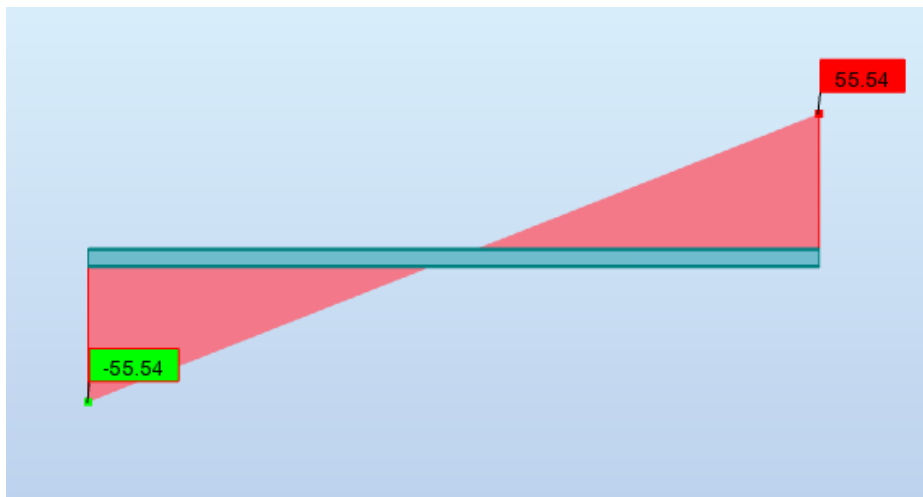
Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σύμμικτης διατομής, είναι τα ακόλουθα:

- Συνολικό πάχος πλάκας :  $h = 15 \text{ cm}$
- Πάχος σκυροδέματος :  $h_c = 7,7 \text{ cm}$
- Ύψος χαλυβδόφυλλου :  $h_p = 7,3 \text{ cm}$
- Πλάτος επιρροής:  $b_{e,i} = L/8 = 0,875 \text{ m}$  ,  $b_{eff} = 2 \cdot b_{e,i} = 1,75 \text{ m}$
- Εμβαδόν σκυροδέματος :  $A_c = h_c \cdot b_{eff} = 1347,5 \text{ cm}^2$

## Οριακή κατάσταση Αστοχίας



Σχήμα 4.11: Διάγραμμα ροπών κάμψης δευτερεύουσας δοκού στη φάση λειτουργίας (kNm)



Σχήμα 4.12: Διάγραμμα τεμνουσών δευτερεύουσας δοκού στη φάση λειτουργίας (kN)

- Αντοχή διατομής

Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος:

$$F_c = A_c \cdot f_{cd} = 2290,75 \text{ kN}$$

Εφελκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής:

$$F_a = A_a \cdot f_{yd} = 739,33 \text{ kN}$$

Επειδή  $F_c > F_a$ , ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος ώστε να υπάρχει ισορροπία εσωτερικών δυνάμεων. Επομένως, εφελκείται όλη η χαλύβδινη δοκός και είναι **Κατηγορίας 1**.

Η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής είναι:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot (z_a - z_0/2) = 168,25 \text{ kNm} > M_{Ed} = 97,19 \text{ kNm} \checkmark$$

$$\text{Όπου: } z_0 = \frac{F_a}{b_{eff} \cdot f_{cd}} = 2,49 < 7,7 \text{ cm}$$

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της δοκού:

$$V_{pl,Rd} = 230,58 \text{ kN} > V_{Ed} = 55,54 \text{ kN} \checkmark$$

### Διατμητική σύνδεση

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Η παραλαβή αυτή γίνεται με μηχανικά μέσα, τα οποία ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διατμητική ροή μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος, εμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων και εξασφαλίζουν την κοινή, σύμμικτη λειτουργία.

Ως διατμητικούς συνδέσμους θα χρησιμοποιήσουμε ήλους κεφαλής. Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι κεφαλής S355 οι οποίοι αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων. Οι σύνδεσμοι αυτοί προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και του πλεονεκτικού ρόλου της κεφαλής τους η οποία εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη δοκό. Οι διαστάσεις και οι αποστάσεις των ήλων επιλέγονται ώστε να ικανοποιούν ορισμένες απαιτήσεις.

Στην περίπτωσή μας επιλέχθηκε πλήρης διατμητική σύνδεση, ώστε οι ήλοι να παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση και έτσι να εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος.

#### • Διαμήκης διάτμηση

Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση καθώς και οι αντοχές των διατομών προέκυψαν με πλαστική ανάλυση.

Σε όλο το τμήμα της δοκού βρισκόμαστε μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών (αμφιέριστες δοκοί) και ισχύει για όλο το σύνολο της διαμήκους διάτμησης η σχέση:

$$V_1 = \Sigma T_1 = D^+ = Z^+ = A_a \cdot f_{yd} = 739,33 \text{ kN}$$

#### • Διατμητικοί ήλοι κεφαλής

Επιλέγονται ήλοι κεφαλής διαμέτρου  $d = 19 \text{ mm}$ , ύψους  $h = 125 \text{ mm}$  και εφελκυστικής αντοχής  $f_u = 500 \text{ MPa}$ .

Πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω απαιτήσεις:

- Διάμετρος ήλου:  $d = 19 \text{ mm} < 2,5 \cdot t_f = 20 \text{ mm} \checkmark$
- Ύψος ήλου:  $h_{sc} = 125 \text{ mm} > h_p = 73 \text{ mm} \checkmark$
- $h_{sc} = 125 \text{ mm} < h = 150 \text{ mm} \checkmark$
- Υπερκάλυψη σκυροδέματος  $C_{nom}$ :  $h - h_{sc} = 25 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \checkmark$

- **Αντοχή ήλου**

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση ( $P_{v,Rd}$ ) και από την αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας ( $P_{b,Rd}$ ). Συνεπώς, η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις σχέσεις:

$$P_{v,Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left( \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) / \gamma_v \quad (4.2)$$

$$P_{b,Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \quad (4.3)$$

Όπου:  $\gamma_v = 1,25$  και  $\alpha = 1$

$$P_{Rd} = \min(P_{v,Rd}, P_{b,Rd}) = \min(81,65; 73,13) = 73,13 \text{ kN}$$

Η αντοχή των ήλων εντός σύμμικτης πλάκας που αποτελείται από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και πλάκα σκυροδέματος είναι μικρότερη από την αντοχή τους εντός συμπαγούς πλάκας. Αυτό συμβαίνει γιατί δεν υπάρχει επαρκές σκυρόδεμα πίσω από τον ήλο λόγω του μεταλλικού χαλυβδόφυλλου οπότε και μειώνεται η αντοχή του. Εφόσον οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στη δευτερεύουσα δοκό ο μειωτικός συντελεστής δίνεται από τη σχέση:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) < k_{t,max} \quad (4.4)$$

Όπου:

- $N_r$ : αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση με  $N_r \leq 2$  για τους υπολογισμούς. Έστω  $N_r = 2$ .
- $b_0$ : μέσο πλάτος των αυλακώσεων  
 $b_0 = (95,5 - 50) / 2 + 50 = 72,5 \text{ mm} < 73 \text{ mm} = h_p$ , άρα  $b_0 = h_p = 73 \text{ mm}$   
 $h_{sc} - h_p = 125 - 73 = 52 \text{ mm} \geq 2 \cdot d = 38 \text{ mm}$   
 $d = 19 \text{ mm} < 22 \text{ mm}$  για συγκόλληση διαμέσου οπών στα φύλλα
- $k_{t,max} = 0,60$  για  $N_r = 2$  και  $t = 0,75 \text{ mm} \leq 1$

Προκύπτει μειωτικός συντελεστής  $k_t = 0,5$

Επομένως η τελική απομειωμένη αντοχή του διατμητικού ήλου είναι:

$$P_{Rd} = 0,5 \cdot 73,13 = 36,56 \text{ kN}$$

- **Κατανομή ήλων**

Για την πλαστική κατανομή συνδέσμων κατά μήκος της δοκού χρειάζεται να πληρούνται οι εξής προϋποθέσεις:

- Όλκιμοι ήλοι κεφαλής ( $16 \text{ mm} < d < 22 \text{ mm}$ ) & ( $h > 4d = 76 \text{ mm}$ ) ✓
- Διατομές κατηγορίας 1 ή 2 ✓
- Πρέπει  $M_{pl,Rd} / M_{pl,a,Rd} \leq 2,5$   
 Όμως:  $168,25 / 58,93 = 2,85$  δεν ικανοποιείται

Η κατανομή των ήλων θα γίνει με ελαστοπλαστική ανάλυση. Στην περίπτωση αυτή τοποθετούνται στα ακραία τμήματα μήκους  $L/4$  διπλάσιοι διατμητικοί σύνδεσμοι σε σχέση με το μεσαίο τμήμα. Αυτό επιτυγχάνεται απλά τοποθετώντας τους ήλους στα ακραία  $L/4$  σε 2 σειρές, ενώ στο ενδιάμεσο σε μία σειρά ήλων.

Συνεπώς ο απαραίτητος αριθμός συνδέσμων για να αναπτυχθεί πλήρης διατμητική σύνδεση είναι:

$n_f = 739,33/36,56 = 20,22$  , δηλαδή 24 ήλοι στο μισό μήκος της δοκού.

- Για τα ακραία  $L/4$ , χρησιμοποιούνται 16 ήλοι οι οποίοι τοποθετούνται σε 2 σειρές με  $e_t = 80$  mm και  $e_L = 210$ mm.
- Για την μέση, χρησιμοποιούνται 8 ήλοι οι οποίοι τοποθετούνται σε μια σειρά με  $e_L = 437$  mm.

Οι ελάχιστες και οι μέγιστες αποστάσεις που πρέπει να ικανοποιούνται είναι:

- Ελάχιστες διαμήκεις αποστάσεις:  $\min e_L = 5 \cdot d = 5 \cdot 19 = 95$  mm  $\leq 210$  mm ✓
- Μέγιστες διαμήκεις αποστάσεις:  
 $\max e_L = \min[6 \cdot (h_c + h_p); 800$  mm] =  $\min[6 \cdot 150; 800]$  = 800 mm  $\geq 437$  mm ✓
- Ελάχιστες εγκάρσιες αποστάσεις:  $\min e_T = 4 \cdot d = 4 \cdot 19 = 76$  mm  $\leq 80$  mm ✓

#### 4.4 Δοκοί πλαισίων ροπής

Οι διαδοκίδες εδράζονται στο ζύγωμα των πλαισίων αμφιαρθρωτά μεταφέροντας τα επιφανειακά φορτία των πλακών ως συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία. Επίσης επί του ζυγώματος εδράζονται και οι επιμέρους τοιχοποιίες.

Τα ζυγώματα δεν είναι διατμητικά συνδεδεμένα με την σύμμικτη πλάκα η οποία και δεν τα εξασφαλίζει σε πλευρικό λυγισμό στην φάση λειτουργίας. Ωστόσο η σύνδεσή τους με τις διαδοκίδες ανά 1,5m και 1,75m εξασφαλίζουν τα πέλματα σε θλίψη.

Λόγω του διαφράγματος που δημιουργείται από την σύμμικτη πλάκα, τα ζυγώματα δεν καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις. Οι διατομές και τα μέλη ελέγχονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και λειτουργικότητας (ΟΚΛ) στην φάση λειτουργίας.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για τη δυσμενέστερη δοκό του δεύτερου ορόφου του εσωτερικού πλαισίου (HEA 400) μήκους  $L = 9 \text{ m}$ .

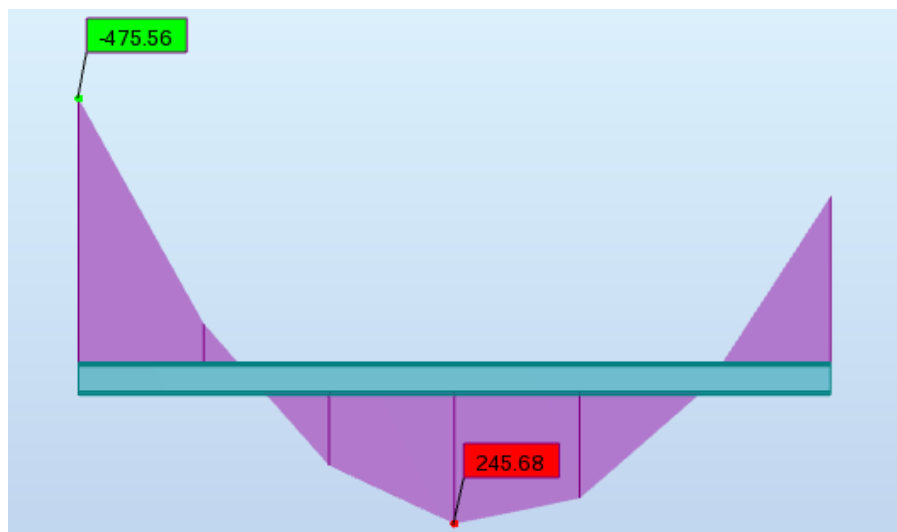
Πίνακας 4.7: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEA 400

h (mm)	b (mm)	t <sub>s</sub> (mm)	t <sub>g</sub> (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )
390	300	11	19	158,98	2561,97
W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	r <sub>y</sub> (cm)
872,88	191,00	45069	8563	45069,40	16,8

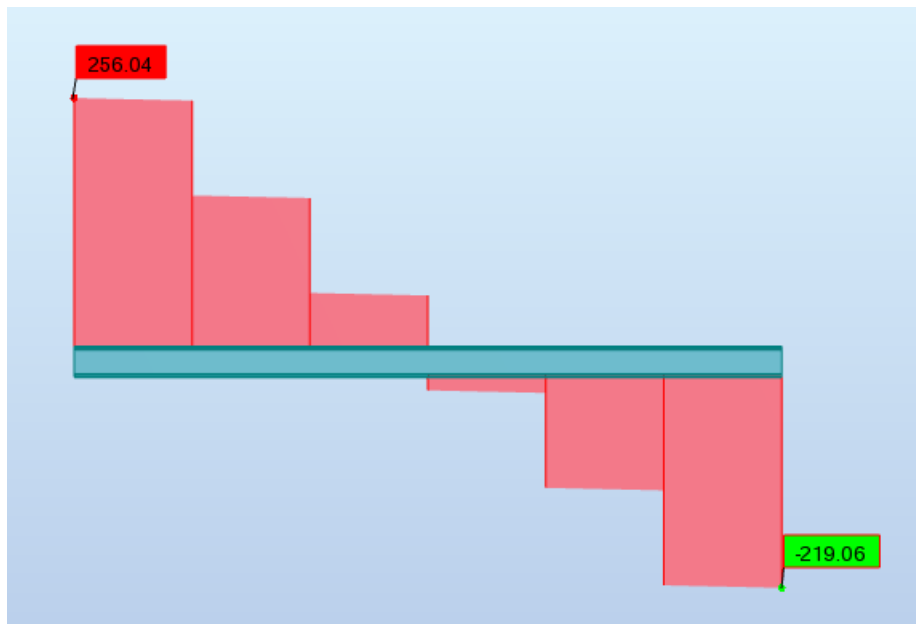
#### Κατάταξη διατομής

Η δοκός του ζυγώματος υπόκειται σε εγκάρσια φορτία. Γι' αυτό ελέγχεται σε κάμψη και διάτμηση. Ειδικότερα κατά την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλμα σε θλίψη.

Από τον έλεγχο και σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 4.3, προκύπτει η διατομή **Κατηγορίας 1**. Επομένως θα γίνει πλαστικός έλεγχος.



Σχήμα 4.13: Διάγραμμα ροπών κάμψης ζυγώματος στη φάση λειτουργίας (ΟΚΑ) (kNm)



Σχήμα 4.14: Διάγραμμα τεμνουσών ζυγώματος στη φάση λειτουργίας (OKA) (kN)

### OKA – Φάση λειτουργίας

- Έλεγχος ευστάθειας έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:  
 $M_{pl,Rd} = 909,50 \text{ kNm}$  ,  $\chi_{LT} = 0,95$  ,  $M_{b,Rd} = 865,42 \text{ kNm} > M_{y,ed} = 475,56 \text{ kNm}$
- Έλεγχος σε κάμψη: Καλύπτεται από τον έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (ευμενέστερος ο έλεγχος σε κάμψη).
- Έλεγχος σε διάτμηση:  
 $V_{pl,Rd} = 1174,99 \text{ kN} > V_{ed} = 256,04 \text{ kN}$   
 $V_{ed}/V_{pl,Rd} < 0,5$  , άρα δε χρειάζεται απομείωση ροπής λόγω τέμνουσας.

### OKL – Φάση λειτουργίας

- Μέγιστη παραμόρφωση:  
 $\delta z = 1 \text{ cm} < \delta_{max} = L/250 = 3,6 \text{ cm}$
- Παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων:  
 $\delta z = 0,4 \text{ cm} < \delta_2 = L/300 = 3 \text{ cm}$

Παρακάτω στα Σχήματα 4.15 και 4.16, παρατίθενται οι έλεγχοι σε OKA και OKL στην φάση λειτουργίας με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis.

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.  
ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 172  
0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:  $x = 0.00 L =$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 32 ULS/9=1\*1.35+2\*1.35+3\*1.35+4\*1.35+5\*1.35+6\*1.35+9\*1.50+10... (1+2+3+4+5+6)\*1.35+(9+10+11+13+14+12)\*1.50+21\*0.90+17\*0.75

ΥΛΙΚΟ:

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 400

$h=39.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=126.20$ cm <sup>2</sup>	$A_z=57.33$ cm <sup>2</sup>	$A_x=158.98$ cm <sup>2</sup>
$tw=1.1$ cm	$I_y=45069.40$ cm <sup>4</sup>	$I_z=8563.83$ cm <sup>4</sup>	$I_x=191.00$ cm <sup>4</sup>
$tf=1.9$ cm	$W_{ply}=2561.97$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=872.88$ cm <sup>3</sup>	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 0.00$ kN	$M_{y,Ed} = -475.56$ kN*m	$M_{z,Ed} = -0.00$ kN*m	$V_{y,Ed} = -0.00$ kN
$N_{c,Rd} = 5643.72$ kN	$M_{y,Ed,max} = -475.56$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 0.00$ kN*m
	$V_{y,T,Rd} = 2586.54$ kN		
$N_{b,Rd} = 5643.72$ kN	$M_{y,c,Rd} = 909.50$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 309.87$ kN*m	$V_{z,Ed} = 256.04$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 909.50$ kN*m	$MN_{,z,Rd} = 309.87$ kN*m	$V_{z,T,Rd} = 1174.99$ kN
	$Mb,Rd = 865.42$ kN*m		$Tt,Ed = 0.00$ kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 5552.19$ kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$XLT = 0.95$
$L_{cr,low} = 1.50$ m	$Lam_{LT} = 0.40$	$\bar{\mu}_{LT} = 0.60$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$k_{yy} = 1.00$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$k_{zz} = 1.00$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.27 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.22 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.55 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.55 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.55 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Σχήμα 4.15: Έλεγχοι σε ΟΚΑ – Δοκός ζυγώματος

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$u_z = 1.0$  cm  $< u_z \max = L/250.00 = 3.6$  cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 79 SLS:CHR/3=1\*1.00+2\*1.00+3\*1.00+4\*1.00+5\*1.00+6\*1.00+9\*1.00... (1+2+3+4+5+6+9+10+11+13+14+12)\*1.00+18\*0.60+17\*0.50

$u_{inst,z} = 0.4$  cm  $< u_{inst,max,z} = L/300.00 = 3.0$  cm

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 1\*9 + 1\*10 + 1\*11 + 0.5\*17 + 1\*13 + 1\*14 + 1\*12 + 0.6\*18



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Σχήμα 4.16: Έλεγχοι σε ΟΚΛ – Δοκός ζυγώματος

## 4.5 Δοκοί πλαισίων με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας

Οι δοκοί των πλαισίων με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέχθηκαν να μην είναι διατμητικά συνδεδεμένες με τη σύμμικτη πλάκα. Επομένως οι δοκοί δεν είναι πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω της πλάκας σκυροδέματος και υπόκεινται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Λόγω του διαφράγματος που δημιουργείται από την σύμμικτη πλάκα, οι δοκοί δεν καταπονούνται από αξονικές δυνάμεις. Οι διατομές και τα μέλη ελέγχονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και λειτουργικότητας (ΟΚΛ) στην φάση λειτουργίας.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για τη δυσμενέστερη εξωτερική δοκό του δεύτερου ορόφου του ενώνει το εξωτερικό πλαίσιο ροπής με το εσωτερικό πλαίσιο (HEA 260) μήκους  $L = 7$  m.

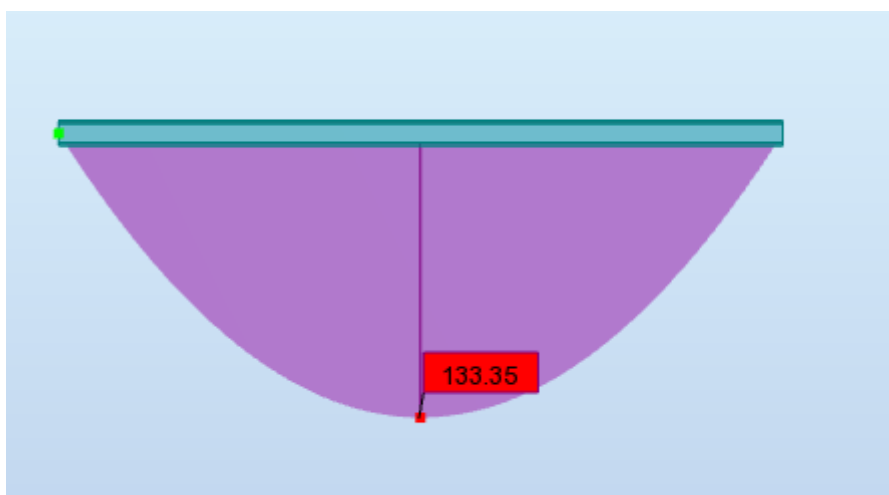
Πίνακας 4.8: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEA 260

$h$ (mm)	$b$ (mm)	$t_s$ (mm)	$t_g$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{el,y}$ (cm <sup>3</sup> )
250	260	8	13	86,82	836,40
$W_{el,z}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$r_z$ (cm)	$r_y$ (cm)
282,12	46,30	10455,00	3667,56	6,5	11

### Κατάταξη διατομής

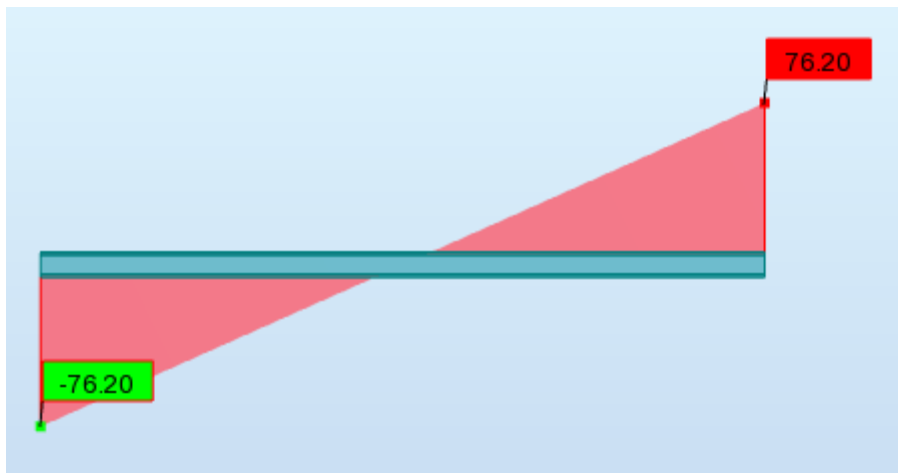
Η δοκός υπόκειται σε εγκάρσια κατανεμημένα φορτία. Για την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλμα σε θλίψη.

Από τον έλεγχο και σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 4.3, προκύπτει ο κορμός κατηγορία 1 και το πέλμα κατηγορία 3. Επομένως η διατομή είναι **Κατηγορίας 3**. Επομένως θα γίνει ελαστικός έλεγχος.



Σχήμα 4.17: Διάγραμμα ροπών κάμψης δοκού στη φάση λειτουργίας (ΟΚΑ) (kNm)





Σχήμα 4.18: Διάγραμμα τεμνουσών δοκού στη φάση λειτουργίας (OKA) (kN)

### OKA – Φάση λειτουργίας

- Έλεγχος ευστάθειας έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:  
 $M_{el,Rd} = 296,92 \text{ kNm}$  ,  $\chi_{LT} = 0,61$  ,  $M_{b,Rd} = 182,10 \text{ kNm} > M_{y,ed} = 133,35 \text{ kNm}$
- Έλεγχος σε κάμψη: Καλύπτεται από τον έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (ευμενέστερος ο έλεγχος σε κάμψη).

### OKL – Φάση λειτουργίας

- Μέγιστη παραμόρφωση:  
 $\delta z = 2,3 \text{ cm} < \delta_{max} = L/250 = 2,8 \text{ cm}$
- Παραμόρφωση λόγω μεταβλητών δράσεων:  
 $\delta z = 0,3 \text{ cm} < \delta_2 = L/300 = 2,3 \text{ cm}$

Παρακάτω στα Σχήματα 4.19 και 4.20, παρατίθενται οι έλεγχοι σε OKA και OKL στην φάση λειτουργίας με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis.

ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΜΕΛΟΣ: 166  
3.50 m

ΣΗΜΕΙΟ: 2

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:  $x = 0.50 L =$

ΦΟΡΤΙΑ:

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $28 \text{ ULS}/5 = 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.35 + 6*1.35 + 9*1.50 + 10 \dots (1+2+3+4+5+6)*1.35 + (9+10+11+13+14+12)*1.50 + 19*0.90 + 17*0.75$

ΥΛΙΚΟ:

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 260

$h = 25.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 26.0 \text{ cm}$	$A_y = 73.54 \text{ cm}^2$	$A_z = 28.76 \text{ cm}^2$	$A_x = 86.82 \text{ cm}^2$
$tw = 0.8 \text{ cm}$	$I_y = 10455.00 \text{ cm}^4$	$I_z = 3667.56 \text{ cm}^4$	$I_x = 46.30 \text{ cm}^4$
$tf = 1.3 \text{ cm}$	$W_{ely} = 836.40 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 282.12 \text{ cm}^3$	

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

$N_{,Ed} = 0.00 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 133.35 \text{ kN*m}$
$N_{c,Rd} = 3082.09 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 133.35 \text{ kN*m}$
$N_{b,Rd} = 3082.09 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 296.92 \text{ kN*m}$
	$M_{b,Rd} = 182.10 \text{ kN*m}$

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 3



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 256.99 \text{ kN*m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ, LT - a	$XLT = 0.61$
$L_{cr,upp} = 7.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.07$	$f_{i,LT} = 1.17$	

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$k_{yy} = 1.00$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$k_{zy} = 1.00$

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.45 < 1.00$  (6.2.5.(1))

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.45 < 1.00$  (6.2.1(7))

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.73 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.73 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) = 0.73 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Σχήμα 4.19: Έλεγχοι ΟΚΑ - Δοκός πλαισίου με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας

ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ



ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):

$u_z = 2.3 \text{ cm} < u_{z,max} = L/250.00 = 2.8 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $82 \text{ SLS}:CHR/6 = 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 6*1.00 + 9*1.00 \dots (1+2+3+4+5+6+9+10+11+13+14+12)*1.00 + 19*0.60$

$u_{inst,z} = 0.3 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/300.00 = 2.3 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $1*9 + 1*10 + 1*11 + 1*13 + 1*14 + 1*12 + 0.6*19$



ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

Σχήμα 4.20: Έλεγχοι ΟΚΛ - Δοκός πλαισίου με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας

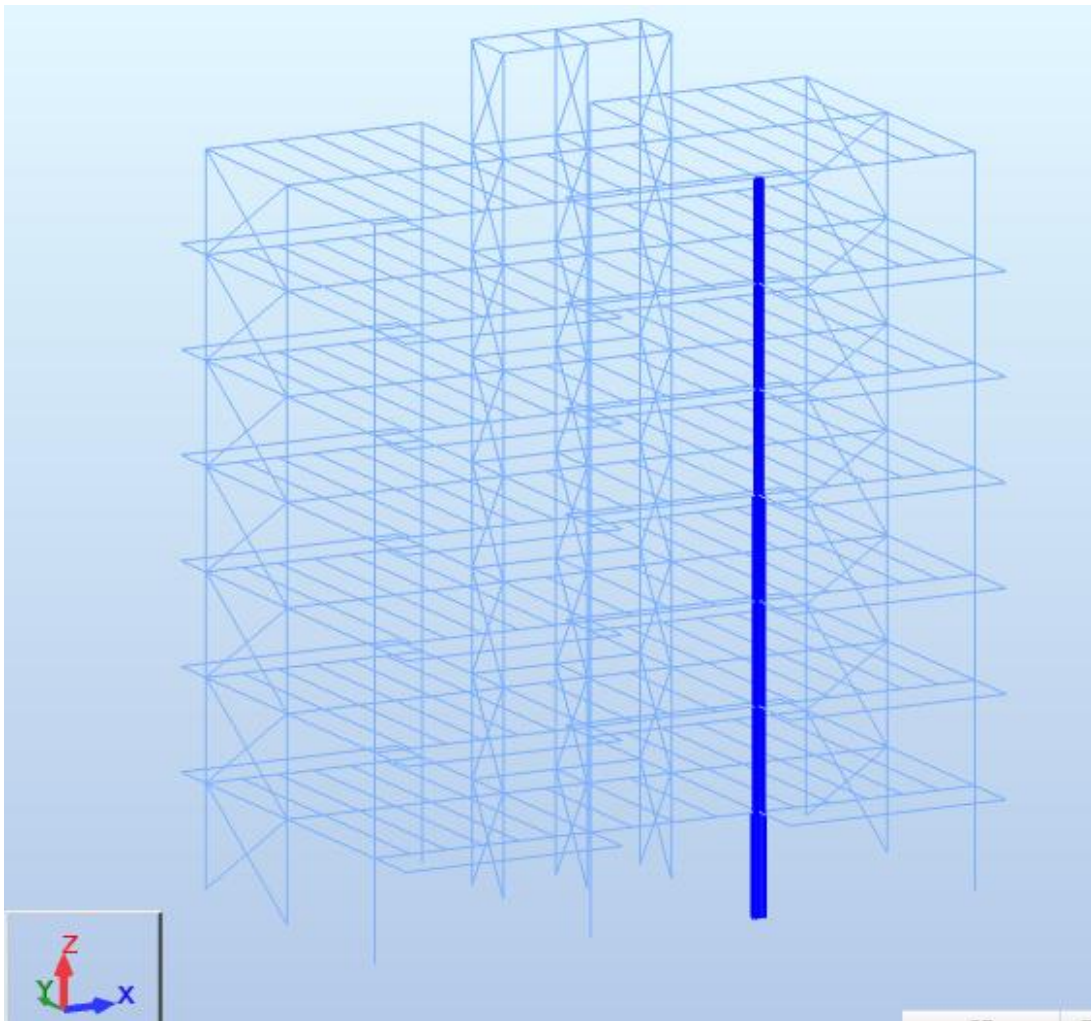
## 4.6 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα υπόκεινται σε θλίψη και διαξονική κάμψη. Στην καθολική διεύθυνση Y (διεύθυνση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας) έχουν άρθρωση στην βάση τους ενώ στην καθολική διεύθυνση X (διεύθυνση πλαισίων ροπής) είναι πακτωμένα.

Δέχονται οριζόντιες φορτίσεις λόγω ανέμου και σεισμού όπου στην καθολική διεύθυνση X παραλαμβάνονται εξ' ολοκλήρου από τα υποστυλώματα ενώ στην αντίστοιχη Y σημαντικό ποσοστό παραλαμβάνεται από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Με βάση τα παραπάνω, έχουν τοποθετηθεί κατάλληλα ο ισχυρός και ο ασθενής άξονας των υποστυλωμάτων, ώστε να μην προκύψουν προβλήματα ευστάθειας λόγω λυγισμού.

Λόγω εργοστασιακών προδιαγραφών καθώς και για την βελτιστοποίηση του σχεδιασμού, επιλέχθηκε μεταβλητή διατομή καθ' ύψος την κατασκευής. Επομένως τα υποστυλώματα βάσης συνολικού ύψους 4 m σχεδιάστηκαν ξεχωριστά και τα υποστυλώματα των ορόφων σχεδιάστηκαν ανά τρεις ορόφους, βάσει του δυσμενέστερου.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος καθ' ύψος του υποστυλώματος που δέχεται το δυσμενέστερο θλιπτικό φορτίο, το οποίο βρίσκεται στην όψη της κατασκευής και αποτελείται από διατομές της σειράς ΗΕΒ. Ελέγχεται η αντοχή και η ευστάθεια σε ΟΚΑ και η παραμόρφωση σε ΟΚΛ στην φάση κατασκευής.



Σχήμα 4.21: Θέση υποστυλώματος ελέγχου

### Υποσύλωμα βάσης: $0 \leq h \leq 4 \text{ m}$

Για το υποσύλωμα βάσης επιλέχθηκε η διατομή HEB 450.

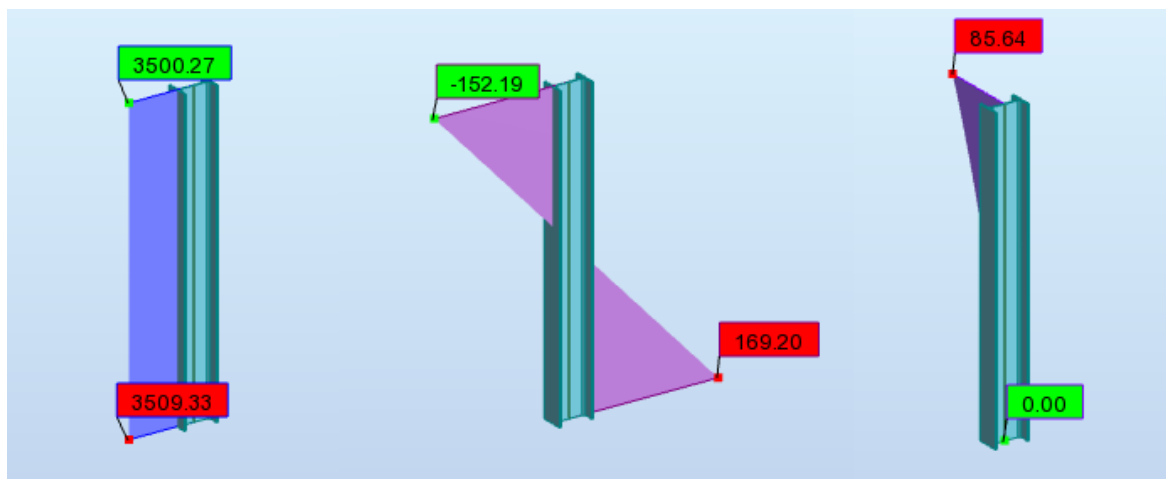
Πίνακας 4.9: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEB 450

h (mm)	b (mm)	t <sub>s</sub> (mm)	t <sub>g</sub> (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )
450	300	14	26	217,98	3982,57
W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	r <sub>z</sub> (cm)	r <sub>y</sub> (cm)
1197,67	485,00	79887,60	11721,30	7,3	19,1

### Κατάταξη διατομής

Για την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό και το πέλμα σε θλίψη.

Από τον έλεγχο και σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 4.3, προκύπτει ο κορμός και το πέλμα κατηγορία 1. Επομένως η διατομή είναι **Κατηγορίας 1**. Επομένως θα γίνει πλαστικός έλεγχος.



Σχήμα 4.22: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών N (kN), M<sub>y</sub> (kNm), M<sub>z</sub> (kNm) υποστυλώματος ισογείου

Παρακάτω στα Σχήματα 4.23 και 4.24, παρατίθενται οι έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ στην φάση λειτουργίας με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis.

**ΦΟΡΤΙΑ:**

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $30 \text{ ULS}/7=1*1.35+2*1.35+3*1.35+4*1.35+5*1.35+6*1.35+9*1.50+10\dots (1+2+3+4+5+6)*1.35+(9+10+11+13+14+12)*1.50+20*0.90+17*0.75$

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 450**

$h=45.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=169.82 \text{ cm}^2$	$A_z=79.66 \text{ cm}^2$	$A_x=217.98 \text{ cm}^2$
$tw=1.4 \text{ cm}$	$I_y=79887.60 \text{ cm}^4$	$I_z=11721.30 \text{ cm}^4$	$I_x=485.00 \text{ cm}^4$
$tf=2.6 \text{ cm}$	$W_{ply}=3982.57 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=1197.67 \text{ cm}^3$	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

$N_{Ed} = 3509.33 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 169.20 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = -9.03 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 7738.22 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 169.20 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 85.64 \text{ kN*m}$
	$V_{y,T,Rd} = 3480.54 \text{ kN}$	
$N_{b,Rd} = 6003.35 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 1413.81 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 425.17 \text{ kN*m}$
	$MN_{y,Rd} = 900.69 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = -80.35 \text{ kN}$
	$Mb,Rd = 1361.51 \text{ kN*m}$	$V_{z,T,Rd} = 1632.66 \text{ kN}$
		$Tt,Ed = -0.00 \text{ kN*m}$
		ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 10903.91 \text{ kN*m}$	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$XLT = 0.96$
$L_{cr,upp} = 4.00 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 0.36$	$f_{i,LT} = 0.58$	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:	ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:
$L_y = 4.00 \text{ m}$	$L_z = 4.00 \text{ m}$
$L_{cr,y} = 2.63 \text{ m}$	$L_{cr,z} = 4.00 \text{ m}$
$Lam_y = 13.72$	$Lam_z = 54.55$
$Lam_y = 0.18$	$Lam_z = 0.71$
$X_y = 1.00$	$X_z = 0.78$
$k_{yy} = 0.71$	$k_{zy} = 0.37$

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.45 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.12 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $M_{y,Ed}/MN_{y,Rd} = 0.19 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$\lambda_{y} = 13.72 < \lambda_{y,max} = 210.00$   $\lambda_{z} = 54.55 < \lambda_{z,max} = 210.00$  ΣΤΑΘΕΡΟ  
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.12 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.65 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.79 < 1.00$   
 (6.3.3.(4))

Σχήμα 4.23: Έλεγχοι ΟΚΑ - Υποστύλωμα βάσης

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**

**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):** ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/300.00 = 1.3 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $96 \text{ SLS:CHR}/20=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*1.00+5*1.00+6*1.00+9*0.70\dots (1+2+3+4+5+6+20)*1.00+(9+10+11+13+14+12)*0.70+17*0.50$

$v_y = 0.3 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/300.00 = 1.3 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $102 \text{ SLS:CHR}/26=1*1.00+2*1.00+3*1.00+4*1.00+5*1.00+6*1.00+9*0.70\dots (1+2+3+4+5+6+23)*1.00+(9+10+11+13+14+12)*0.70+17*0.50$

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

Σχήμα 4.24: Έλεγχοι ΟΚΛ - Υποστύλωμα βάσης

## Υποσύλωμα HEB 360: $4\text{ m} \leq h \leq 16\text{ m}$

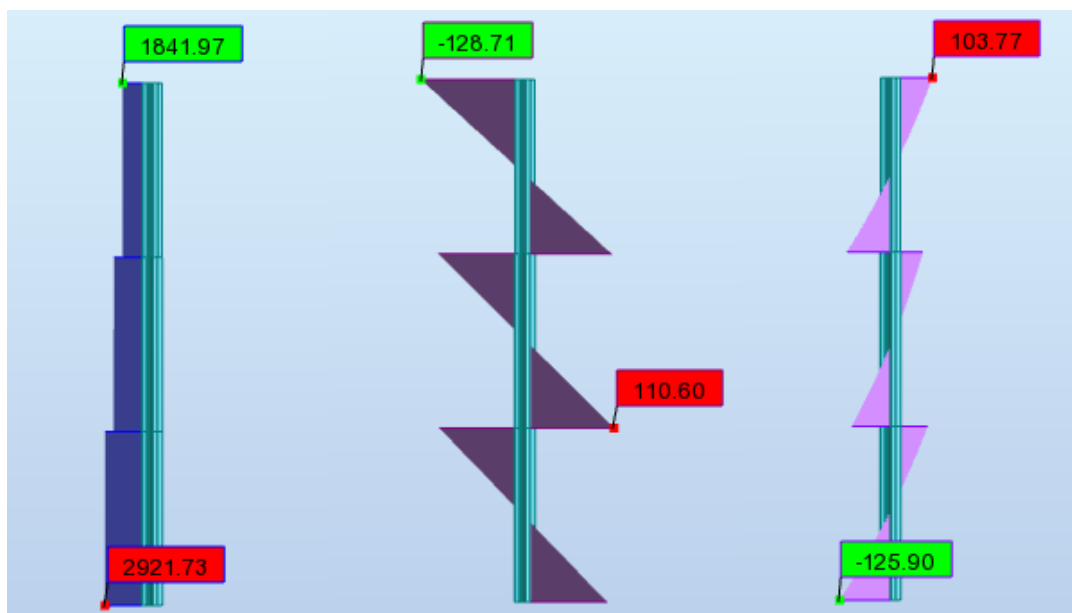
### Κατάταξη διατομής

Για την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό και το πέλμα σε θλίψη.

Από τον έλεγχο και σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 4.3, προκύπτει ο κορμός και το πέλμα κατηγορία 1. Επομένως η διατομή είναι **Κατηγορίας 1**. Επομένως θα γίνει πλαστικός έλεγχος.

Πίνακας 4.10: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEB 360

h (mm)	b (mm)	t <sub>s</sub> (mm)	t <sub>g</sub> (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )
360	300	13	23	180.63	2683.14
W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	r <sub>z</sub> (cm)	r <sub>y</sub> (cm)
1032.51	310.00	43193.50	10141.20	15.5	7.5



Σχήμα 4.25: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών N (kN), M<sub>y</sub> (kNm), M<sub>z</sub> (kNm) υποστυλώματος  $4\text{ m} \leq h \leq 16\text{ m}$

Παρακάτω στα Σχήματα 4.26 και 4.27, παρατίθενται οι έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ στην φάση λειτουργίας με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis.

**ΦΟΡΤΙΑ:**

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $28 \text{ ULS}/5 = 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.35 + 3 \cdot 1.35 + 4 \cdot 1.35 + 5 \cdot 1.35 + 6 \cdot 1.35 + 9 \cdot 1.50 + 10 \dots (1+2+3+4+5+6) \cdot 1.35 + (9+10+11+13+14+12) \cdot 1.50 + 19 \cdot 0.90 + 17 \cdot 0.75$

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 360**

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=148.01 cm <sup>2</sup>	Az=60.60 cm <sup>2</sup>	Ax=180.63 cm <sup>2</sup>
tw=1.3 cm	Iy=43193.50 cm <sup>4</sup>	Iz=10141.20 cm <sup>4</sup>	Ix=310.00 cm <sup>4</sup>
tf=2.3 cm	Wply=2683.14 cm <sup>3</sup>	Wplz=1032.51 cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N <sub>Ed</sub> = 2917.98 kN	My <sub>Ed</sub> = -2.23 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -3.20 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -54.51 kN
Nc,Rd = 6412.47 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -106.21 kN*m		Mz <sub>Ed,max</sub> = -125.90 kN*m
	Vy,T,Rd = 3033.56 kN		
Nb,Rd = 4652.35 kN	My,c,Rd = 952.51 kN*m	Mz,c,Rd = 366.54 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -51.99 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 594.12 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 339.65 kN*m	Vz,T,Rd = 1241.96 kN
	Mb,Rd = 919.43 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 0.00	Mcr = 7733.31 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.97
Lcr,low = 4.00 m	Lam_LT = 0.35	fi,LT = 0.58	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:****ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:**

Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.28
Lcr,y = 3.34 m	Xy = 0.97
Lamy = 21.59	kzy = 0.37

**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:**

Lz = 4.00 m	Lam_z = 0.70
Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.73
Lamz = 53.38	kzz = 0.52

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.46 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.00 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$\lambda_{y} = 21.59 < \lambda_{y,max} = 210.00$   $\lambda_{z} = 53.38 < \lambda_{z,max} = 210.00$  ΣΤΑΘΕΡΟ

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.12 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.68 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.85 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Σχήμα 4.26: Έλεγχοι ΟΚΑ - Υποσύλωμα  $4 \text{ m} \leq h \leq 16 \text{ m}$

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**

**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$v_x = 0.6 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/300.00 = 1.3 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $96 \text{ SLS}: \text{CHR}/20 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.00 + 3 \cdot 1.00 + 4 \cdot 1.00 + 5 \cdot 1.00 + 6 \cdot 1.00 + 9 \cdot 0.70 \dots (1+2+3+4+5+6+20) \cdot 1.00 + (9+10+11+13+14+12) \cdot 0.70 + 17 \cdot 0.50$

$v_y = 0.4 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/300.00 = 1.3 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $102 \text{ SLS}: \text{CHR}/26 = 1 \cdot 1.00 + 2 \cdot 1.00 + 3 \cdot 1.00 + 4 \cdot 1.00 + 5 \cdot 1.00 + 6 \cdot 1.00 + 9 \cdot 0.70 \dots (1+2+3+4+5+6+23) \cdot 1.00 + (9+10+11+13+14+12) \cdot 0.70 + 17 \cdot 0.50$

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

Σχήμα 4.27: Έλεγχοι ΟΚΛ - Υποσύλωμα  $4 \text{ m} \leq h \leq 16 \text{ m}$

## Υποσύλωμα HEB 260: $16\text{ m} \leq h \leq 28\text{ m}$

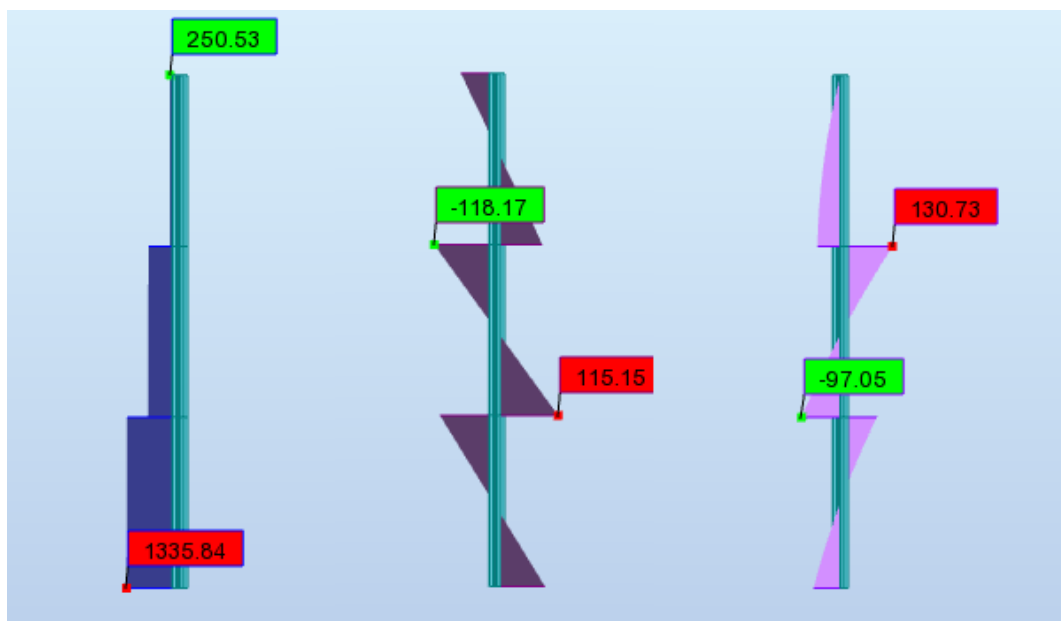
### Κατάταξη διατομής

Για την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό και το πέλμα σε θλίψη.

Από τον έλεγχο και σύμφωνα με τους Πίνακες 4.2 και 4.3, προκύπτει ο κορμός και το πέλμα κατηγορία 1. Επομένως η διατομή είναι **Κατηγορίας 1**. Επομένως θα γίνει πλαστικός έλεγχος.

Πίνακας 4.11: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά διατομής HEB 260

$h$ (mm)	$b$ (mm)	$t_s$ (mm)	$t_g$ (mm)	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$W_{pl,y}$ (cm <sup>3</sup> )
260	260	10	18	118.44	1283.00
$W_{pl,z}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$r_z$ (cm)	$r_y$ (cm)
602.26	125.00	14919.40	5134.52	11.2	6.6



Σχήμα 4.28: Διαγράμματα εντατικών μεγεθών  $N$  (kN),  $M_y$  (kNm),  $M_z$  (kNm) υποστυλώματος  $16\text{ m} \leq h \leq 28\text{ m}$

Παρακάτω στα Σχήματα 4.29 και 4.30, παρατίθενται οι έλεγχοι σε ΟΚΑ και ΟΚΛ στην φάση λειτουργίας με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis.



**ΦΟΡΤΙΑ:**

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $30 \text{ ULS}/7 = 1*1.35 + 2*1.35 + 3*1.35 + 4*1.35 + 5*1.35 + 6*1.35 + 9*1.50 + 10 \dots (1+2+3+4+5+6)*1.35 + (9+10+11+13+14+12)*1.50 + 20*0.90 + 17*0.75$

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: ΗΕΒ 260**

h=26.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.0 cm	Ay=100.74 cm <sup>2</sup>	Az=37.59 cm <sup>2</sup>	Ax=118.44 cm <sup>2</sup>
tw=1.0 cm	Iy=14919.40 cm <sup>4</sup>	Iz=5134.52 cm <sup>4</sup>	Ix=125.00 cm <sup>4</sup>
tf=1.8 cm	Wply=1283.00 cm <sup>3</sup>	Wplz=602.26 cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N <sub>Ed</sub> = 1333.38 kN	My <sub>Ed</sub> = -8.23 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -0.38 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -39.65 kN
Nc,Rd = 4204.76 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -106.96 kN*m		Mz <sub>Ed,max</sub> = 91.30 kN*m
	Vy,T,Rd = 2064.84 kN		
Nb,Rd = 2797.15 kN	My,c,Rd = 455.46 kN*m	Mz,c,Rd = 213.80 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -49.36 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 351.79 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 211.16 kN*m	Vz,T,Rd = 770.52 kN
	Mb,Rd = 435.97 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 0.00	Mcr = 3104.28 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.96
Lcr,low=4.00 m	Lam_LT = 0.38	fi,LT = 0.59	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:****ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:**

Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.34
Lcr,y = 2.90 m	Xy = 0.95
Lamy = 25.80	kzy = 0.44

**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:**

Lz = 4.00 m	Lam_z = 0.80
Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.67
Lamz = 60.75	kzz = 0.57

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.32 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.59} = 0.00 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{u,y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{u,z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$\lambda_{b,y} = 25.80 < \lambda_{b,max} = 210.00$   $\lambda_{b,z} = 60.75 < \lambda_{b,max} = 210.00$  ΣΤΑΘΕΡΟ

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.25 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.71 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.83 < 1.00$  (6.3.3.(4))

Σχήμα 4.29: Έλεγχοι ΟΚΑ - Υποσύλωμα  $16 \text{ m} \leq h \leq 28 \text{ m}$

**ΟΡΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ**

**ΕΚΤΡΟΠΕΣ (ΤΟΠΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ): ΔΕΝ ΑΝΑΛΥΘΗΚΕ**



**ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (ΓΕΝΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ):**

$v_x = 0.4 \text{ cm} < v_{x,max} = L/300.00 = 1.3 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $96 \text{ SLS:CHR}/20 = 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 6*1.00 + 9*0.70 \dots (1+2+3+4+5+6+20)*1.00 + (9+10+11+13+14+12)*0.70 + 17*0.50$

$v_y = 0.5 \text{ cm} < v_{y,max} = L/300.00 = 1.3 \text{ cm}$

ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:  $102 \text{ SLS:CHR}/26 = 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 5*1.00 + 6*1.00 + 9*0.70 \dots (1+2+3+4+5+6+23)*1.00 + (9+10+11+13+14+12)*0.70 + 17*0.50$

**ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!**

Σχήμα 4.30: Έλεγχοι ΟΚΛ - Υποσύλωμα  $16 \text{ m} \leq h \leq 28 \text{ m}$

## 4.7 Ικανοτικοί Έλεγχοι

### 4.7.1 Έλεγχος πλαισίου με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας (Σεισμός κατά Y)

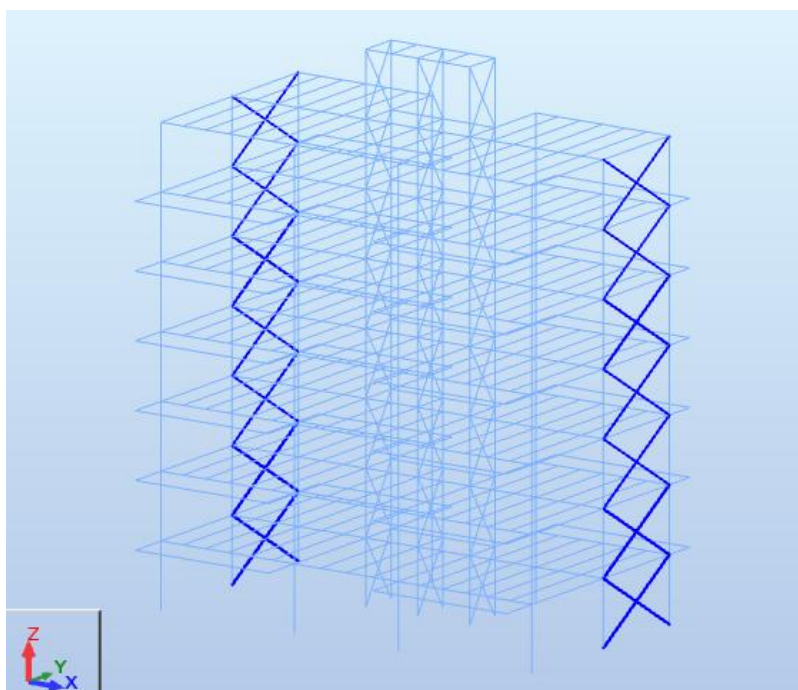
Για κάθε όροφο υπολογίζεται ο συντελεστής  $\theta$  μέσω του οποίου καθορίζεται αν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης είναι σημαντικά και με ποιο τρόπο πρέπει να ληφθούν υπόψη. Ο υπολογισμός γίνεται στον Πίνακα 4.12, με βάση τα αποτελέσματα της ανάλυσης:

Πίνακας 4.12: Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$  κατά τη διεύθυνση Y

Όροφος		1	2	3	4	5	6	7	8
Συνολικό φορτίο βαρύτητας	P <sub>tot</sub> (kN)	18807,26	15945,69	13090,48	10239,84	7390,62	4554,44	1729,40	90,30
Συνολική τέμνουσα ορόφου	V <sub>tot</sub> (kN)	986,53	896,29	780,17	681,9	591,79	474,44	247,16	16,7
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	d <sub>r</sub> (cm)	2	2,3	2,2	2,3	2,1	2	1,7	1,8
Ύψος ορόφου	h (cm)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης	$\theta$	0,10	0,10	0,09	0,09	0,07	0,05	0,03	0,02

Επειδή  $\theta \geq 0,1$ , τα φαινόμενα δεύτερης τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν, αλλά μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά προσαυξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης Y κατά  $1/(1-\theta) = 1,11$ . Τα προσαυξημένα εντατικά μεγέθη φαίνονται στο Σχήμα 4.32.

### Έλεγχος εξωτερικών διαγώνιων συνδέσμων



Σχήμα 4.31: Εξωτερικοί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

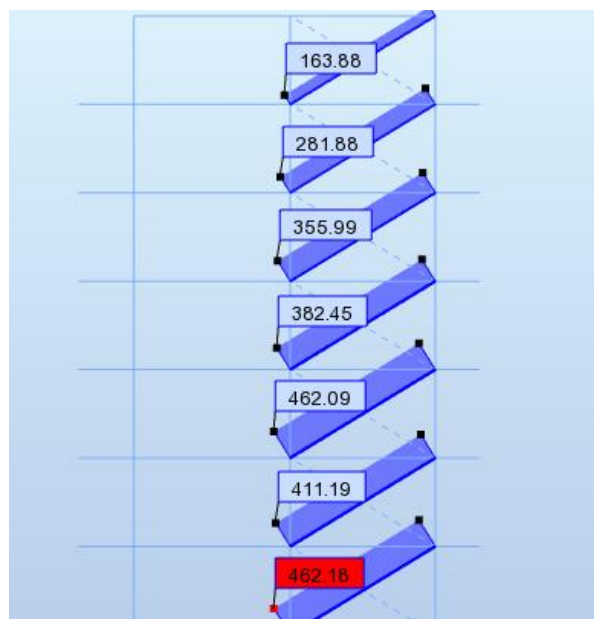
Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται κατά την ανάλυση, υπέρ της ασφάλειας. Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητα τους να είναι  $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$ .

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους, με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου:

- $L_{cr} = 0,5 \cdot L_{\text{διαγ}} = 3,815 \text{ m}$
- Για χάλυβα S355, η λυγηρότητα αναφοράς είναι:  $\lambda_1 = 76,41$

Παρακάτω ακολουθεί ο υπολογισμός της ανηγμένης λυγηρότητας για κάθε μέλος. Σε όλους τους υπολογισμούς κρίσιμος είναι ο ασθενής άξονας των διατομών.

- Διαγώνιος ισογείου (SHSC 90x90x8)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,53 \checkmark$
- Διαγώνιος πρώτου ορόφου (SHSC 90x90x6)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,48 \checkmark$
- Διαγώνιος δευτέρου ορόφου (SHSC 90x90x8)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,53 \checkmark$
- Διαγώνιος τρίτου ορόφου (SHSC 90x90x6)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,48 \checkmark$
- Διαγώνιος τέταρτου ορόφου (SHSC 80x80x8)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,76 \checkmark$
- Διαγώνιος πέμπτου ορόφου (CHS 88.9x6)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,70 \checkmark$
- Διαγώνιος έκτου ορόφου (CHS 76.1x6)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 2,00 \checkmark$



Σχήμα 4.32: Διάγραμμα προσαυξημένων αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση Y λόγω φαινομένων δεύτερης τάξης (kN)

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους:

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

- Ισόγειο:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 852/462,18 = 1,84$
- Πρώτος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 681,60/411,19 = 1,65$
- Δεύτερος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 852/462,09 = 1,84$
- Τρίτος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 681,60/382,45 = 1,79$
- Τέταρτος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 738,40/355,99 = 2,07$
- Πέμπτος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 554,45/281,88 = 1,95$
- Έκτος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 468,84/163,88 = 2,80$

Στον τελευταίο όροφο η αξονική δύναμη είναι υποδεέστερη σε σχέση με τους κατώτερους ορόφους, επομένως δεν θα ληφθεί υπόψη για τον υπολογισμό του  $\Omega$ .

Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25%:

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = \frac{2,07 - 1,65}{1,65} = 0,25 \leq 0,25 \quad \checkmark \text{ ικανοποιείται}$$

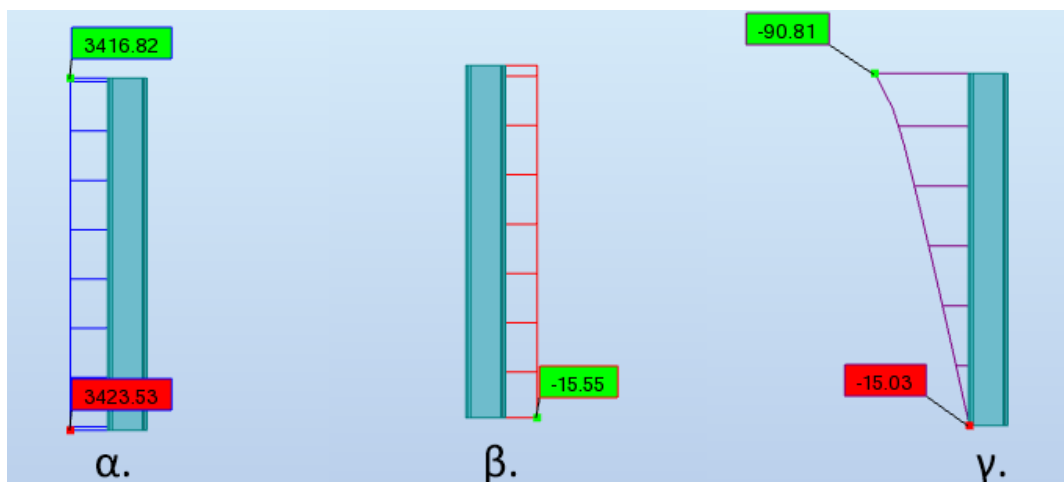
### Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών εξωτερικού πλαισίου

Ελέγχεται το δυσμενέστερο υποστύλωμα το οποίο είναι το HEB 450 του εξωτερικού πλαισίου. Οι δοκοί δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας.

Αξονική δύναμη σχεδιασμού:  $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,Ey} + 0,3 \cdot N_{Ed,Ex} = 3423,53 \text{ kN}$

Όπου:  $\Omega_{\min} = 1,65$  &  $\gamma_{ov} = 1,25$

Με τον ίδιο τρόπο υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος. Πραγματοποιείται ο έλεγχος του υποστυλώματος υπό κάμψη και θλίψη, κάνοντας την παραδοχή ότι ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής, οι οποίοι θα ικανοποιούνται εφόσον ικανοποιούνται και οι έλεγχοι μέλους.



Σχήμα 4.33: Εντατικά μεγέθη εξωτ. υποστυλώματος α) N (kN) β) V (kN) γ)  $M_y$  (kNm)

Η κατάταξη της διατομής HEB 450 για καθαρή θλίψη προκύπτει **Κατηγορία 1**.

Παρακάτω στο Σχήμα 4.34, παρατίθενται ο έλεγχος μέλους του εξωτερικού υποστυλώματος σε κάμψη και θλίψη καθώς και ο έλεγχος της διατομής σε διάτμηση με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis.

**ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.  
**ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ:** ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΜΕΛΟΣ:** 8 **ΣΗΜΕΙΟ:** 1 **ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΟΣ:** x = 0.00 L = 0.00 m

**ΦΟΡΤΙΑ:**

**ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ:** 153 ΙΚ ΥΠ Υ 143\*1.00+132\*2.27+131\*0.30

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 450**

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=169.82 cm <sup>2</sup>	Az=79.66 cm <sup>2</sup>	Ax=217.98 cm <sup>2</sup>
tw=1.4 cm	Iy=79887.60 cm <sup>4</sup>	Iz=11721.30 cm <sup>4</sup>	Ix=485.00 cm <sup>4</sup>
tf=2.6 cm	Wply=3982.57 cm <sup>3</sup>	Wplz=1197.67 cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N <sub>Ed</sub> = 3423.53 kN	M <sub>y,Ed</sub> = -15.03 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = 2.63 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 7738.22 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = -90.81 kN*m	M <sub>z,Ed,max</sub> = 12.46 kN*m
N <sub>b,Rd</sub> = 6003.35 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 1413.81 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 425.17 kN*m
	MN <sub>y,Rd</sub> = 918.96 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = -15.55 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 1324.14 kN*m	V <sub>z,T,Rd</sub> = 1632.65 kN
		T <sub>t,Ed</sub> = 0.00 kN*m
		ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 0.00	M <sub>cr</sub> = 6714.01 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.94
L <sub>cr,low</sub> = 4.00 m	Lam <sub>LT</sub> = 0.46	f <sub>i,LT</sub> = 0.63	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:**

L <sub>y</sub> = 4.00 m	Lam <sub>y</sub> = 0.46
L <sub>cr,y</sub> = 6.75 m	X <sub>y</sub> = 0.94
Lam <sub>y</sub> = 35.24	k <sub>yy</sub> = 0.92



**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:**

L <sub>z</sub> = 4.00 m	Lam <sub>z</sub> = 0.71
L <sub>cr,z</sub> = 4.00 m	X <sub>z</sub> = 0.78
Lam <sub>z</sub> = 54.55	k <sub>zy</sub> = 0.50

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

N<sub>Ed</sub>/N<sub>c,Rd</sub> = 0.44 < 1.00 (6.2.4.(1))  
M<sub>y,Ed</sub>/M<sub>y,c,Rd</sub> = 0.01 < 1.00 (6.2.5.(1))  
M<sub>y,Ed</sub>/M<sub>N,y,Rd</sub> = 0.02 < 1.00 (6.2.9.1.(2))  
V<sub>y,Ed</sub>/V<sub>y,T,Rd</sub> = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)  
V<sub>z,Ed</sub>/V<sub>z,T,Rd</sub> = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)  
Tau<sub>ty,Ed</sub>/(f<sub>y</sub>/(sqrt(3))\*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)  
Tau<sub>tz,Ed</sub>/(f<sub>y</sub>/(sqrt(3))\*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

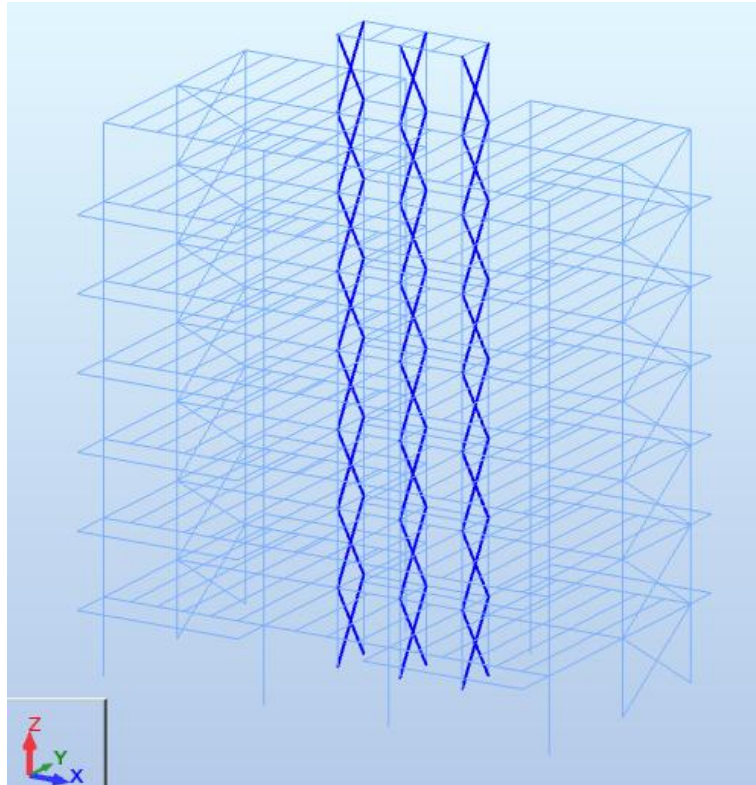
**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

Lambda<sub>y</sub> = 35.24 < Lambda<sub>max</sub> = 210.00    Lambda<sub>z</sub> = 54.55 < Lambda<sub>max</sub> = 210.00    ΣΤΑΘΕΡΟ  
M<sub>y,Ed,max</sub>/M<sub>b,Rd</sub> = 0.07 < 1.00 (6.3.2.1.(1))  
N<sub>Ed</sub>/(X<sub>y</sub>\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + k<sub>yy</sub>\*M<sub>y,Ed,max</sub>/(XLT\*M<sub>y,Rk</sub>/gM1) + k<sub>yz</sub>\*M<sub>z,Ed,max</sub>/(M<sub>z,Rk</sub>/gM1) = 0.55 < 1.00 (6.3.3.(4))  
N<sub>Ed</sub>/(X<sub>z</sub>\*N<sub>Rk</sub>/gM1) + k<sub>zy</sub>\*M<sub>y,Ed,max</sub>/(XLT\*M<sub>y,Rk</sub>/gM1) + k<sub>zz</sub>\*M<sub>z,Ed,max</sub>/(M<sub>z,Rk</sub>/gM1) = 0.63 < 1.00 (6.3.3.(4))

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σχήμα 4.34: Έλεγχος επάρκειας έναντι σεισμού E<sub>y</sub> εξωτερικού υποστυλώματος

## Έλεγχος εσωτερικών διαγώνιων συνδέσμων



Σχήμα 4.35: Θέση εσωτερικών συνδέσμων δυσκαμψίας

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι που βρίσκονται υπό θλίψη αγνοούνται κατά την ανάλυση, υπέρ της ασφάλειας. Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητα τους να είναι  $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$ .

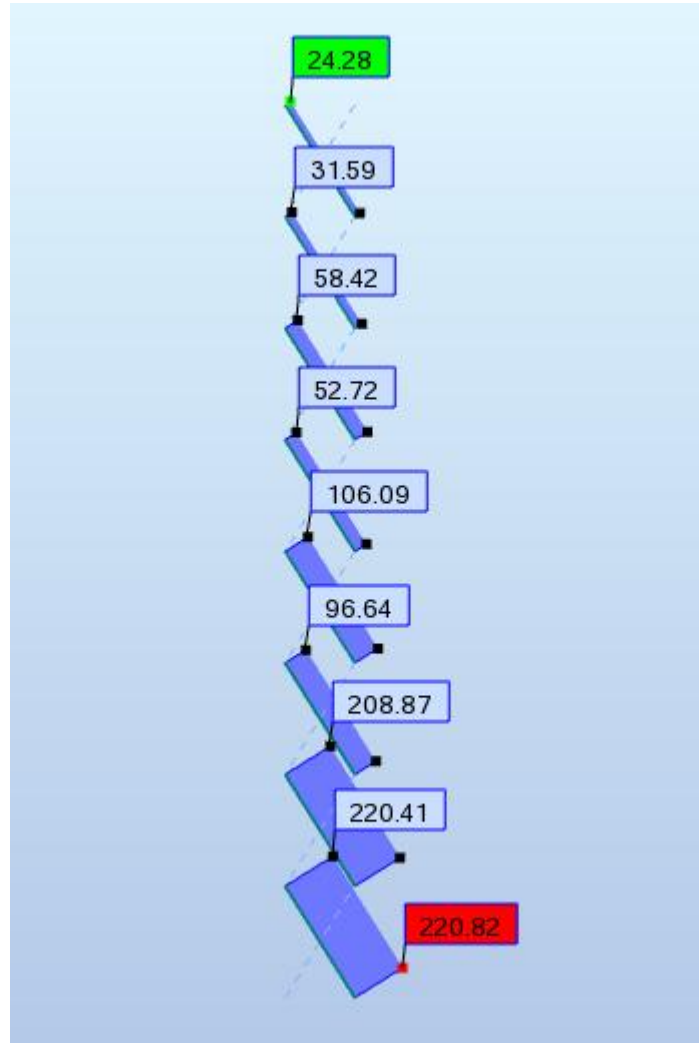
Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους, με αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους, τόσο εντός όσο και εκτός επιπέδου:

- $L_{cr} = 0,5 \cdot L_{\text{διαγ}} = 2,36 \text{ m}$
- Για χάλυβα S355, η λυγηρότητα αναφοράς είναι:  $\lambda_1 = 76,41$

Παρακάτω ακολουθεί ο υπολογισμός της ανηγμένης λυγηρότητας για κάθε μέλος. Σε όλους τους υπολογισμούς κρίσιμος είναι ο ασθενής άξονας των διατομών.

- Διαγώνιος ισογείου (SHSC 60x60x6)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,43 \checkmark$
- Διαγώνιος πρώτου ορόφου (SHSC 60x60x6)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,43 \checkmark$
- Διαγώνιος δευτέρου ορόφου (SHSC 60x60x3)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,34 \checkmark$
- Διαγώνιος τρίτου ορόφου (SHSC 50x50x4)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,67 \checkmark$
- Διαγώνιος τέταρτου ορόφου (SHSC 50x50x2)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,59 \checkmark$

- Διαγώνιος πέμπτου ορόφου (SHSC 50x50x2)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1,59 \checkmark$
- Διαγώνιος έκτου ορόφου (SHSC 40x40x2)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 2,00 \checkmark$
- Διαγώνιος δώματος (SHSC 40x40x2)  
 $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_z} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 2,00 \checkmark$



Σχήμα 4.36: Διάγραμμα προσαυξημένων αξονικών δυνάμεων λόγω σεισμού κατά τη διεύθυνση Y λόγω φαινομένων δεύτερης τάξης (kN)

Οι διαγώνιοι ελέγχονται σε εφελκυσμό, ο οποίος προκύπτει μόνο από τα σεισμικά φορτία, αφού τα κατακόρυφα φορτία δεν προκαλούν αξονικές δυνάμεις στις διαγωνίους:

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

- Ισόγειο:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 220,82/425 = 1,95$
- Πρώτος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 208,87/425 = 2,04$
- Δεύτερος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 96,64/234,66 = 2,40$
- Τρίτος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 106,09/246,72 = 2,30$
- Τέταρτος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 52,72/132,77 = 2,40$

- Πέμπτος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 58,42/132,77 = 2,27$
- Έκτος όροφος:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 31,59/104,37 = 3,30$
- Δώμα:  $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 24,28/104,37 = 4,30$

Στον τελευταίο όροφο και στο δώμα η αξονική δύναμη είναι υποδεέστερη σε σχέση με τους κατώτερους ορόφους, επομένως δεν θα ληφθεί υπόψη για τον υπολογισμό του  $\Omega$ .

Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25%:

$$\frac{\Omega_{\max} - \Omega_{\min}}{\Omega_{\min}} = \frac{2,4 - 1,95}{1,95} = 0,23 \leq 0,25 \quad \checkmark \text{ ικανοποιείται}$$

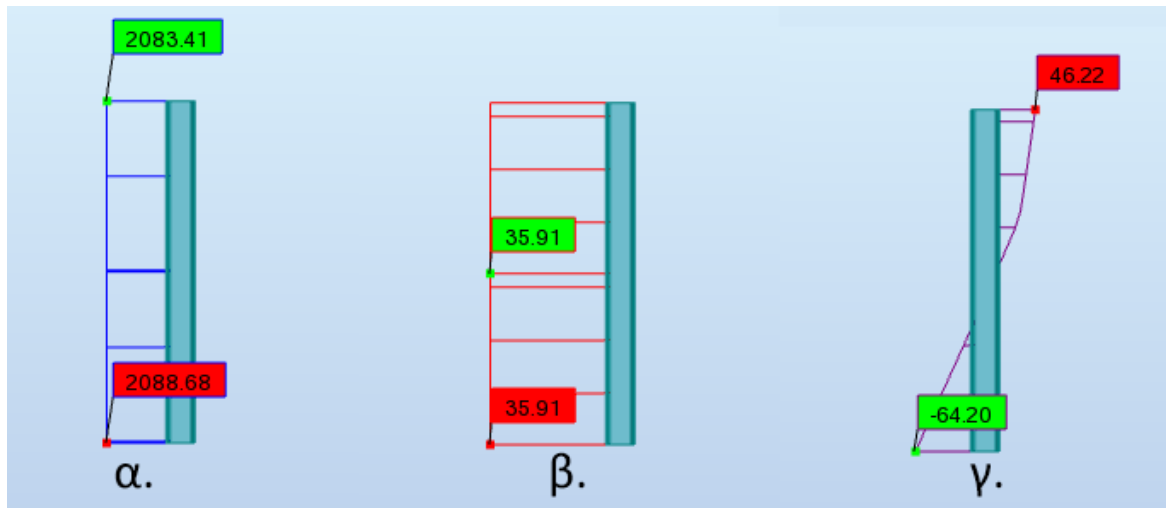
### Έλεγχος υποστυλωμάτων και δοκών εσωτερικού πλαισίου

Ελέγχεται το δυσμενέστερο υποστύλωμα το οποίο είναι το HEB 360 του εσωτερικού πλαισίου. Οι δοκοί δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας.

Αξονική δύναμη σχεδιασμού:  $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{\min} \cdot N_{Ed,Ey} + 0,3 \cdot N_{Ed,Ex} = 2088,68 \text{ kN}$

Όπου:  $\Omega_{\min} = 1,95$  &  $\gamma_{ov} = 1,25$

Με τον ίδιο τρόπο υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος. Πραγματοποιείται ο έλεγχος του υποστυλώματος υπό κάμψη και θλίψη, κάνοντας την παραδοχή ότι ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής, οι οποίοι θα ικανοποιούνται εφόσον ικανοποιούνται και οι έλεγχοι μέλους.



Σχήμα 4.37: Εντατικά μεγέθη εσωτ. υποστυλώματος α) N (kN) β) V (kN) γ) My (kNm)

Η κατάταξη της διατομής HEB 360 για καθαρή θλίψη προκύπτει **Κατηγορία 1**.

Παρακάτω στο Σχήμα 4.38, παρατίθενται ο έλεγχος μέλους του εξωτερικού υποστυλώματος σε κάμψη και θλίψη καθώς και ο έλεγχος της διατομής σε διάτμηση με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis.



ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ΤΥΠΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ: ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ

**ΓΚΡΟΥΠ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

ΜΕΛΟΣ: 11  
0.00 m

ΣΗΜΕΙΟ: 1

ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ:  $x = 0.00 L =$

**ΦΟΡΤΙΑ:**

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 155 ΙΚ ΥΠ ΕΣ Υ 143\*1.00+131\*0.30+132\*2.65

**ΥΛΙΚΟ:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 340**

$h=34.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0$ cm	$A_y=141.74$ cm <sup>2</sup>	$A_z=56.09$ cm <sup>2</sup>	$A_x=170.90$ cm <sup>2</sup>
$tw=1.2$ cm	$I_y=36656.40$ cm <sup>4</sup>	$I_z=9689.95$ cm <sup>4</sup>	$I_x=270.00$ cm <sup>4</sup>
$tf=2.1$ cm	$W_{ply}=2408.25$ cm <sup>3</sup>	$W_{plz}=985.74$ cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

$N_{,Ed} = 2088.68$ kN	$M_{y,Ed} = -64.20$ kN*m	$M_{z,Ed} = 10.68$ kN*m	$V_{y,Ed} = 2.28$ kN
$N_{c,Rd} = 6066.88$ kN	$M_{y,Ed,max} = -64.20$ kN*m	$M_{z,Ed,max} = 10.68$ kN*m	$V_{y,T,Rd} = 2905.01$ kN
$N_{b,Rd} = 4414.54$ kN	$M_{y,c,Rd} = 854.93$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 349.94$ kN*m	$V_{z,Ed} = 35.91$ kN
	$MN_{,y,Rd} = 638.92$ kN*m		$V_{z,T,Rd} = 1149.57$ kN
	$Mb,Rd = 825.58$ kN*m		$Tt,Ed = 0.00$ kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 7006.03$ kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	$XLT = 0.97$
$L_{cr,low} = 4.00$ m	$Lam_{LT} = 0.35$	$f_{i,LT} = 0.58$	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:**

$L_y = 4.00$ m	$Lam_y = 0.50$
$L_{cr,y} = 5.58$ m	$X_y = 0.88$
$Lam_y = 38.07$	$k_{yy} = 0.76$



**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:**

$L_z = 4.00$ m	$Lam_z = 0.70$
$L_{cr,z} = 4.00$ m	$X_z = 0.73$
$Lam_z = 53.12$	$k_{zy} = 0.40$

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.34 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.08 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.10 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00$  (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$\lambda_{y} = 38.07 < \lambda_{y,max} = 210.00$   $\lambda_{z} = 53.12 < \lambda_{z,max} = 210.00$  ΣΤΑΘΕΡΟ

$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.08 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.46 < 1.00$   
(6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.53 < 1.00$   
(6.3.3.(4))

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σχήμα 4.38: Έλεγχος επάρκειας έναντι σεισμού  $E_y$  εσωτερικού υποστυλώματος

#### 4.7.2 Έλεγχος πλαισίου ροπής (Σεισμός κατά Χ)

Στο πλαίσιο ροπής αναπτύσσονται αξονικές, τέμνουσες δυνάμεις και ροπές κάμψης τόσο από τα κατακόρυφα όσο και από τα σεισμικά φορτία.

Για κάθε όροφο υπολογίζεται ο συντελεστής  $\theta$  μέσω του οποίου καθορίζεται αν τα φαινόμενα δεύτερης τάξης είναι σημαντικά και πως πρέπει να ληφθούν υπόψη. Ο υπολογισμός γίνεται στον Πίνακα 4.13, με βάση τα αποτελέσματα του προγράμματος:

Πίνακας 4.13: Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$  κατά τη διεύθυνση Χ

Όροφος		1	2	3	4	5	6	7	8
Συνολικό φορτίο βαρύτητας ορόφου	Ptot (kN)	18807,26	15945,69	13090,48	10239,84	7390,62	4554,44	1729,40	90,30
Συνολική τέμνουσα ορόφου	Vtot (kN)	655,46	607,28	540,85	475,82	407,88	323,18	177,12	12,69
Τιμή σχεδιασμού σχετικής μετακίνησης ορόφου	dr (cm)	1,7	3,1	3,2	2,8	2,5	2,1	1	0,3
Ύψος ορόφου	h (cm)	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
Συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου	$\theta$	0,12	0,20	0,19	0,15	0,11	0,07	0,02	0,01

Επειδή ο συντελεστής  $\theta$  είναι μεγαλύτερος από 0,1, τα φαινόμενα δεύτερης τάξης δεν μπορούν να αγνοηθούν, αλλά μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά προσαιξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη της διεύθυνσης  $\gamma$  κατά  $1/(1-\theta) = 1,26$ .

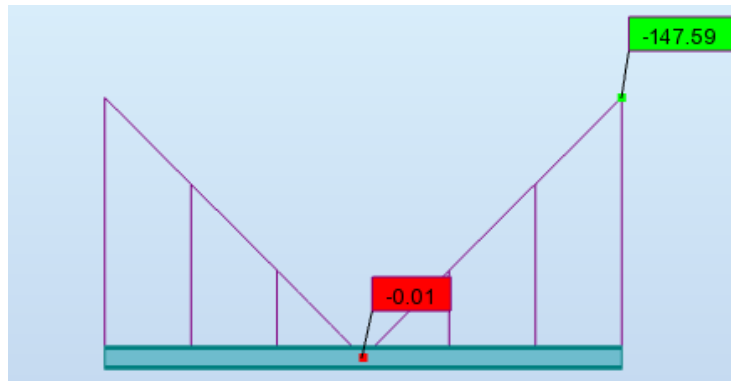
#### Έλεγχος δοκών

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για τη δοκό του πρώτου ορόφου μήκους  $L = 9$  m του εξωτερικού πλαισίου (HEA 400). Και σε αυτή την περίπτωση θεωρείται ότι οι έλεγχοι διατομής ικανοποιούνται ως ευμενέστεροι.

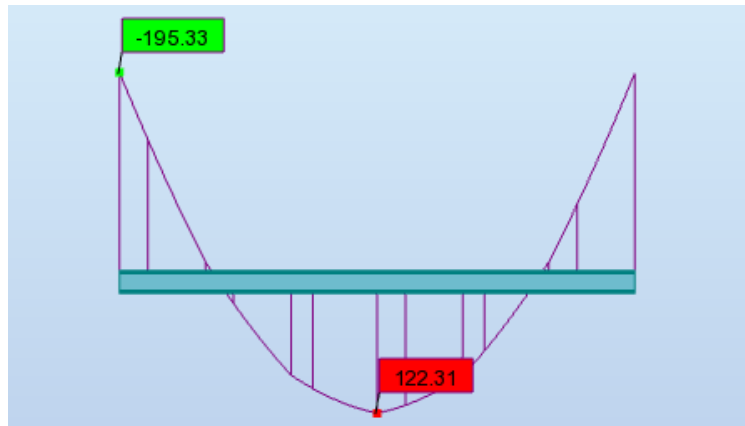
Για το σχεδιασμό μιας δοκού του πλαισίου, γίνεται η παραδοχή ότι έχει σχηματιστεί μια πλαστική άρθρωση είτε στο αριστερό (Α) είτε στο δεξιό (Β) άκρο της δοκού. Για να μπορέσει η δοκός στο σημείο αυτό να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στρωφική ικανότητα πρέπει να είναι κατηγορίας 1.

Σύμφωνα με τον έλεγχο της δοκού σε ΟΚΑ από τα στατικά φορτία, η διατομή προέκυψε Κατηγορίας 1. Επομένως η διατομή μπορεί να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στρωφική ικανότητα.

Αντίστοιχοι έλεγχοι πραγματοποιούνται για τις υπόλοιπες δοκούς. Εκτός από τον ικανοτικό σχεδιασμό των δοκών, καταγράφεται η μέγιστη ροπή σχεδιασμού για τους σεισμικούς συνδυασμούς, ώστε να υπολογιστεί η διαθέσιμη υπεραντοχή.



Σχήμα 4.39: Διάγραμμα ροπών  $M_y - E_x$  (kNm)



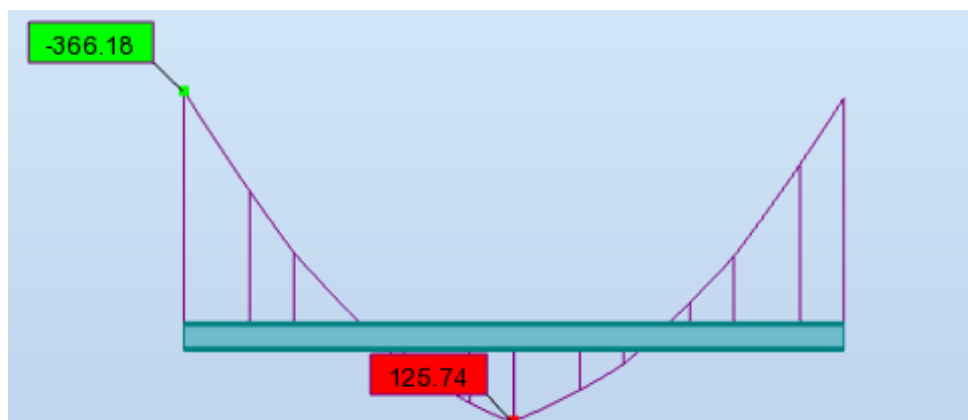
Σχήμα 4.40: Διάγραμμα ροπών  $M_y - G+0,3 \cdot Q$  (kNm)

Στα Σχήματα 4.39 και 4.40 φαίνονται τα διαγράμματα ροπών της εξεταζόμενης δοκού από τη σεισμική δράση και από τα κατακόρυφα φορτία που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδυασμό. Η πλαστική ροπή αντοχή της διατομής HEA 400 είναι  $M_{pl,Rd} = 909,50$  kNm.

Για το σχηματισμό πλαστικής άρθρωσης στα σημεία (A) και (B) απαιτείται η προσαύξηση των σεισμικών δράσεων κατά 483%:

$$M_{A,Ed} = M_{B,Ed} = M_{pl,Rd} = -194,46 - 4,83 \cdot 147,59 = -909,50 \text{ kNm}$$

Η δοκός πρέπει να ελεγχθεί έναντι **στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**, με βάση το διάγραμμα του Σχήματος 4.41. Η σύνδεση της με τις διαδοκίδες ανά 1,5m εξασφαλίζουν τα πέλματα σε θλίψη. Στις περιοχές των στηρίξεων, όπου θλίβεται το κάτω πέλμα, προβλέπονται κατάλληλες κατασκευαστικές διατάξεις ώστε να αυξηθεί η αντοχή της δοκού έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.



Σχήμα 4.41: Διάγραμμα ροπών – Σεισμικός συνδυασμός

**ΦΟΡΤΙΑ:**

ΚΥΡΙΑΡΧΗ ΦΟΡΤΙΣΗ: 157 IKAN DOK X (143+156)\*1.00

**ΥΛΙΚΟ:**S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEA 400**

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm <sup>2</sup>	Az=57.33 cm <sup>2</sup>	Ax=158.98 cm <sup>2</sup>
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm <sup>4</sup>	Iz=8563.83 cm <sup>4</sup>	Ix=191.00 cm <sup>4</sup>
tf=1.9 cm	Wply=2561.97 cm <sup>3</sup>	Wplz=872.88 cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N <sub>Ed</sub> = 0.00 kN	M <sub>y,Ed</sub> = -366.18 kN*m	M <sub>z,Ed</sub> = 0.00 kN*m	V <sub>y,Ed</sub> = 0.00 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 5643.72 kN	M <sub>y,Ed,max</sub> = -366.18 kN*m		M <sub>z,Ed,max</sub> = 0.00 kN*m
	V <sub>y,T,Rd</sub> = 2586.45 kN		
N <sub>b,Rd</sub> = 5643.72 kN	M <sub>y,c,Rd</sub> = 909.50 kN*m	M <sub>z,c,Rd</sub> = 309.87 kN*m	V <sub>z,Ed</sub> = 174.07 kN
	M <sub>N,y,Rd</sub> = 909.50 kN*m	M <sub>N,z,Rd</sub> = 309.87 kN*m	V <sub>z,T,Rd</sub> = 1174.97 kN
	M <sub>b,Rd</sub> = 865.42 kN*m		T <sub>t,Ed</sub> = 0.00 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 1.00	M <sub>cr</sub> = 5552.19 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.95
L <sub>cr,low</sub> = 1.50 m	Lam <sub>LT</sub> = 0.40	f <sub>i,LT</sub> = 0.60	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:

$k_{yy} = 1.00$



ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:

$k_{zz} = 1.00$

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:****ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/\sqrt{3} \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/\sqrt{3} \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Σχήμα 4.42: Έλεγχος μέλους έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό τον σεισμικό συνδυασμό

Ανεξάρτητα από τον έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού πρέπει να γίνει και ο έλεγχος έναντι τέμνουσας. Για τον υπολογισμό της ικανοτικής τέμνουσας που αναπτύσσεται στη δοκό γίνεται η παραδοχή ότι έχουν σχηματιστεί πλαστικές αρθρώσεις και στα δύο άκρα της δοκού.

- Τέμνουσα σχεδιασμού λόγω σεισμού:  $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd} + M_{pl,Rd})/L = 202,11$  kN
- Τέμνουσα σχεδιασμού λόγω μη σεισμικών δράσεων (G+0,3·Q):  $V_{Ed,G} = 130,02$  kN
- Πλαστική διατμητική αντοχή:  $V_{pl,Rd} = 1174,94$  kN >>  $V_{Ed,M} + V_{Ed,G}$  ✓

Αντίστοιχοι έλεγχοι πραγματοποιούνται για τις υπόλοιπες δοκούς. Εκτός από τον ικανοτικό σχεδιασμό των δοκών, καταγράφεται η μέγιστη ροπή σχεδιασμού για τους σεισμικούς συνδυασμούς, ώστε να υπολογιστεί η διαθέσιμη υπεραντοχή.

Δοκοί HEA 280:  $M_{Ed,max} = 164,81$  kNm &  $M_{pl,Rd} = 359,56$  kNm

$$\Omega = 359,56/164,81 = 2,18$$

Δοκοί HEA 400:  $M_{Ed,max} = 366,18 \text{ kNm}$

$$\Omega = 909,50/366,18 = 2,48$$

Η ελάχιστη υπεραντοχή, η οποία χρησιμοποιείται στον ικανοτικό έλεγχο των υποστυλωμάτων είναι  $\Omega = 2,18$

### Έλεγχος κόμβων

Για να εξασφαλιστεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, ώστε να αποφευχθεί ο σχηματισμός «μαλακού ορόφου», οι κόμβοι σχεδιάζονται ικανοτικά ώστε η πλαστική ροπή αντοχής των υποστυλωμάτων που συντρέχουν σε κάθε κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη αντοχή των δοκών του κόμβου, λαμβανομένης υπόψη και της πιθανής υπεραντοχής. Εξαιρέση αποτελούν η κορυφή και η βάση των υποστυλωμάτων, στις οποίες επιτρέπεται ο σχηματισμός πλαστικής άρθρωσης. Για τον έλεγχο των κόμβων απαιτείται ο υπολογισμός των πλαστικών ροπών αντοχής των μελών που συντρέχουν στους κόμβους. Θα πραγματοποιηθούν οι έλεγχοι των κόμβων του ισογείου του εξωτερικού πλαισίου:

- Ακραίος κόμβος εξωτερικού πλαισίου:  
Δοκός HEA 400:  $M_{pl,Rd} = 909,50 \text{ kNm}$   
Υποσύλωμα HEB 450:  $M_{pl,Rd} = 1413,81 \text{ kNm}$   
Υποσύλωμα HEB 360:  $M_{pl,Rd} = 952,51 \text{ kNm}$
- Ενδιάμεσος κόμβος εξωτερικού πλαισίου  
Δοκός HEA 400:  $M_{pl,Rd} = 909,50 \text{ kNm}$   
Δοκός HEA 280:  $M_{pl,Rd} = 359,56 \text{ kNm}$   
Υποσύλωμα HEB 450:  $M_{pl,Rd} = 1413,81 \text{ kNm}$   
Υποσύλωμα HEB 360:  $M_{pl,Rd} = 952,51 \text{ kNm}$

Ακραίος κόμβος εξωτερικού πλαισίου:

$$\Sigma M_{Rc} = 1413,81 + 952,51 = 2366,32 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot 909,50 = 1182,35 \text{ kNm} \quad \checkmark$$

Ενδιάμεσος κόμβος εξωτερικού πλαισίου:

$$\Sigma M_{Rc} = 1413,81 + 952,51 = 2366,32 \text{ kNm} \geq 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb} = 1,3 \cdot (909,50 + 359,56) = 1649,78 \text{ kNm}$$

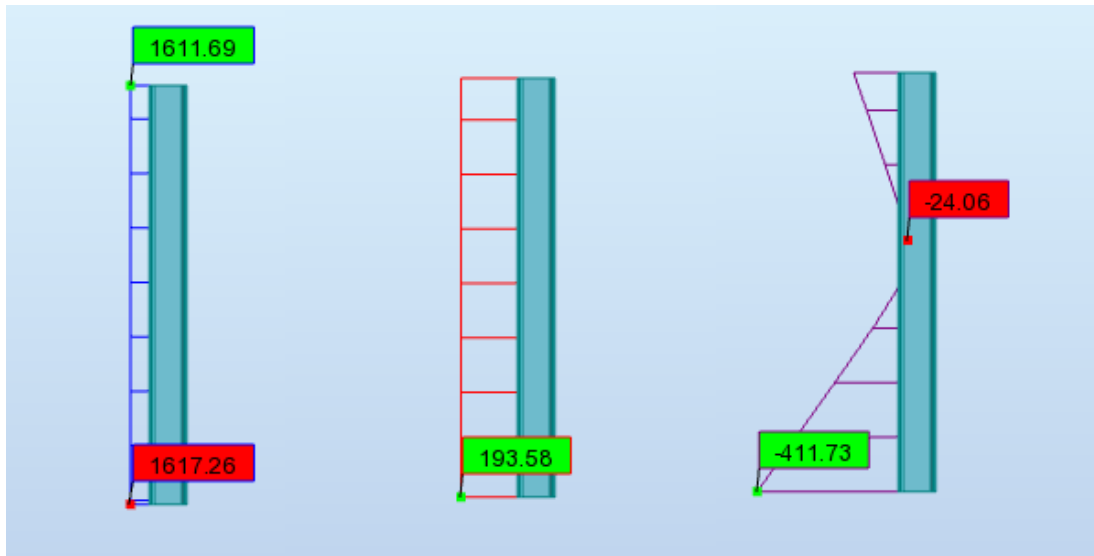
### Έλεγχος υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα ελέγχονται προσαυξάνοντας τα σεισμικά μεγέθη κατά:

$$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,18 = 2,99$$

Για τα υποστυλώματα του ισογείου, τα σεισμικά μεγέθη προσαυξάνονται ακόμα περισσότερο με την προϋπόθεση να σχηματιστεί πλαστική άρθρωση στην βάση τους.

Πραγματοποιείται ο έλεγχος του γωνιακού υποστυλώματος πρώτου ορόφου του εξωτερικού πλαισίου υπό κάμψη και θλίψη, κάνοντας την παραδοχή ότι ο έλεγχος αυτός είναι δυσμενέστερος από τους ελέγχους διατομής, οι οποίοι θα ικανοποιούνται εφόσον ικανοποιούνται και οι έλεγχοι μέλους.



Σχήμα 4.43: Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος α) N (kN) β) V (kN) γ)  $M_y$  (kNm)



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΔΙΑΤΟΜΗΣ: HEB 360**

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=148.01 cm <sup>2</sup>	Az=60.60 cm <sup>2</sup>	Ax=180.63 cm <sup>2</sup>
tw=1.3 cm	Iy=43193.50 cm <sup>4</sup>	Iz=10141.20 cm <sup>4</sup>	Ix=310.00 cm <sup>4</sup>
tf=2.3 cm	Wply=2683.14 cm <sup>3</sup>	Wplz=1032.51 cm <sup>3</sup>	

**ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:**

N <sub>Ed</sub> = 1617.26 kN	My <sub>Ed</sub> = -411.73 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = -44.75 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = -21.54 kN
Nc,Rd = 6412.47 kN	My <sub>Ed,max</sub> = -411.73 kN*m		Mz <sub>Ed,max</sub> = 46.96 kN*m
	Vy,T,Rd = 3033.02 kN		
Nb,Rd = 4652.35 kN	My,c,Rd = 952.51 kN*m	Mz,c,Rd = 366.54 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = 193.58 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 815.27 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 366.54 kN*m	Vz,T,Rd = 1241.84 kN
	Mb,Rd = 884.40 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = 0.01 kN*m
			ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1



**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**

z = 0.00	Mcr = 4028.84 kN*m	ΚΑΜΠΥΛΗ,LT - a	XLT = 0.93
Lcr,low=4.00 m	Lam_LT = 0.49	fi,LT = 0.65	

**ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:**



**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y:**

Ly = 4.00 m	Lam_y = 0.29
Lcr,y = 3.47 m	Xy = 0.97
Lamy = 22.44	kyy = 0.95



**ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z:**

Lz = 4.00 m	Lam_z = 0.70
Lcr,z = 4.00 m	Xz = 0.73
Lamz = 53.38	kyz = 0.40

**ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:**

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.25 < 1.00$  (6.2.4.(1))  
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.26} = 0.33 < 1.00$  (6.2.9.1.(6))  
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00$  (6.2.6-7)  
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/\sqrt{3} \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)  
 $\tau_{xz,Ed}/(f_y/\sqrt{3} \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$  (6.2.6)

**ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:**

$\lambda_{y} = 22.44 < \lambda_{y,max} = 210.00$       $\lambda_{z} = 53.38 < \lambda_{z,max} = 210.00$      ΣΤΑΘΕΡΟ  
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.47 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))  
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.76 < 1.00$  (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.67 < 1.00$  (6.3.3.(4))

**ΔΙΑΤΟΜΗ OK !!!**

Σχήμα 4.44: Έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος έναντι σεισμού E<sub>x</sub>

## 5 Συνδέσεις

### 5.1 Σύνδεση δοκού – υποστυλώματος

Η σύνδεση της κύριας δοκού με το υποσύλωμα γίνεται με μετωπική πλάκα η οποία συγκολλείται στην κύρια δοκό και κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος καθώς και με ενίσχυση του κάτω πέλματος της κύριας δοκού. Για την σύνδεση χρησιμοποιούνται κοχλίες M24 ποιότητας 10.9 και μετωπική πλάκα με τα εξής χαρακτηριστικά:

- Ύψος λεπίδας:  $h_p = 530 \text{ mm}$
- Πλάτος λεπίδας:  $b_p = 300 \text{ mm}$
- Πάχος λεπίδας:  $t_p = 20 \text{ mm}$
- Υλικό: S355

Χαρακτηριστικά ενίσχυσης κάτω πέλματος:

- Πλάτος λεπίδας:  $w_d = 300 \text{ mm}$
- Πάχος πέλματος:  $t_{fd} = 20 \text{ mm}$
- Ύψος λεπίδας:  $h_d = 140 \text{ mm}$
- Πάχος κορμού:  $t_{wd} = 8 \text{ mm}$
- Μήκος λεπίδας:  $l_d = 300 \text{ mm}$
- Γωνία κλίσης:  $\alpha = 25 \text{ deg}$

Χαρακτηριστικά κοχλία:

- Διάμετρος κοχλία:  $d = 24 \text{ mm}$
- Ποιότητα κοχλία: 10.9
- Εφελκυστική αντοχή κοχλία:  $F_{tRd} = 254,16 \text{ kN}$
- Αριθμός κοχλίων υποστυλωμάτων:  $n_h = 2$
- Αριθμός σειρών κοχλίων:  $n_v = 5$
- Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης:  $h_1 = 70 \text{ mm}$

Χαρακτηριστικά συγκολλήσεων:

- συγκόλληση κορμού:  $a_w = 8 \text{ mm}$
- συγκόλληση πέλματος:  $a_f = 14 \text{ mm}$
- οριζόντια συγκόλληση:  $a_{fd} = 5 \text{ mm}$

## ΦΟΡΤΙΑ

### ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

$M_{b1,Ed} =$	389,39	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} =$	257,85	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{b1,Ed} =$	0,00	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{c1,Ed} =$	-203,62	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$V_{c1,Ed} =$	-71,25	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$N_{c1,Ed} =$	-2617,18	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$M_{c2,Ed} =$	186,06	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$V_{c2,Ed} =$	100,64	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$N_{c2,Ed} =$	-2206,52	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ

Σχήμα 5.1: Δρώντα φορτία στην εξεταζόμενη σύνδεση

Ακολουθούν οι έλεγχοι αντοχής σε κάμψη, διάτμηση καθώς και η αντοχή των συγκολλήσεων για την συγκεκριμένη σύνδεση πάκτωσης μεταξύ δοκού και υποστυλώματος.

Οι συνδέσεις πραγματοποιήθηκαν με την βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis.

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$F_{t,Rd} = 254,16$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$B_{p,Rd} = 532,01$  [kN] Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία

$F_{t,fc,Rd}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,wc,Rd}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$F_{t,ep,Rd}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ

$F_{t,wb,Rd}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

### ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	449	508,32	508,32	782,32	508,32	992,45	508,32	1064,02
2	364	298,96	508,32	782,32	501,26	992,45	508,32	1064,02
3	279	297,84	508,32	782,32	501,26	992,45	508,32	1064,02
4	194	94,77	508,32	782,32	501,26	992,45	508,32	1064,02
5	69	-	508,32	782,32	501,26	992,45	508,32	1064,02

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 438,50 \text{ [kN*m]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,89 < 1,00 \quad \text{ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,89)$$

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ } F_{v,Rd} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$\beta_{L1} = 1,00 \quad \text{ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 216,24 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 254,16 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 395,02 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 470,40 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$



Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	508,32	0,00	508,32	451,39	451,39	158,16
2	508,32	0,00	298,96	265,48	265,48	271,15
3	508,32	0,00	297,84	264,48	264,48	271,75
4	508,32	0,00	94,77	84,16	84,16	381,34
5	508,32	0,00	0,00	0,00	0,00	432,48

$F_{tj,Rd,N}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

$F_{tj,Ed,N}$  – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tj,Rd,M}$  – ΑΝΤΟΧΗ ΓΡΑΜΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ ΑΠΛΗ ΚΑΜΨΗ

$F_{tj,Ed,M}$  – ΔΥΝΑΜΗ ΛΟΓΩ ΡΟΠΗΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{tj,Ed}$  – ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΣΕ ΣΕΙΡΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

$F_{vj,Rd}$  – ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1514,89 \quad \text{[kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ} \quad \text{[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,17 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,17)$$

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$$A_w = 209,63 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ}$$

$$A_{wy} = 143,08 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ}$$

$$A_{wz} = 66,55 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ}$$

$$I_{wy} = 58221,05 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 135,01 \quad \text{[MPa]} \quad \text{ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 125,55 \quad \text{[MPa]} \quad \text{ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ}$$

$$\tau_{\parallel} = 38,75 \quad \text{[MPa]} \quad \text{ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ}$$

$A_w = 209,63 \text{ [cm}^2\text{]}$  ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ

$\beta_w = 0,90$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ

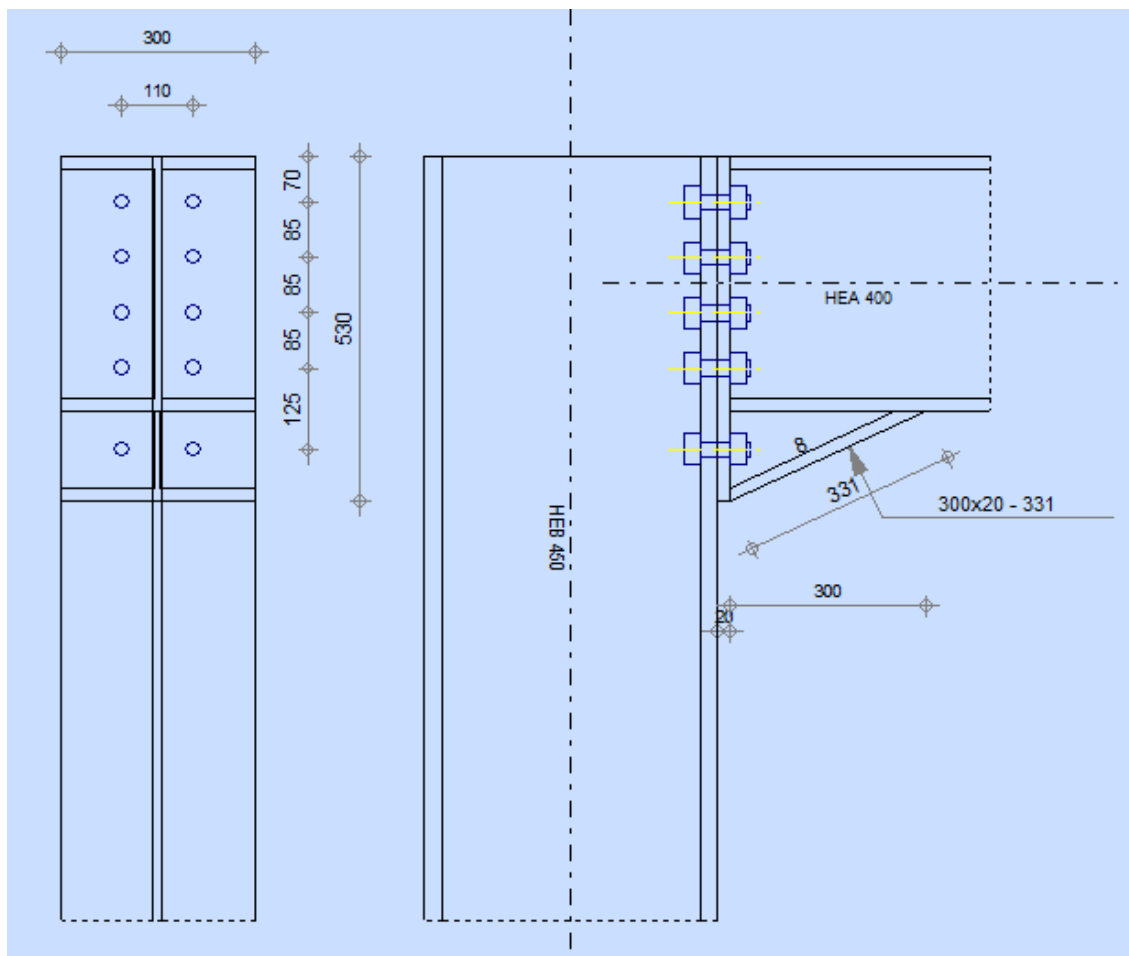
$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$270,02 < 435,56$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	$0,62$
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$259,92 < 435,56$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	$(0,60)$
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	$135,01 < 352,80$	ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	$(0,38)$

### Έλεγχος αποστάσεων

Για την σύνδεσή μας πρέπει να ισχύουν οι παρακάτω αποστάσεις μεταξύ των κοχλιώσεων:

- $\min e_1 = \min e_2 = 1,2 \cdot d_o = 28,8 \text{ mm}$
- $\min p_1 = 2,2 \cdot d_o = 52,8 \text{ mm}$
- $\min p_2 = 2,4 \cdot d_o = 57,6 \text{ mm}$
- $\max e_1 = \max e_2 = 40 \text{ mm} + 4t = 120 \text{ mm}$
- $\max p_1 = \max p_2 = \min(14t; 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$

Επιλέχθηκε  $e_1 = 110 \text{ mm}$ ,  $e_2 = 95 \text{ mm}$ ,  $p_1 = 85 \text{ mm}$ ,  $p_2 = 125 \text{ mm}$



Σχήμα 5.2: Όψη σύνδεσης δοκού – υποστρώματος

## 5.2 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας – υποστυλώματος

Η σύνδεση της διαγωνίου με το υποστύλωμα σχεδιάζεται ως κοχλιωτή. Ένα έλασμα πάχους  $t = 25\text{mm}$  θα συγκολληθεί με εξωραφές στη διαγώνιο κοίλης τετραγωνικής διατομής SHS, το οποίο έπειτα θα συνδεθεί κοχλιωτά με δύο ελάσματα πάχους  $t = 12\text{mm}$  το καθένα τα οποία είναι συγκολλητά στο πέλαμα του υποστυλώματος.

Ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι μέλος από το οποίο απαιτείται η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας, γι' αυτό το λόγο επιθυμείται η διαρροή να γίνεται στην βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης, όπως αναφέρετε στις διατάξεις του EN 1998. Αυτό ικανοποιείται μέσω της σχέσης:

$$N_{Ed} \geq 1,2 \cdot N_{pl,Rd} \quad (5.1)$$

Όπου:

- $N_{Ed}$ : Αξονική δύναμη (Υπεραντοχή σύνδεσης)
- $N_{pl,Rd}$ : Αντοχή σε διαρροή διαγωνίου μέλους

Ο σχεδιασμός και ο έλεγχος της σύνδεσης πραγματοποιήθηκε με την βοήθεια του προγράμματος FESPA. Οι έλεγχοι συγκόλλησης των ελασμάτων και των κοχλιώσεων φαίνονται στο Σχήμα 5.3

### 1. Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης διαγωνίου

Αξονική δύναμη (Υπεραντοχή σύνδεσης):  $N_{Ed} = 1,200 \cdot N_{pl,Rd} = 1090,56\text{ kN}$

#### 1.1 Έλεγχοι Διαγωνίου μέλους

Αντοχή σε διαρροή:  $N_{pl,Rd} = 908,80\text{ kN} \geq 908,80\text{ kN}$

#### 1.2 Αντοχή Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική)

Αντοχή σε διαρροή:  $N_{q,Rd} = 1196,35\text{ kN} \geq 908,80\text{ kN}$   
 Αντοχή σε Θραύση:  $N_{w,Rd} = 1007,76\text{ kN} \geq 908,80\text{ kN}$

#### 1.3 Έλεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Ενδιάμ.Ελάσματος-Διαγωνίου

Διαμητική τάση συγκόλλησης:  $T_w = 245,9\text{ MPa}$   
 Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης:  $f_{vw,d} = 261,7\text{ MPa} \geq 245,9\text{ MPa}$   
 Αντοχή συγκόλλησης (συνολική):  $N_{w,Rd} = 1160,83\text{ kN} \geq 1090,56\text{ kN}$

#### 1.4 Έλεγχοι κοχλιώσης

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:  $F_v,Ed = 136,32\text{ kN}$   
 Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:  $F_{v0,d,Rd} = 154,37\text{ kN} \geq 136,32\text{ kN}$   
 Αντοχή σε θλίψη άντυνας Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική):  $F_{b,q,Rd} = 204,00\text{ kN} \geq 136,32\text{ kN}$   
 Αντοχή σε θλίψη άντυνας Κομβοελάσματος:  $F_{b,p,Rd} = 195,84\text{ kN} \geq 136,32\text{ kN}$

#### 1.5 Έλεγχος αντοχής Κομβοελάσματος

Αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη:  $N_{x,Ed} = 934,79\text{ kN}$   
 Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη δύναμη:  $N_{y,Ed} = 561,68\text{ kN}$   
 Αντοχή Κομβοελάσματος (οριζόντια):  $N_{px,Rd} = 3349,76\text{ kN} \geq 934,79\text{ kN}$   
 Αντοχή Κομβοελάσματος (κατακόρυφα):  $N_{py,Rd} = 3387,51\text{ kN} \geq 561,68\text{ kN}$   
 Αντοχή Κομβοελάσματος (συνολική):  $N_{p,Rd} = 3907,94\text{ kN} \geq 1090,56\text{ kN}$

#### 1.6 Έλεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού/Στύλου

Αναπτυσσόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης):  $M_{w,Ed} = 52,99\text{ kNm}$   
 Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:  $\sigma_{w,b} = 63,2\text{ MPa}$   
 Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:  $\sigma_{w,c} = 64,9\text{ MPa}$   
 Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:  $f_{vw,d} = 261,7\text{ MPa} \geq 63,2\text{ MPa}$   
 Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:  $f_{vw,d} = 261,7\text{ MPa} \geq 64,9\text{ MPa}$   
 Αντοχή συγκόλλησης (Συνολική):  $N_{w,Rd} = 4401,42\text{ kN} \geq 1090,56\text{ kN}$

Σχήμα 5.3: Έλεγχοι σύνδεσης διαγωνίου

## Έλεγχος αποστάσεων κοχλίων

Οι αποστάσεις των κοχλίων πρέπει να είναι εντός των ορίων των μέγιστων και ελάχιστων αποστάσεων που φαίνονται στον Πίνακα 5.1.

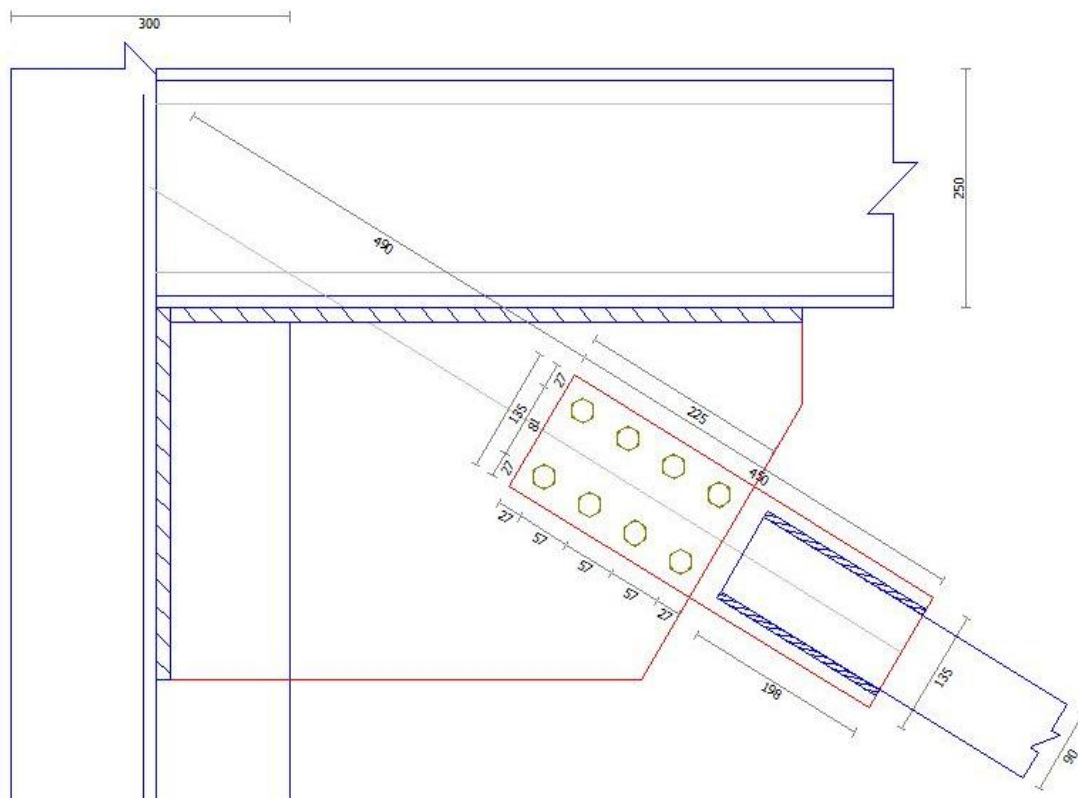
Πίνακας 5.1: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις κοχλίων

Αποστάσεις	Ελάχιστη	Μέγιστη	
		Εκτεθειμένος χάλυβας	Μη εκτεθειμένος χάλυβας
e1	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40 \text{mm}$	
e2	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40 \text{mm}$	
p1	$2,2 \cdot d_0$	$\min(14 \cdot t; 200 \text{mm})$	$\min(14 \cdot t; 200 \text{mm})$
p2	$2,4 \cdot d_0$	$\min(14 \cdot t; 200 \text{mm})$	$\min(14 \cdot t; 200 \text{mm})$

Για την σύνδεσή μας πρέπει να ισχύουν οι παρακάτω αποστάσεις μεταξύ των κοχλιώσεων:

- $\min e_1 = \min e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 21,6 \text{ mm}$
- $\min p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 39,6 \text{ mm}$
- $\min p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 43,2 \text{ mm}$
- $\max e_1 = \max e_2 = 40 \text{ mm} + 4t = 88 \text{ mm}$
- $\max p_1 = \max p_2 = \min(14t; 200 \text{ mm}) = 168 \text{ mm}$

Επιλέχθηκε  $e_1 = 27 \text{ mm}$ ,  $e_2 = 27 \text{ mm}$ ,  $p_1 = 57 \text{ mm}$ ,  $p_2 = 80,8 \text{ mm}$



Σχήμα 5.4: Όψη σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

### 5.3 Σύνδεση διαδοκίδας – δοκού πλαισίου ροπής

Η σύνδεση της διαδοκίδας με την κύρια δοκό πρέπει να δημιουργεί ένα ενιαίο επίπεδο πάνω στο οποίο επικάθεται η πλάκα. Τέτοιου είδους σύνδεση, συνήθως πραγματοποιείται με απότμηση μέρους του κορμού της διαδοκίδας, το οποίο μειώνει την αντοχή της διατομής που απαιτείται για να παραληφθεί η τέμνουσα. Η σύνδεση επιτυγχάνεται με την χρήση γωνιακού ελάσματος τύπου L και κοχλίες M14, 8.8.

Πίνακας 5.2: Χαρακτηριστικά γωνιακού ελάσματος CAE 100x10

$h_k$ (mm)	$b_k$ (mm)	$t_{fk}$ (mm)	$r_k$ (mm)	$l_k$ (mm)	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{uk}$ (MPa)
100	100	10	12	130	355,00	490,00

Φορτία:  $V_{Ed} = 47,73$  kN

**Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα:**  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / g_{M2} = 59,11$  kN

Τοποθετήθηκαν 4 κοχλίες, με αντοχή κοχλία:  $F_{v,Rd} = 59,11$  kN.

Επομένως:  $4 \cdot 59,11 \geq V_{Ed} = 47,73$  kN ✓

**Έλεγχος σύνθλιψης άντυγας:**  $F_{b,Rd} = 106,71$  kN >  $V_{Ed}/2$  ✓

**Έλεγχος συγκόλλησης:** πάχος συγκόλλησης  $a = 5$  mm

Αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης σε διάτμηση είναι:  $f_{vw,d} = 251,47$  MPa

Θεωρούμε ότι η συγκόλληση του γωνιακού ελάσματος είναι εξωραφή που γίνεται εκατέρωθεν του κορμού. Επομένως:

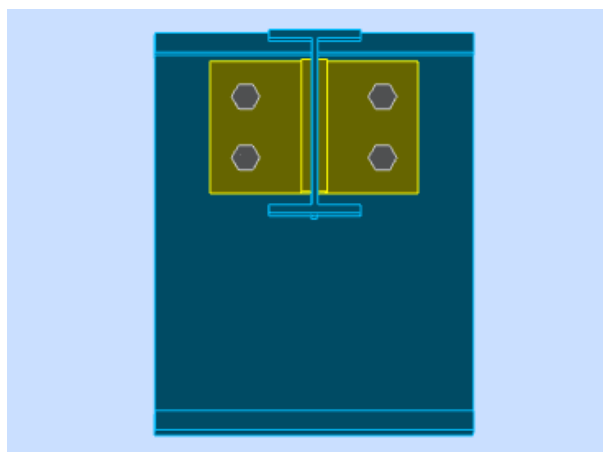
$\tau_2 = V_{Ed}/2 \cdot a \cdot d = 47,73 / (2 \cdot 0,005 \cdot 0,33) = 14463$  kPa =  $14,46$  MPa  $\leq f_{vw,d} = 251,47$  MPa ✓

#### Έλεγχος αποστάσεων

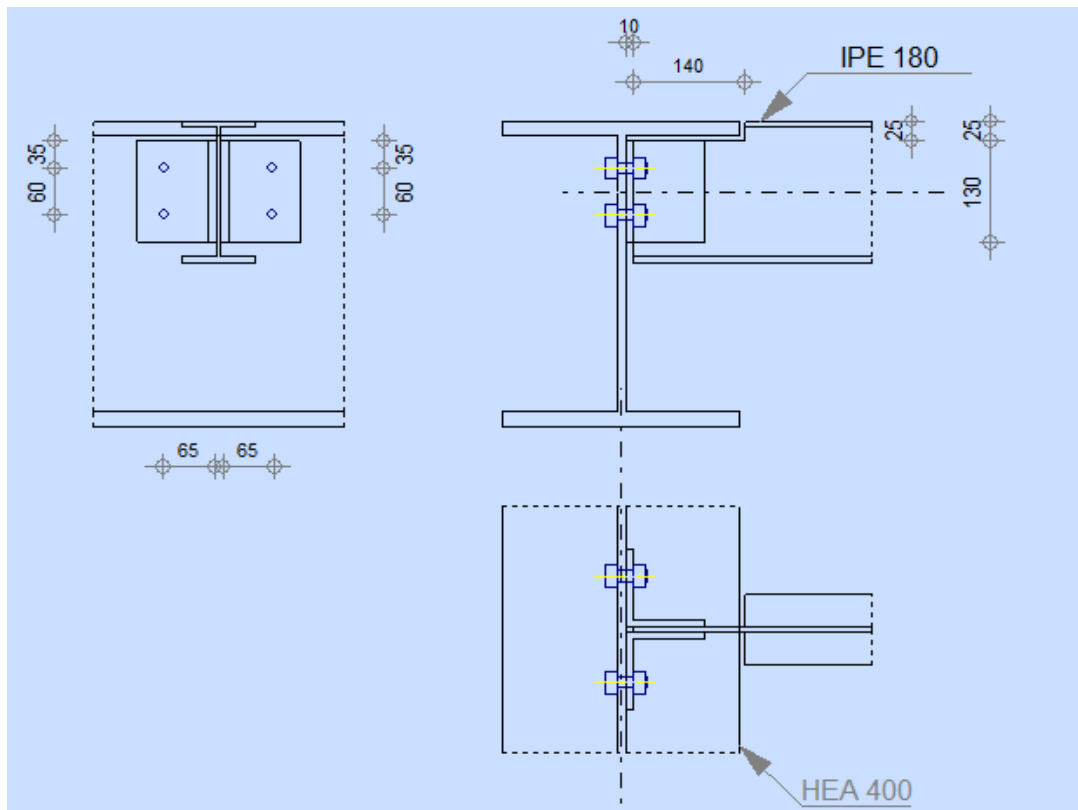
Πρέπει να ικανοποιούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- $\min e_1 = \min e_2 = 1,2 \cdot d_o = 18$  mm
- $\min p_1 = 2,2 \cdot d_o = 33$  mm
- $\max e_1 = \max e_2 = 40$  mm +  $4t = 80$  mm
- $\max p_1 = \min(14t; 200$  mm) =  $140$  mm

Επομένως επιλέχθηκαν:  $e_1 = 35$  mm,  $p_1 = 60$  mm,  $e_2 = 35$  mm



Σχήμα 5.5: Σύνδεση τέμνουσας διαδοκίδας - δοκού πλαισίου



Σχήμα 5.6: Διαμόρφωση σύνδεσης διαδοκίδας – δοκού πλαισίου ροής

## 6 Συμπεράσματα

Από την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση της κατασκευής συμπεραίνουμε τα εξής:

- Ο συντελεστής συμπεριφοράς επιλέχθηκε αρχικά  $q = 4$ . Ωστόσο εμφανίστηκαν προβλήματα μετατοπίσεων στην διεύθυνση X και ο άνεμος ήταν δυσμενέστερος στην διεύθυνση Y. Επομένως ο σχεδιασμός του κτιρίου έγινε για περιορισμένη πλαστιμότητα περιορίζοντας έτσι τις μετακινήσεις και τις παραμορφώσεις.
- Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μπορούν να αναπτύξουν σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις πριν την αστοχία τους κατά την διάρκεια μια σεισμικής διέγερσης.
- Η διαφραγματική λειτουργία της πλάκας αποτρέπει την αξονική καταπόνηση των οριζόντιων δοκών. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα οι δοκοί να καταπονούνται μόνο από κατακόρυφα φορτία.
- Ο δομικός χάλυβας έχει μεγαλύτερες αντοχές έναντι άλλων υλικών και οι μεταλλικές διατομές εμφανίζουν μεγάλη δυσκαμψία για το βάρος τους.
- Οι μεταλλικές κατασκευές απαιτούν μικρό χρόνο ανέγερσης και ο εντοπισμός και η αποκατάσταση των βλαβών επιτυγχάνεται σχετικά πιο εύκολα σε σχέση με τις υπόλοιπες συμβατικές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Η χρήση μεταλλότυπου για τις πλάκες σκυροδέματος οδηγεί σε πιο βέλτιστες λύσεις καθώς το μικρό βάρος της πλάκας σκυροδέματος δεν απαιτεί μεγάλη ποσότητα οπλισμού.
- Οι ικανοτικοί έλεγχοι της κατασκευής έχουν σκοπό τον έλεγχο της πλαστιμότητας των μελών καθώς και τον υπολογισμό της υπεραντοχής τους.





## 7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.,(2013): «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Βάγιας Ι. (2003):«Σιδηρές κατασκευές Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
5. Ερμόπουλος Ι.(2005): «Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών: Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής».Εκδόσεις Κλειδάριθμος
6. Βάγιας Ι. (2010): «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος
7. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
8. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003
9. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
10. EN-1992-1-1, Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός φορέων από σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004
11. EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
12. 13. EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Απρίλιος 2004
13. EN-1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004
14. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
15. Ο.Α.Σ.Π.- Σ.Π.Μ.Ε (2001): Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ 2000)
16. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. , «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73»
17. Παρουσιάσεις μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, 2018
18. Ασκήσεις μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, 2018