

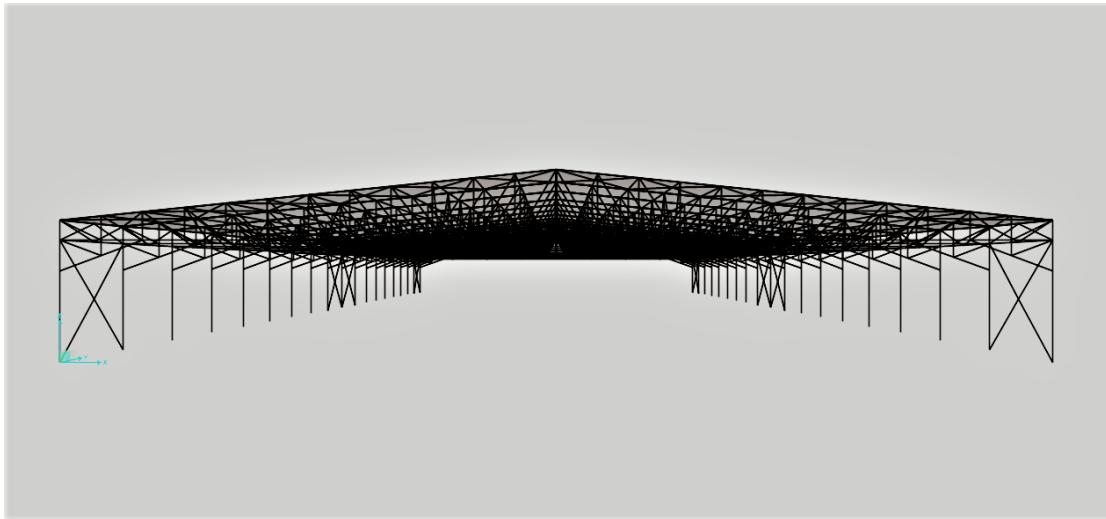


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Παραλλαγή Μελέτης Ανοιχτού Υπροστέγου Στάθμευσης Λεωφορείων Σταθμού Κηφισού



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αλέξανδρος Δήμας

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Μάρτιος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/5

Αλέξανδρος Δήμας (2020)  
Παραλλαγή Μελέτης Ανοιχτού Υποστέγου Στάθμευσης Λεωφορείων Σταθμού  
Κηφισού  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/5  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Alexandros Dimas (2020)  
Variant study of shed at Kifisos bus station  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/5  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	5
Abstract .....	6
Ευχαριστίες .....	7
1 Εισαγωγή.....	8
1.1 Γενικά.....	8
1.2 Μεταλλικές κατασκευές.....	8
2 Παρουσίαση του έργου.....	10
2.1 Σύντομη περιγραφή του μεταλλικού στεγάστρου .....	10
2.2 Σκοπός του έργου και διαμόρφωση του σταθμού .....	11
2.3 Τα στοιχεία του μεταλλικού στεγάστρου .....	12
2.3.1 Κύριοι φορείς .....	12
2.3.2 Τεγίδες.....	13
2.3.3 Μηκίδες .....	15
2.3.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	15
2.3.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	16
2.3.6 Κεφαλοδοκός.....	17
2.3.7 Μετωπικά υποστυλώματα .....	17
2.3.8 Φύλλα επικάλυψης .....	17
3 Φορτία κατασκευής.....	19
3.1 Γενικά.....	19
3.2 Μόνιμες δράσεις.....	19
3.3 Μεταβλητές δράσεις.....	19
3.3.1 Ωφέλιμα φορτία.....	19
3.3.2 Φορτία χιονιού ( περιοχή Αττική, υψόμετρο 50m ) .....	20
3.3.3 Φορτία ανέμου.....	24
3.3.4 Θερμοκρασιακή Μεταβολή (T).....	46
3.3.5 Σεισμική Δράση.....	46
3.4 Συνδυασμοί δράσεων .....	54
3.4.1 Οριακές καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1.....	54
3.4.2 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία.....	56
4 Προσομοίωμα φορέων στο SAP2000 .....	59
4.1 Παρουσίαση SAP2000 .....	59
4.2 Μοντέλα προσομοίωσης.....	60
4.2.1 1η Παραλλαγή .....	61
4.2.2 2η Παραλλαγή .....	62
4.2.3 3η Παραλλαγή .....	63
4.2.4 4η Παραλλαγή .....	64
4.2.5 5η Παραλλαγή .....	65
4.2.6 6η Παραλλαγή .....	66
5 Ανάλυση – Διαστασιολόγηση μελών .....	68
5.1 Γενικά.....	68
5.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC3 .....	68
5.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	68
5.2.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	77

5.3	Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου .....	79
5.3.1	Υποστώμα ΗΕΒ600.....	80
5.3.2	Ζύγωμα ΗΕΑ 300 ( άνω πέλμα ).....	81
5.3.3	Ζύγωμα ΗΕΑ 300 ( κάτω πέλμα ).....	82
5.3.4	Κατακόρυφη ράβδος δικτύματος L150x15.....	83
5.3.5	Διαγώνια ράβδος δικτύματος L150x15 .....	84
5.3.6	Μικρό δικτύωμα κόμβου δοκού – υποστυλώματος ΗΕΑ 300 .....	85
5.3.7	Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας ΤUBO 100x70x4.....	86
5.3.8	Κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας UPN 180.....	87
5.3.9	Τεγίδα ΗΕΑ 140.....	88
5.3.10	Κεφαλοδοκός ΤUBO 100x100x10.....	89
5.3.11	Οριζόντια δοκός ΗΕΑ 140( εξασφάλισης κάτω πέλματος ζυγώματος) .	90
5.4	Έλεγχος βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	91
6	Έλεγχος συνδέσεων.....	92
6.1	Εισαγωγή.....	92
6.2	Έλεγχοι συνδέσεων στην παρούσα εργασία.....	92
6.2.1	Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας .....	92
6.2.2	Σύνδεση υποστυλώματος με δοκό μικρού δικτύματος.....	96
6.2.3	Σύνδεση θεμελίου υποστυλώματος.....	104
7	Συμπεράσματα.....	108
8	Βιβλιογραφία.....	109

## **Παραλλαγή Μελέτης Ανοιχτού Υποστέγου Στάθμευσης Λεωφορείων Σταθμού Κηφισού**

Αλέξανδρος Δήμας (Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ)

### **Περίληψη**

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας είναι η ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού υπόστεγου μεγάλων διαστάσεων με εφαρμογή στον σταθμό υπεραστικών λεωφορείων Κηφισού. Η επιλογή του κύριου φορέα έγινε μετά την ανάλυση έξι πλαισίων με διάφορες παραλλαγές σχεδιασμού του δικτυωτού ζυγώματος.

Η δυσκολία του φορέα έγκειται στο γεγονός ότι απαιτείται μεγάλο άνοιγμα, καθώς και στην απουσία εσωτερικών υποστυλωμάτων για την καλύτερη αξιοποίηση και οργάνωση του σταθμού. Στη μελέτη λαμβάνεται υπόψη η πιθανότητα μετεγκατάστασης του σταθμού και αλλαγής χρήσης του σε αποθηκευτικό χώρο οχημάτων, μηχανημάτων και εμπορευμάτων.

Στόχος της εργασίας ήταν η εφαρμογή των διατάξεων του Ευρωκώδικα για κατασκευές από χάλυβα ώστε με ασφάλεια να παραλάβει τις δράσεις από το περιβάλλον καθ' όλη τη διάρκεια χρήσης της κατασκευής.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με τη χρήση του προγράμματος SAP2000 v20.2.0 και με βάση τους Ευρωκώδικες 0, 1, 3, 8 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Ο αντισεισμικός υπολογισμός έγινε με βάση τον Ευρωκώδικα 8. Ο έλεγχος συνδέσεων έγινε με τη χρήση του προγράμματος Robot Structural Analysis 2020.

Ως υλικό κατασκευής χρησιμοποιείται δομικός χάλυβας ελατών διατομών ποιότητας S355.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2020/5

**Variant study of shed at Kifisos bus station**

Alexandros Dimas (supervised by Tasos Avraam)

**Abstract**

The subject of the thesis is the analysis and dimensioning of a large metallic hangar with application to the Kifissos intercity bus station. The main vector was selected after analyzing six frames with various variants of the netting design.

The difficulty of the operator lies in the fact that a large opening is required, as well as the absence of internal columns for the better utilization and organization of the station. The study considers the possibility of relocating the station and changing its use in the storage of vehicles, machinery and goods.

The aim of the project was to apply the Eurocode provisions for steel structures to safely receive environmental actions throughout the use of construction.

The analysis and dimensioning was carried out using the SAP2000 v20.2.0 program and based on the Eurocodes 0, 1, 3, 8 and the Greek National Annexes. The earthquake calculation was performed according to Eurocode 8. The connection was checked using the Robot Structural Analysis 2020 program.

As construction material S355 quality structural steel diaphragms are used.

## Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Τάσο Αβραάμ, που με τίμησε με την εμπιστοσύνη του, με την ευκαιρία που μου έδωσε να εκπονήσω αυτή τη διπλωματική εργασία υπό την επίβλεψή του, και για την καθοδήγησή του σε όλη τη διάρκειά της.

Επίσης θέλω να ευχαριστήσω τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του τομέα Δομοστατικής του ΕΜΠ και τον κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο, Επίκουρο Καθηγητή του τομέα Δομοστατικής του ΕΜΠ για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες στους γονείς μου, στους οποίους αφιερώνω την παρούσα εργασία, για την υπομονή και τη στήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια.

Τέλος, ευχαριστώ τους στενούς μου φίλους για την συμπαράστασή τους και την Αναστασία για την ιδιαίτερη στήριξη και βοήθειά της όλο το προηγούμενο διάστημα.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Το μεταλλικό στέγαστρο έχει διαστάσεις 50,4m x 117m, είναι ενός ανοίγματος και εφαρμόζεται στο σταθμό υπεραστικών λεωφορείων Κηφισού. Είναι ανοιχτό καθώς περιβάλλεται από τα κτίρια του σταθμού και άρα δεν χρησιμοποιούνται στοιχεία όπως μετωπικά υποστυλώματα και μηκίδες. Λαμβάνεται όμως υπόψη η πιθανότητα αλλαγής χρήσης του στην επιλογή των διατομών. Οι δράσεις ανέμου, χιονιού, σεισμού και θερμοκρασιακών μεταβολών υπολογίστηκαν με βάση τα δεδομένα της περιοχής. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με τη χρήση του προγράμματος SAP2000 v20.2.0. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 0 - Βάσεις Σχεδιασμού (EN1990)
- Ευρωκώδικας 1 - Δράσεις επί των Κατασκευών (EN1991)
- Ευρωκώδικας 3 - Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα (EN1993)
- Ευρωκώδικας 8 - Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών (EN1998)

## 1.2 Μεταλλικές κατασκευές

Ο δομικός χάλυβας είναι κράμα με βασικό συστατικό το σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως Άνθρακας(C), Μαγγάνιο(Mn), Πυρίτιο(Si), Νικέλιο(Ni), Χαλκός(Cu), Χρώμιο(Cr), Μολυβδαίνιο(Mo), Βαδάνιο(V), Ζιρκόνιο(Zr), Θείο(S), Φωσφόρος(P). Ορισμένα από αυτά είναι ανεπιθύμητα, επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα. Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, ολκιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση, συγκολλησιμότητα κλπ). Μικρή μεταβολή της μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Έτσι, αναφορικά με την περιεκτικότητα σε άνθρακα, που είναι από τα κυριότερα συστατικά του χάλυβα, αυτή ποικίλει από 0,15% έως 1,7%. Οι συνήθεις δομικοί χάλυβες έχουν περιεκτικότητα σε άνθρακα μεταξύ 0,15% και 0,29%.

Τα τελευταία χρόνια ο δομικός χάλυβας χρησιμοποιείται όλο και περισσότερο στο χώρο των κατασκευών. Τα πρώτα κτίρια που κατασκευάστηκαν από δομικό χάλυβα ήταν κτίρια με βιομηχανική χρήση, όπως βιομηχανικές εγκαταστάσεις, στέγαστρα και αποθήκες. Η κατασκευή ενός κτιρίου από χάλυβα μας δίνει τη δυνατότητα δημιουργίας κτιρίων με μεγάλα ανοίγματα, χωρίς να υπάρχει ανάγκη από ενδιάμεσα υποστυλώματα. Με αυτό τον τρόπο μπορεί να δημιουργηθεί περισσότερος εκμεταλλεύσιμος χώρος, ο οποίος εξυπηρετεί κάθε είδους δραστηριότητα. Επίσης ένα μεταλλικό κτίριο μπορεί ανά πάσα στιγμή να επεκταθεί γρήγορα και απλά, ως επίσης και να αποσυναρμολογηθεί και να μεταφερθεί. Τα πλεονεκτήματα του συγκεκριμένου τρόπου κατασκευής σε συνδυασμό με την ποιότητα κατασκευής ώθησαν τους μελετητές και τους κατασκευαστές να εισαγάγουν το δομικό χάλυβα και σε κτίρια άλλων χρήσεων (γέφυρες, σήραγγες, ιστοί τηλεπικοινωνιών, πολύροφα κτίρια, σταθμοί διοδίων, κατοικίες κ.α.).

### Πλεονεκτήματα μονώροφων κτιρίων από χάλυβα

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές, εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν όπως είπαμε τα



ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν και στην Ελλάδα παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα.

Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα κτίρια από χάλυβα είναι:

α) Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και σεισμικές δυνάμεις,

β) Η ταχύτητα κατασκευής. Με επαρκή συντονισμό, περιλαμβανομένης της φάσης των μελετών, είναι δυνατή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων στοιχείων κατά τη φάση εκτέλεσης των εκσκαφών, της θεμελίωσης, της επίχωσης και διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, έτσι ώστε η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, να μπορεί να αρχίσει αμέσως μετά.

γ) Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του.

δ) Η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στην μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα.

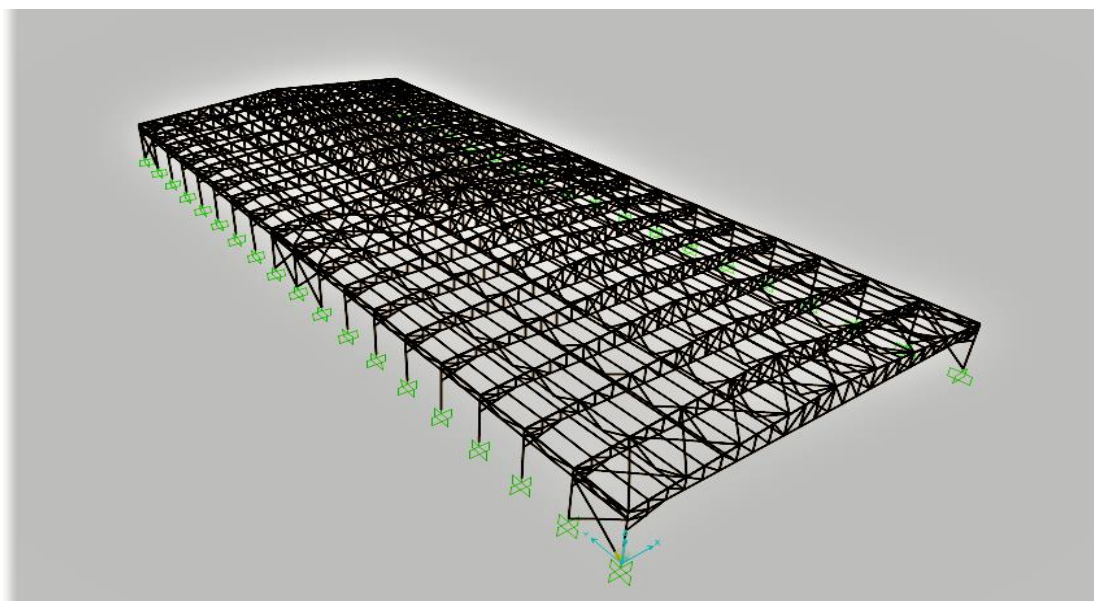
ε) Η επισκευασιμότητά τους.

ζ) Η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφόσον απαιτηθεί.

## 2 Παρουσίαση του έργου

### 2.1 Σύντομη περιγραφή του μεταλλικού στεγάστρου

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, μελετάται ένα μεταλλικό υπόστεγο ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων  $50,4 \times 117 \text{ m}^2$  ενός ανοίγματος, με σκοπό να αντικαταστήσει το υπάρχον στέγαστρο δύο ανοιγμάτων στον σταθμό ΚΤΕΛ Κηφισού, για την καλύτερη λειτουργία του σταθμού. Ένας φορέας από χάλυβα θα δώσει τη δυνατότητα δημιουργίας χώρων μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς να παρεμβάλλονται υποστυλώματα. Οι κύριοι φορείς στο συγκεκριμένο υπόστεγο είναι 19 πλαίσια με δικτύωμα στο ζύγωμα, τα οποία θα εξεταστούν κάνοντας κάποιες παραλλαγές και είναι παράλληλα διατεταγμένα ανά 6,5 m. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι 9,50 m και βρίσκεται στην κορυφή δικλινούς στέγης γωνίας  $10,00^\circ$  ενώ το χαμηλότερο είναι 7m. Στην εγκάρσια διεύθυνση των κύριων πλαισίων, υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στα αντίστοιχα φατνώματα επί της στέγης οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με σκοπό την πλευρική εξασφάλιση του κτιρίου από τα φορτία ανέμου και τα σεισμικά φορτία. Επίσης τοποθετήθηκαν κεφαλοδοκοί οι οποίοι συνδέουν τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κατά την κάθετη διεύθυνση του επιπέδου των κύριων φορέων. Επιπλέον, έχουν τοποθετηθεί οριζόντιες αμφιέριστες δοκοί ανά 6,3m καθώς και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ώστε να εξασφαλιστεί πλευρικά το κάτω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος ως προς το οριζόντιο επίπεδο και να περιοριστούν οι οριζόντιες παραμορφώσεις. Τέλος, για της εξασφάλιση του κόμβου δοκού-υποστυλώματος έχει προβλεφθεί ένα μικρό δικτύωμα. Οι τεγίδες έχουν διαταχθεί ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (2,10m) και ως κύριο σκοπό έχουν να μεταφέρουν τα φορτία από τα εδραζόμενα σε αυτές πανέλα επικάλυψης στα ζυγώματα των κύριων πλαισίων με ασφάλεια. Τόσο για τα επιμέρους στοιχεία όσο και για τους διάφορους τύπους πρότυπων διατομών θερμής έλασης που έχουν χρησιμοποιηθεί σε αυτά, γίνεται εκτενέστερη αναφορά στη συνέχεια της εργασίας. Ως υλικό κατασκευής επιλέχθηκε χάλυβας ποιότητας S355 με αντοχή 510000MPa και όριο διαρροής 355000MPa.



Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατη όψη του στεγάστρου από το πρόγραμμα SAP2000

## 2.2 Σκοπός του έργου και διαμόρφωση του σταθμού

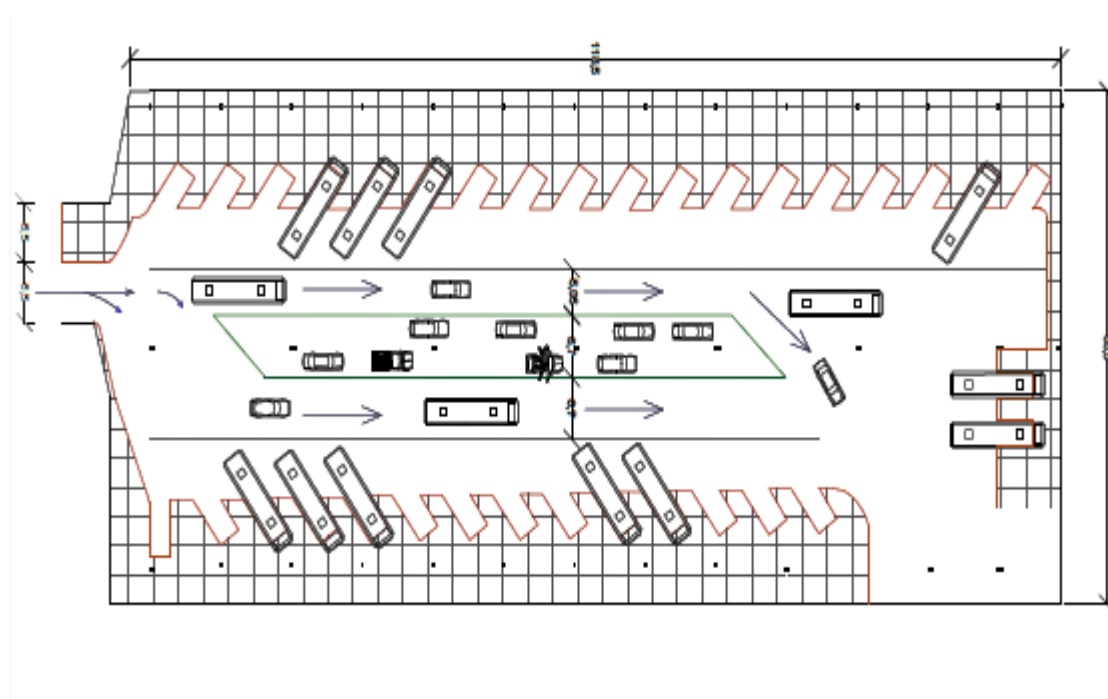
Σκοπός του έργου είναι η δημιουργία στεγάστρου ενός ανοίγματος, χωρίς ενδιάμεσα υποστυλώματα, που θα δώσει τη δυνατότητα για μια διαφορετική διαμόρφωση του εσωτερικού του σταθμού που θα φέρει πλεονεκτήματα που θα βελτιώσουν τη σημερινή κατάσταση από την άποψη της ασφαλέστερης και ευκολότερης κυκλοφορίας οχημάτων και πεζών και της διευκόλυνσης της στάθμευσης εντός του σταθμού.

Για το λόγο αυτό έγινε μία τυπική αποτύπωση του εσωτερικού του σταθμού, ώστε να εκτιμηθεί η υφιστάμενη κατάσταση και να συγκριθεί με την νέα πρόταση.

Φυσικά αντικείμενο της εργασίας είναι η μελέτη του στεγάστρου. Για αυτό και παρουσιάζεται συνοπτικά η αλλαγή της διαμόρφωσης και κάποια βασικά πλεονεκτήματα.

- Υφιστάμενη κατάσταση

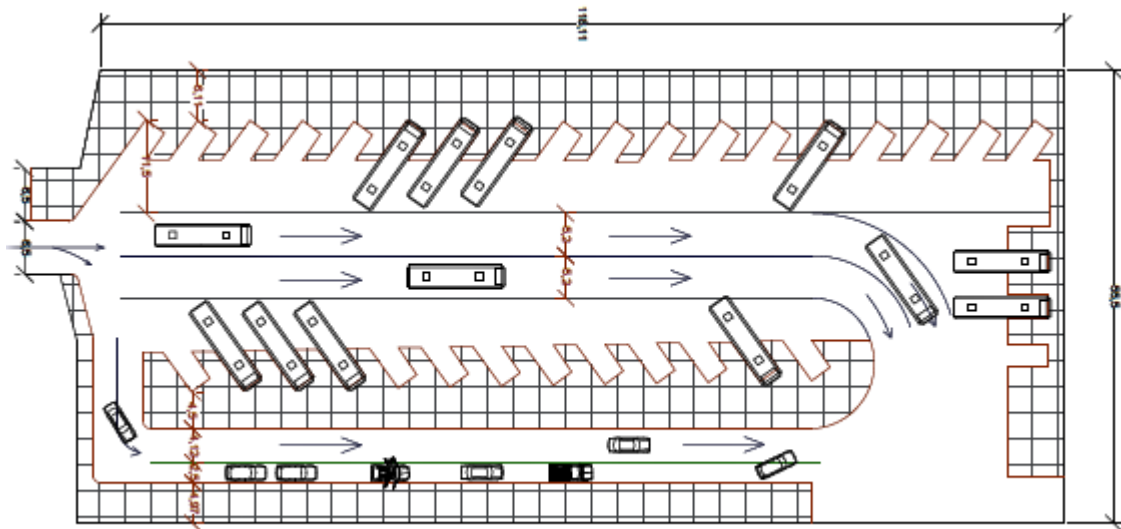
Η αποτύπωση έγινε με χρήση λέιζερ και μέτρου εντός του σταθμού, μετρώντας ότι αφορούσε το σκοπό της εργασίας (διαστάσεις θέσεων στάθμευσης, πλάτος δρόμων και πεζοδρομίων, εισόδους και εξόδους, αποστάσεις ενδιάμεσων υποστυλωμάτων).



Σχήμα 2.2: Κάτοψη του εσωτερικού του σταθμού σήμερα

- Νέα πρόταση διαμόρφωσης του σταθμού

Η νέα πρόταση προέκυψε με ίδιο αριθμό θέσεων λεωφορείων, ίδιες διαστάσεις και μία εντελώς διαφορετική διαμόρφωση στο εσωτερικό του σταθμού.



Σχήμα 3.3: Κάτοψη νέας πρότασης εσωτερικού του σταθμού

### Πλεονεκτήματα της νέας διαμόρφωσης του σταθμού

- 1 Σαφής διαχωρισμός του χώρου κυκλοφορίας υπεραστικών λεωφορείων και Ι.Χ για την ασφαλέστερη και πιο άνετη κίνηση των οχημάτων.
- 2 Μεγαλύτερο και ασφαλέστερο πεδίο κυκλοφορίας των πεζών.
- 3 Ασφαλέστερη και άνετη στάθμευση των Ι.Χ εκτός του χώρου κυκλοφορίας των λεωφορείων.
- 4 Δυνατότητα για θέσεις στάθμευσης ΑΜΕΑ.

## **2.3 Τα στοιχεία του μεταλλικού στεγάστρου**

### **2.3.1 Κύριοι φορείς**

Οι κύριοι φορείς είναι πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (στην προκείμενη περίπτωση ανά 6,5 μέτρα) και έχουν την δυνατότητα παραλαβής μέσα στο επίπεδό τους κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων. Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών (ή τουλάχιστον ορισμένοι εξ αυτών) πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών. Στην περίπτωση του μεταλλικού αυτού στεγάστρου, οι κύριοι φορείς είναι δίστηλοι με ολόσωμα υποστυλώματα και δικτυωτά ζυγώματα, διάταξη που συνηθίζεται σε περίπτωση σχετικά μεγάλων ανοιγμάτων (>30 m) (στην περίπτωση αυτή το άνοιγμα των πλαισίων ισούται με 50,4 m), όπου λόγω εξοικονόμησης βάρους επιτυγχάνεται οικονομικότερη λύση.

Σε περιπτώσεις δικτυωτών φορέων μεγάλου ανοίγματος όπως στην συγκεκριμένη περίπτωση, είναι δυνατόν το άνω και κάτω πέλμα να μορφώνονται με διατομές διπλού ταυ όπου τα πέλματα των διατομών τοποθετούνται παράλληλα προς το μέσο επίπεδο του δικτυώματος. Για τις ράβδους των δικτυωμάτων θέλει προσοχή η τοποθέτηση της

διατομής των πελμάτων του δικτυώματος ώστε αυτή να συνδέεται με αντοχή σε λυγισμό εντός του επιπέδου του δικτυώματος περί τον ασθενή άξονα της διατομής ενώ για λυγισμό εκτός του επιπέδου περί τον ισχυρό άξονα της διατομής.

Τόσο για τα ζυγώματα όσο και για τα υποστυλώματα προτιμώνται διατομές διπλού ταυ διότι όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από τον ουδέτερο άξονα τόσο καλύτερη συμπεριφορά παρουσιάζει η διατομή αυτή έναντι κάμψης διότι μεγαλώνει η ροπή αδρανείας και η ροπή αντίστασης που μετρούν την καμπτική δυσκαμψία και την καμπτική αντοχή αντίστοιχα. Έτσι, για το άνω και κάτω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος έχει επιλεγεί διατομή HEA 300 ενώ για τα υποστυλώματα των πλαισίων διατομή HEB 600. Προσοχή πρέπει να δοθεί στον προσανατολισμό των επιλεγμένων διατομών των μελών ώστε για την παραλαβή των μεγάλων φορτίων να ενεργοποιούνται οι ισχυροί άξονες των διατομών.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα, οι εδράσεις τους έχουν σχεδιαστεί ως πακτώσεις.

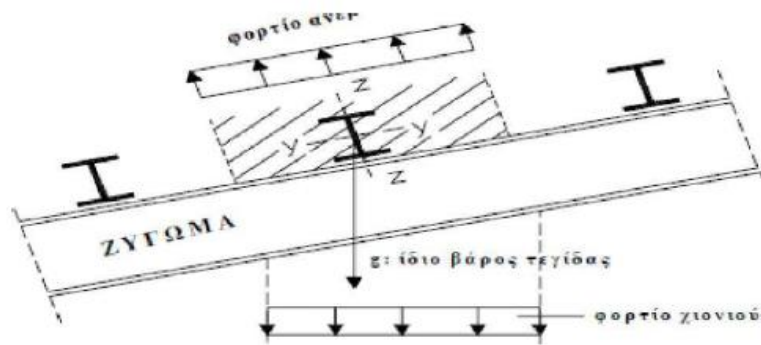
### 2.3.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατό να από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου (π.χ. κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται, κατά κανόνα, ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (εδώ ανά 2,1 m).

Ο ρόλος των τεγίδων στην κατασκευή, εκτός από το να μεταφέρουν δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς, μπορεί να είναι δευτερευόντως η συμμετοχή στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και να προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα.

Αποτελούν στοιχεία καταπονούμενα σε κάμψη κατά κύριο λόγο, μπορεί δε να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές διπλού ταυ, συνηθέστερα από τη σειρά ΙΡΕ. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές διπλού ταυ (συνηθέστερα από τη σειρά HEA). Όταν ορισμένες τεγίδες, χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανεμικών συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά για αυτές διατομές από τη σειρά HEB.

Στο στέγαστρο που μελετάται όπου οι τεγίδες δέχονται τα φορτία λόγω ανεμοπίεσης, χιονιού, φύλλων επικάλυψης και κινητού φορτίου στέγης, η κύρια καταπόνησή τους είναι καμπτική. Η διατομή που έχει επιλεγεί για τις τεγίδες είναι HEA140.

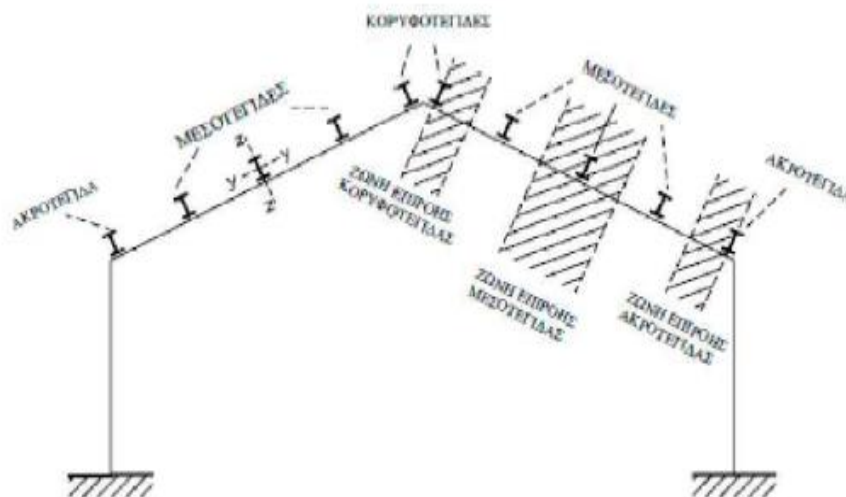


Σχήμα 2.4: Ανάλυση κατακόρυφων φορτίων τεγίδας σε συνιστώσες

Τα φορτία τα οποία ασκούνται επί της κεκλιμένης τεγίδας είναι κατακόρυφα (μόνιμα βάρη, χιόνι) ή κάθετα στην επιφάνεια της επιστέγασης (άνεμος), είναι δε δυνατόν, τελικά, κάθε φόρτιση, προερχόμενη από συνδυασμό δράσεων, να αναλυθεί κατά τις διευθύνσεις των δύο κυρίων αξόνων της διατομής.

Ως προς το στατικό τους σύστημα, οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέρειστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί. Στην δεύτερη περίπτωση μπορεί να τοποθετούνται διαδοχικά τμήματα συνεχή επί δύο ανοιγμάτων ή η συνέχεια να καταλαμβάνει μεγάλο μέρος ή και ολόκληρο το μήκος του υπόστεγου.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση, έχει επιλεγεί οι τεγίδες να σχεδιαστούν ως αμφιέρειστες μήκους 6,5 m (όσο δηλαδή είναι η απόσταση μεταξύ των κύριων φορέων/πλαισίων) που αποτελεί και την δυσμενέστερη περίπτωση γιατί η συνεχής τεγίδα επί πολλών ανοιγμάτων έχει ευνοϊκή κατανομή των καμπτικών ροπών κατά το μήκος της και μικρές παραμορφώσεις.



Σχήμα 2.5: Ζώνη επιρροής τεγίδων

### 2.3.3 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιοι δοκοί που τοποθετούνται, ανά αποστάσεις, σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής. Κύρια φόρτιση για τις μηκίδες είναι επίσης η ανεμοπίεση. Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο παρόμοιο με των τεγίδων και πολλές φορές έχουν την ίδια με αυτές διατομή ενώ διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστες. Το κάτω πέλμα τους εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών των υποστυλωμάτων, επιτυγχάνοντας έτσι την ενεργοποίηση και των δυο κύριων αξόνων αδράνειάς τους. Πιο συγκεκριμένα ο ισχυρός άξονας των μηκίδων παραλαμβάνει τον άνεμο, ενώ ο ασθενής άξονας παραλαμβάνει τα ίδια βάρη της πλαγιοκάλυψης και το ίδιο βάρος της μηκίδας, τα οποία μεταβιβάζει στα υποστυλώματα των κύριων φορέων.

Στο στατικό προσομοίωμα στο SAP2000 δεν κρίθηκε σκόπιμο να συμπεριληφθούν οι μηκίδες. Επίσης δεν τοποθετούνται στο συγκεκριμένο στέγαστρο λόγω του ότι κλείνει από τα κτίρια του σταθμού.

### 2.3.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. Η δυσκαμψία του φατνώματος, στο επίπεδό του, επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων, οι οποίες σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες στις περισσότερες περιπτώσεις) διαμορφώνουν δικτυωτούς φορείς. Σε περιπτώσεις δικλινών πλαισίων με τις συνήθεις, σχετικά μικρές, κλίσεις οι δικτυωτοί αυτοί φορείς, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι, χαρακτηρίζονται δηλαδή ως «οριζόντιοι» δηλαδή δεν είναι παράλληλοι προς το δάπεδο του κτιρίου.

Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

α) η μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων,

β) η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων,

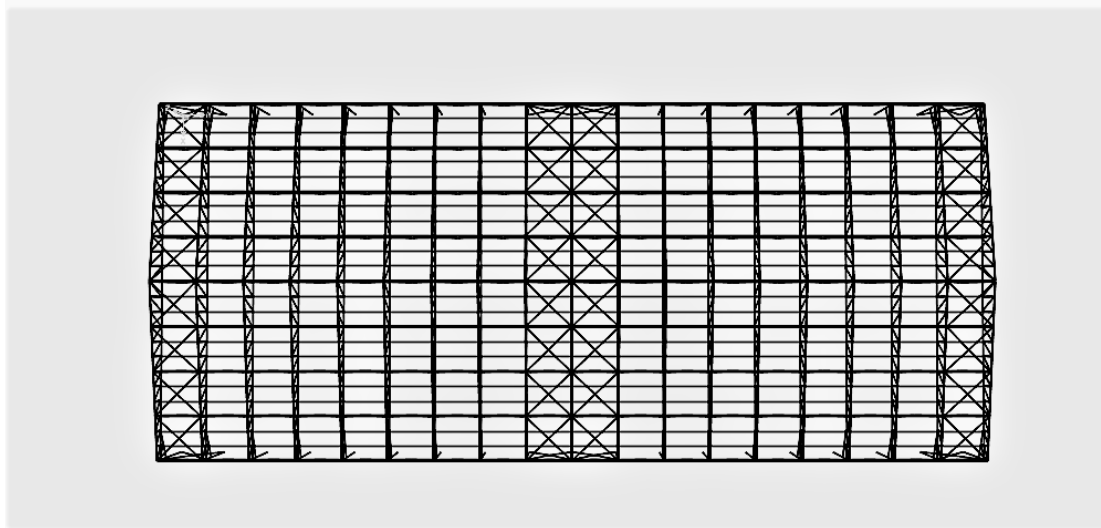
γ) η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα,

δ) η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Συνήθως, διαγώνιες ράβδοι τοποθετούνται ανά δεύτερη τεγίδα. Κατά την εφαρμογή των οριζοντίων δυνάμεων (άνεμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη εκ των δύο διαγωνίων κάθε φατνώματος. Είναι φανερό ότι ανάλογα με τη φορά των οριζοντίων δυνάμεων εφελκόμενη θα είναι η μία ή η άλλη διαγώνιος κάθε φατνώματος.

Κατά κανόνα, για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους. Η διαστασιολόγηση μπορεί επομένως να γίνεται με βάση τις διαγώνιες των ακραίων φατνωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες. Όπως συμβαίνει και στην περίπτωση του μεταλλικού στεγάστρου που μελετάται, οριζόντιοι σύνδεσμοι

τοποθετούνται στα ακραία φατνώματα. Δεδομένου του μεγάλου μήκους του υπόστεγου (117 m), οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν τοποθετεί και στα δύο μεσαία φατνώματα για λόγους ομοιόμορφης κατανομής της έντασης.



Σχήμα 2.6: Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στη στέγη

### 2.3.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνουν από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Στα δικτυώματα που σχηματίζονται, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο η κεφαλοδοκός και συμπληρώνονται με πρόσθετα διαγώνια και ενδεχομένως πρόσθετα οριζόντια στοιχεία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνίσταται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι.

Οι κύριες λειτουργίες των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας είναι:

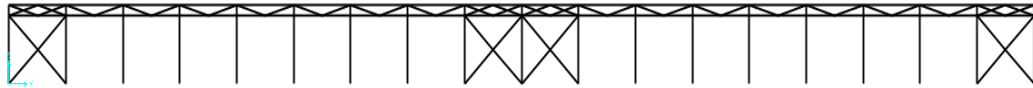
α) Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.

β) Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να καταλήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.

γ) Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων, είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία, γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη. Η πλευρική επικάλυψη είναι τοποθετημένη πάνω στις μηκίδες, οι οποίες με τη σειρά τους τοποθετούνται στα έξω πέλματα των στύλων των κύριων φορέων.





Σχήμα 2.7: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και κεφαλοδοκός

### 2.3.6 Κεφαλοδοκός

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κίονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στην θεμελίωση μέσω περισσοτέρων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης.

Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επίσης σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Η σύνδεση, εξ άλλου, κατά τη φάση αυτή, ενός νέου τοποθετούμενου υποστυλώματος με το προηγούμενο του μέσω της κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

Στο εξεταζόμενο υπόστεγο, έχουν επιλεγεί κεφαλοδοκοί κοίλης τετραγωνικής διατομής.

### 2.3.7 Μετωπικά υποστυλώματα

Για να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά πλαίσια είναι η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι οι διπλού ταυ με πέλματα παράλληλα προς την όψη.

Η θέση, τέλος καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου.

Στο στέγαστρο που μελετάται δεν λαμβάνονται υπόψη μετωπικά υποστυλώματα καθώς οι όψεις του καλύπτονται από τα κτίρια του σταθμού.

### 2.3.8 Φύλλα επικάλυψης

Το μεταλλικό κτίριο δεν διακρίνεται μόνο από το χαλύβδινο φέροντα οργανισμό του, ο οποίος δεν είναι συχνά ορατός στο χρήστη. Για το πλατύ κοινό, το κύριο χαρακτηριστικό των μεταλλικών κτιρίων είναι το εξωτερικό περίβλημα του κτιρίου, του οποίου πρέπει να ικανοποιεί ταυτόχρονα περισσότερες απαιτήσεις. Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπιέσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία.

Οι απαιτήσεις ως προς τα στοιχεία επικάλυψης στεγών είναι οι ακόλουθες:

- Μεταφορά των φορτίων ( κινητό στέγης, χιόνι, ανεμοπίεση) στο φέροντα οργανισμό.
- Θερμομόνωση
- Υγρομόνωση

Τα συνήθη στοιχεία επικάλυψης είναι από απλά μεταλλικά χαλυβδόφυλλα ή θερμομονωτικά πανέλα. Τα μεταλλικά φύλλα διακρίνονται σε κουμπωτά, κυματοειδή τραπεζοειδή και συρταρωτά. Τα θερμομονωτικά πανέλα σάντουιτς μπορεί να είναι τραπεζοειδή ή επίπεδα σε διάφορα πάχη και πλάτη και στηρίζονται στη φέρουσα κατασκευή με κατάλληλες βίδες.

Τα στοιχεία διαμόρφωσης των προσόψεων μπορεί να είναι:

- Μεταλλικά θερμομονωτικά πανέλα
- Κασέτες
- Συμβατική τοιχοποιία
- Τσιμεντοσανίδες

Όσο αφορά τα πανέλα προσόψεων, αυτά έχουν τις εξής απαιτήσεις:

- Θερμομόνωση
- Ηχομόνωση
- Μεγάλη δυσκαμψία
- Ακριβής γεωμετρία αρμών με υψηλή αεροστεγανότητα
- Αντοχή σε κρούση
- Άκαυστο υλικό
- Διάθεση πιστοποιητικών καταλληλότητας

Στη παρούσα εργασία γίνεται υπολογισμός για εγκατάσταση θερμομονωτικών πανέλων μόνο για τα επιστεγάσματα με ίδιο βάρος  $0,204\text{KN/m}^2$ , αφού πλαγίως καλύπτεται από τα κτίρια του σταθμού.

## 3 Φορτία κατασκευής

### 3.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός της κατασκευής (μόρφωση, ανάλυση, διαστασιολόγηση) γίνεται με βάση το πλέγμα των Ευρωκωδίκων. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές) σε μια κατασκευή ενεργούν τρία είδη δράσεων ως προς το χρόνο:

- G (Permanent) Μόνιμες Δράσεις (ίδια βάρη κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία όπως σταθερός εξοπλισμός και επιστρώσεις).
- Q (Variable) Μεταβλητές Δράσεις (ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος).
- A (Accidental) Τυχηματικές Δράσεις (εκρήξεις, προσκρούσεις οχημάτων, πυρκαγιά)

Επίσης δράση επί της κατασκευής θεωρούμε και τη σεισμική, η οποία είναι έμμεση δράση λόγω επιβαλλόμενων μετατοπίσεων:

- E Σεισμικές Δράσεις

### 3.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα).

Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στο φορέα είναι:

1. Ίδιο βάρος χάλυβα  $78,5 \text{ kN/m}^3$
2. Ίδιο βάρος επικάλυψης  $0,204 \text{ kN/m}^2$

Διευκρινίζεται ότι τα ίδια βάρη του φέροντος οργανισμού υπολογίζονται αυτόματα από το SAP2000.

### 3.3 Μεταβλητές δράσεις

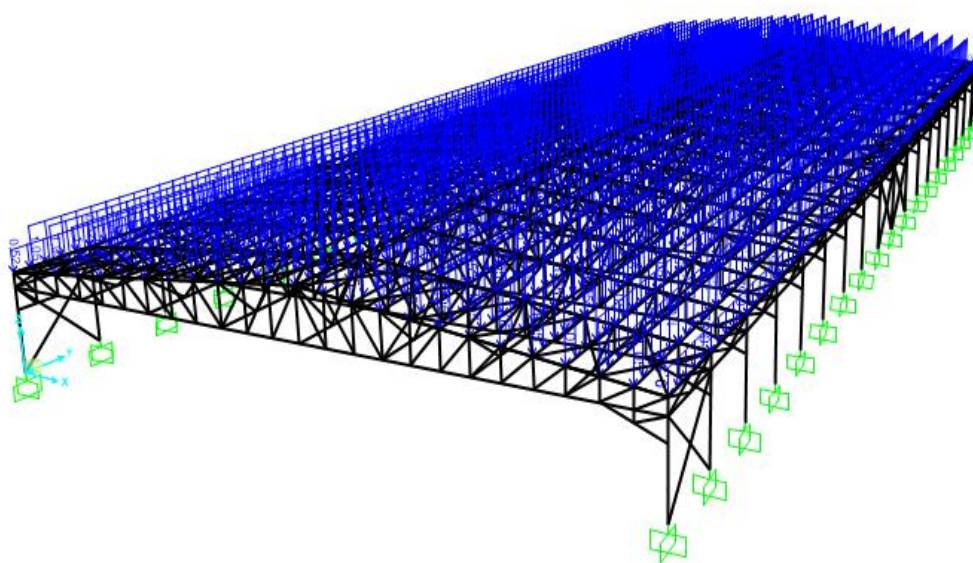
#### 3.3.1 Ωφέλιμα φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Οι μεταβλητές δράσεις, θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Σε καταστάσεις σχεδιασμού, όπου τα επιβαλλόμενα φορτία δρουν ταυτόχρονα με άλλες μεταβλητές δράσεις (π.χ. άνεμος, χιόνι κλπ), το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων που λαμβάνονται υπόψη στη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, θα θεωρείται ως μια ενιαία δράση. Σε στέγες, τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου.

## Κινητό φορτίο στέγης

Στην κατασκευή που σχεδιάζεται, η στέγη δεν είναι βατή, όμως ορίζουμε κινητό ομοιόμορφο φορτίο στην οροφή ίσο με  $0,5 \text{ kN/m}^2$  που προέρχεται π.χ. από εργάτη. Υπολογίζεται ως κατανεμημένο φορτίο στις τεγίδες. Υπενθυμίζεται ότι το φορτίο αυτό δεν δρα ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή ανέμου, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα. Το κινητό φορτίο στέγης φαίνεται στο Σχήμα 3.1



Σχήμα 3.1: Κινητά φορτία στη στέγη

### **3.3.2 Φορτία χιονιού ( περιοχή Αττική, υψόμετρο 50m )**

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεντρωμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεντρωμένο υψόμετρο και περίοδο επαναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση συντελεστών μορφής. Καλύπτονται επίσης ειδικότερες καταστάσεις όπως συσσωρεύσεις χιονιού πίσω από στηθαία, σε κοιλάδες και σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης.

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ.) του έργου,

ενώ η πυκνότητά του μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμύκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Έτσι, πέραν της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας, μπορεί να είναι αναγκαίο να θεωρηθούν οι επιδράσεις του ανέμου, ο οποίος είναι δυνατόν να προκαλέσει ανακατανομή του χιονιού και σε μερικές περιπτώσεις τη μερική του απομάκρυνση από τη στέγη. Επιπλέον, πρέπει να ληφθούν υπόψη οποιεσδήποτε αλλαγές στην κατανομή του χιονιού στις στέγες λόγω διαφυγής θερμότητας από το κτίριο, μέσω κάποιου τμήματος της στέγης ή εργασίες απομάκρυνσης χιονιού, εάν οι μορφές αυτής της φόρτισης είναι κρίσιμες.

Το Μέρος 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Για περιοχές με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες (υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο του χιονιού), μπορεί να εφαρμοσθεί το Παράρτημα Β του Μέρους 1-3, στο οποίο δίνονται ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού, καθώς και οι αντίστοιχοι συντελεστές μορφής.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις σχέσεις:

$$\text{Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:} \\ s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t s_k \quad (3.1)$$

$$\text{Για τυχηματικές καταστάσεις:} \\ s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \quad (3.2)$$

όπου:

$\mu$  είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

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

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

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους  $C_e = 0,8$ .
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δέντρα)  $C_e = 1,2$ .

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

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

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

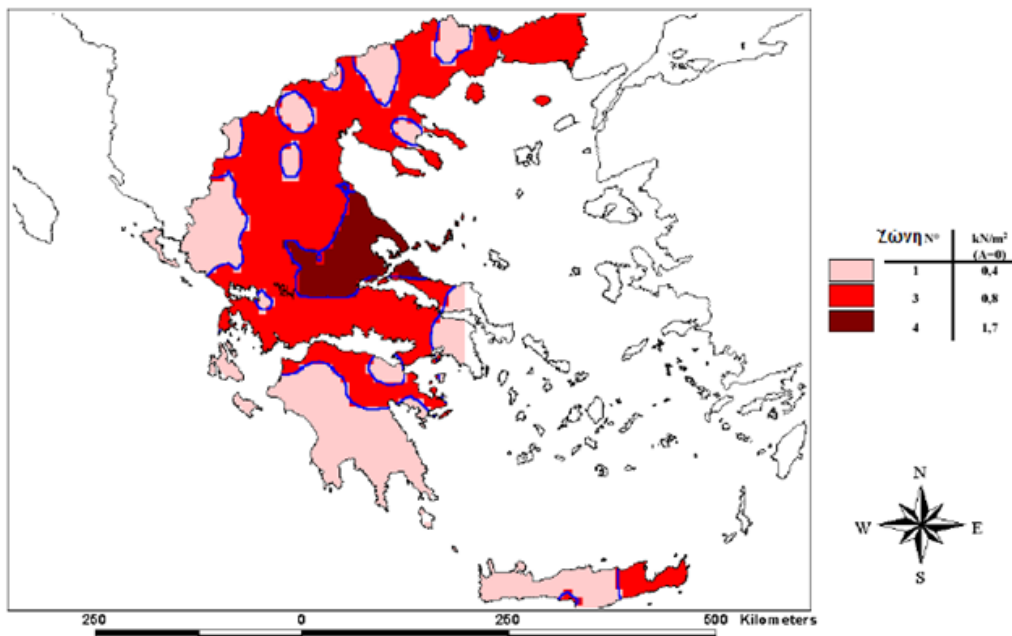
Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του  $s_k$  για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 - Μέρος 1-3.

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$  των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

**1. Ζώνη I** ( $s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$ ): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

**2. Ζώνη II** ( $s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$ ): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

**3. Ζώνη III** ( $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$ ): Υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 3.2 Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m, πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις περιέχονται στο Εθνικό Προσάρτημα.

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

$$s_k = s_{k,0} \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (3.3)$$

όπου:

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

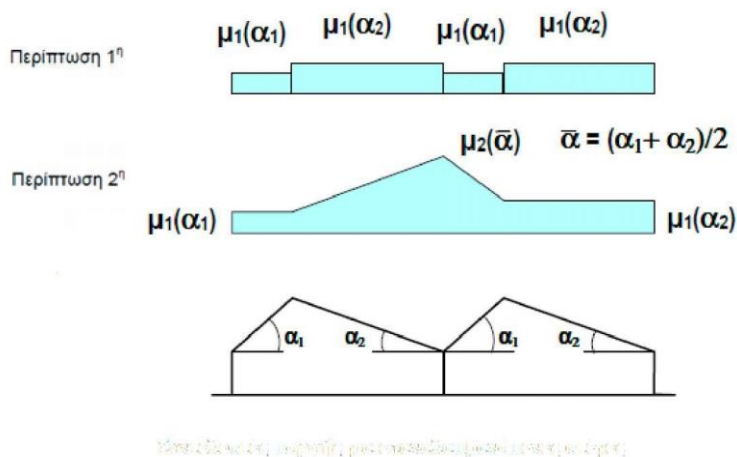
$A$  είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.

Είναι σκόπιμο, οι τιμές αυτές, οι οποίες είναι οι ελάχιστες που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό, να επαληθεύονται από το μελετητή με ερώτηση στις επιτόπου αρμόδιες αρχές (δημόσιες υπηρεσίες, μετεωρολογική υπηρεσία, αστυνομία κλπ.), προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές τοπικές ιδιαιτερότητες, και να γίνει η ανάλογη αύξησή τους, ώστε να αντιστοιχούν κατά το δυνατόν στις πραγματικές.

Για τον προσδιορισμό των αντίστοιχων συντελεστών μορφής λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

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

Στο Σχήμα 3.3 φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου σε επαναλαμβανόμενες στέγες. Για το σχεδιασμό, θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από αυτές



Σχήμα 3.3: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού σε στέγη πολλών ανοιγμάτων

Πίνακας 3.1: Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

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

Εάν προβλέπεται στο χαμηλότερο άκρο της στέγης κάποιο κιγκλίδωμα ή στηθαίο ή άλλο εμπόδιο, ο συντελεστής μορφής δεν θα μειώνεται κάτω του 0,8.

#### Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Το μεταλλικό στέγαστρο που μελετάται βρίσκεται στην περιοχή Αττικής (**Ζώνη ΙΙΙ**) σε υψόμετρο  $A=50\text{m}$  πάνω από τη θάλασσα.

$$s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

$$A=50\text{m}$$

$$\text{Άρα } s_k = s_{k,0} [ 1 + (A/917)^2 ] = 0,8 [ 1 + (50/917)^2 ] = 0,802 \text{ KN/m}^2$$

Συντελεστής μορφής χιονιού  $\mu_{1,a}$  για γωνία κλίσης της στέγης  
 $\alpha=10^\circ < 30^\circ$ :  
 $\mu_{1,a}=0,8$

Συντελεστής έκθεσης:  $C_e=1,00$  (Για κανονικές συνθήκες)  
Συντελεστής θερμότητας:  $C_t=1,00$  (Για κανονικές συνθήκες)

Έτσι έχω :

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

$$\Rightarrow s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,802 \Rightarrow s=0,64 \text{ KN/m}^2$$

Το φορτίο χιονιού υπολογίζεται ως κατανεμημένο στις τεγίδες.

### 3.3.3 Φορτία ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα κλπ.).

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις, για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης, είναι:

- Η γεωγραφική θέση: Οι ταχύτητες του ανέμου είναι στατικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές απ' ό,τι σε άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισοϋψών καμπύλων, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας το μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.
- Η φυσική θέση: Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
- Η τοπογραφία: Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με το συντελεστή τοπογραφίας.
- Οι διαστάσεις των κτιρίων: Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.



- Η μέση ταχύτητα του ανέμου: Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα, που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέση ταχύτητάς του.
- Το σχήμα της κατασκευής: Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη μίας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μίας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως λόγιοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις, που μπορεί να επηρεάζουν τη μορφή της κίνησης του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης. Γενικά, ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες και υποπίεσεις στις υπήνεμες όψεις.
- Η κλίση της στέγης: Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπίεσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από περίπου 20°) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
- Η διεύθυνση του ανέμου. Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου

Το prEN 1991-1-4 (Ευρωκώδικας 1, Μέρος 1-4) παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία και στα προσαρτήματά τους για ύψη μέχρι 200m.

Μάλιστα, στο Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1991-1-4 (Δράσεις ανέμου), προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις (κάθετες ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.

Δεδομένα:

- Συνολικό Μήκος: 117,00m
- Συνολικό Πλάτος: 50,40m
- Ύψος: 9,50m

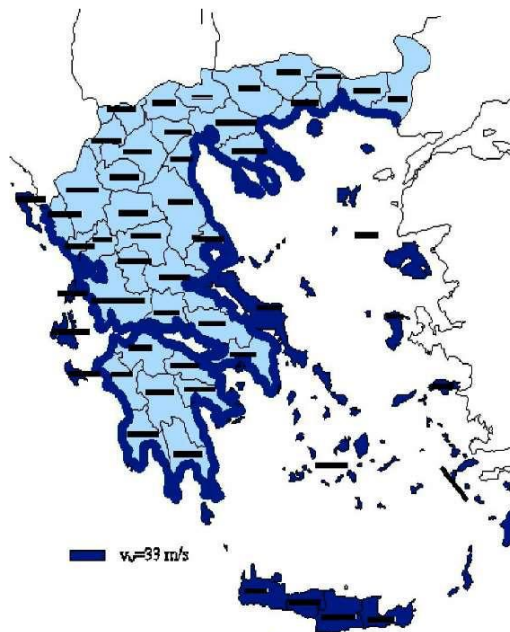
### Βασική Ταχύτητα Ανέμου

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0} \quad (3.4)$$

όπου:

- $C_{dir}$  είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (=1,0)
- $C_{season}$  είναι ο συντελεστής εποχής (=1,0)
- $V_{b,0}$  είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

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



Σχήμα 3.4: Βασικές ταχύτητες ανέμου στην Ελλάδα

Άρα  $v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$

Άρα τελικά  $v_b = 1,0 * 1,0 * 27 \text{ m/s} \Rightarrow v_b = 27 \text{ m/s}$

### Βασική Πίεση

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.5)$$

όπου:

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

Άρα  $q_b = 0,5 * 1,25 * 27^2 \Rightarrow q_b = 455,63 \text{ N/m}^2$

### Πίεση Ταχύτητας Αιχμής

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.5)$$

Υπολογισμός του  $V_m(z)$  :

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

$$V_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (3.6)$$

όπου:


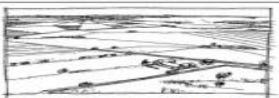



- $c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $c_o(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (=1,0)
- $v_b$  είναι η βασική ταχύτητα ανέμου = 27 m/s

Στους Πίνακες 3.2 και 3.3 φαίνονται οι κατηγορίες εδάφους και οι αντίστοιχες παράμετροι.

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχη παράμετροι

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

Πίνακας 3.3: Κατηγορίες εδάφους

	
<b>Κατηγορία εδάφους 0:</b> Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	<b>Κατηγορία εδάφους I:</b> Λίμνες ή περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια
	
<b>Κατηγορία εδάφους II:</b> Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	<b>Κατηγορία εδάφους III:</b> Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)
	
<b>Κατηγορία εδάφους IV:</b> Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m	

Το κτίριο λόγω της περιοχής που βρίσκεται κατατάσσεται στην κατηγορία εδάφους IV. Επομένως έχω  $Z_0 = 1,0\text{m}$  και  $Z_{\min} = 10\text{m}$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.7)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{για} \quad z \leq z_{\min} \quad (3.8)$$

Για  $z \leq z_{\min}$  ο συντελεστής τραχύτητας  $Cr(z)$  είναι  $Cr(z) = Kr \cdot \ln(z_{\min}/z_0)$

Όπου  $Kr$  είναι ο συντελεστής εδάφους που δίνεται από τη σχέση:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (3.9)$$

Όπου

- $z_{0,II} = 0,05\text{m}$  ( κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 2 )
- $z_{\min} = 10\text{m}$  ( το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2 )
- $z_{\max} = 200\text{m}$ , όπως ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα
- $z_0 = 1,00\text{m}$  ( κατηγορία εδάφους IV, Πίνακας 2 )
- $z = 9,50\text{m}$  ( το ύψος του κτιρίου )

Επομένως έχω

$$k_r = 0,19 \cdot (1,0/0,05)^{0,07} \Rightarrow \mathbf{Kr = 0,23}$$

$$c_r(z) = 0,19 \cdot \ln(10/0,05) \Rightarrow \mathbf{Cr(z) = 0,53}$$

Άρα τελικά :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,53 \cdot 1,0 \cdot 27 \Rightarrow \mathbf{v_m(z) = 14,31 \text{ m/s}}$$

Υπολογισμός της έντασης στροβιλισμού  $I_v(z)$ :

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.10)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για} \quad z < z_{\min} \quad (3.11)$$

όπου:

- $k_I$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του  $k_I$  που θα χρησιμοποιηθεί σε μια Χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή του  $k_I = 1,0$ .
- $c_0$  είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους.
- $z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας,

Για  $z < z_{min}$  έχω  $I_v(z) = K_i / (C_o \cdot \ln(Z_{min}/Z_o)) = 1,0 / (1,0 \cdot \ln(10/1,0)) \Rightarrow I_v(z) = 0,43$

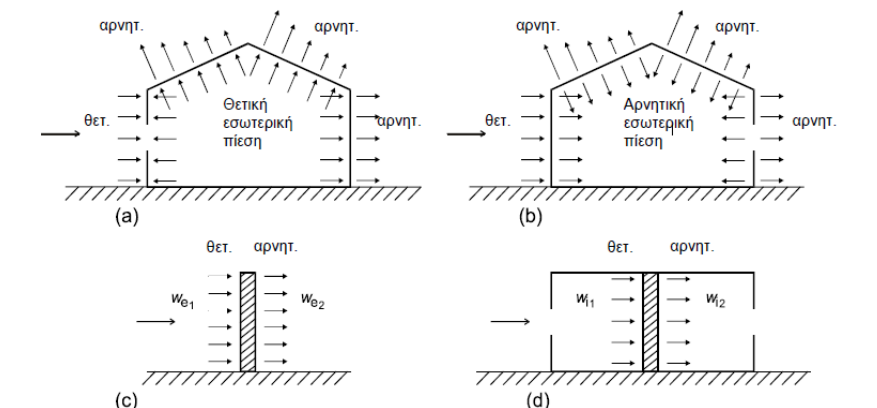
Και τελικά η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,43] \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 14,31^2 \Rightarrow q_p(z) = 0,51 \text{ KN/m}^2$$

### Πιέσεις ανέμου στο κτίριο

Στο στέγαστρο που μελετάται θα αρκούσε ο προσδιορισμός των πιέσεων από τη δράση του ανέμου μόνο στη στέγη και για θύρες ανοιχτές, καθώς περιμετρικά κλείνει από τα κτίρια του σταθμού ενώ οι δύο πλευρές είναι πάντα ανοιχτές για την είσοδο και έξοδο των λεωφορείων. Παρόλα αυτά θα προσδιοριστούν κανονικά όλες οι τελικές πιέσεις και στη στέγη και στα κατακόρυφα στοιχεία από τη δράση του ανέμου και θα εφαρμοστούν, για να υπάρχει εξασφάλιση σε περίπτωση αλλαγής χρήσης του κτιρίου.

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση, που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Μερικά παραδείγματα σήμανσης φαίνονται στο Σχήμα 3.5.



Σχήμα 3.5: Σήμανση επί των επιφανειών

### **A. Θύρες Κλειστές (υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων)**

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

$$W_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} \quad (3.12)$$

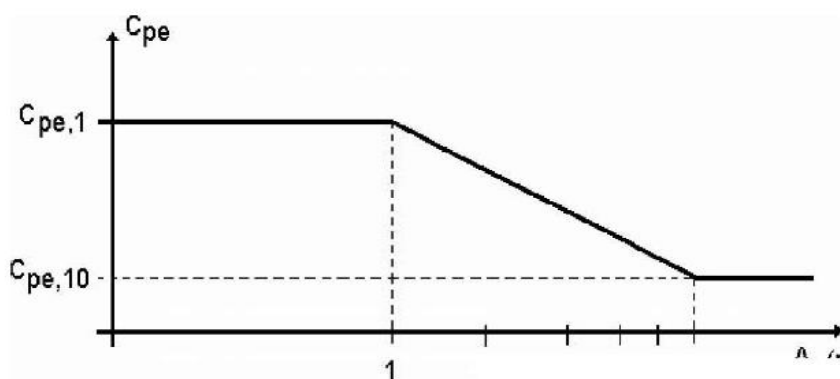
Όπου

- $q_p(z_e)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- $z_e$  είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση
- $C_{pe}$  είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

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

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

Στο σχήμα 3.6 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης  $c_{pe}$  συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.



Σχήμα 3.6: Μεταβολή πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας

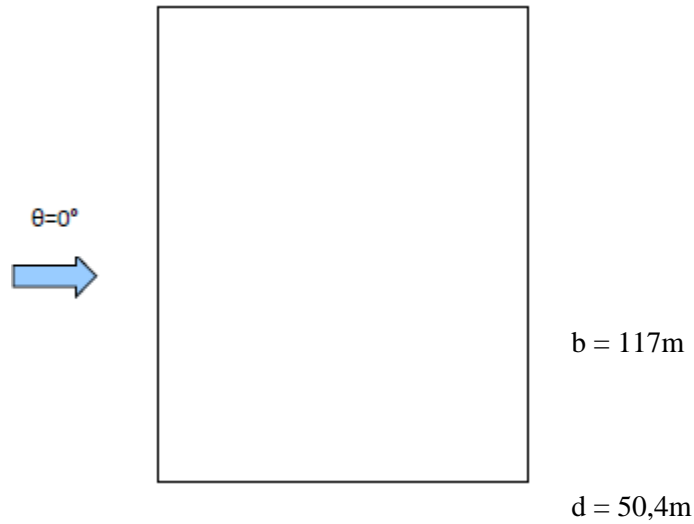
Όπως προκύπτει από το σχήμα, για εμβαδόν φορτιζόμενης επιφάνειας  $A > 10 \text{ m}^2$  έχω  $c_{pe} = c_{pe,10}$  και για όλες τις φορτιζόμενες επιφάνειες του κτιρίου.

Ο Ευρωκώδικας 1 διαχωρίζει τις φορτιζόμενες επιφάνειες (και αντίστοιχα τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης) σε :

- Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη
- Οριζόντιες στέγες
- Μονόκλινες στέγες
- Δικλινείς στέγες
- Τετράκλινες στέγες
- Επαναλαμβανόμενες στέγες
- Κυλινδρικές στέγες και θόλοι

## Α.1. Πίεση ανέμου επί κατακόρυφων στοιχείων

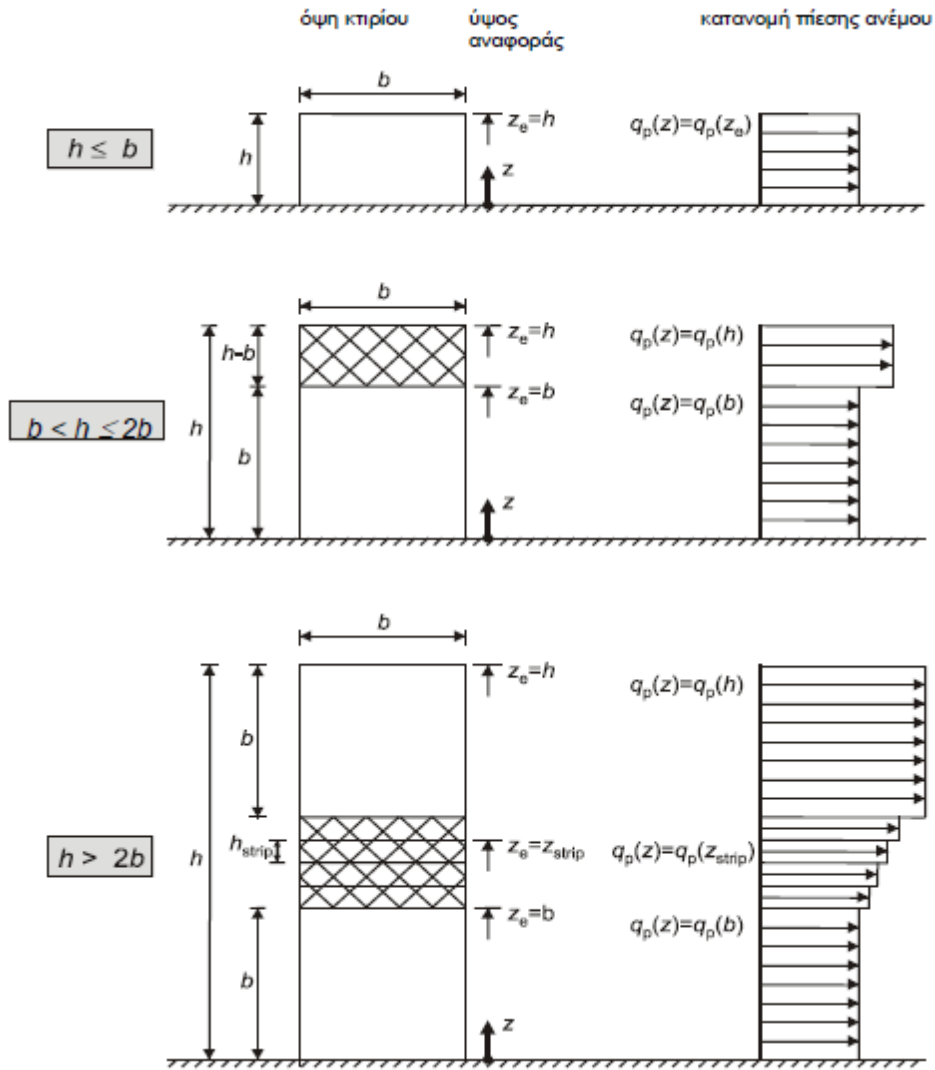
### Α.1.1 Διεύθυνση ανέμου $\theta=0$



Σχήμα 3.7: Διεύθυνση και φορά ανέμου – προσανατολισμός κτιρίου

Για τον υπολογισμό των συντελεστών εξωτερικής πίεσης σε τοίχους κτιρίων προέχει ο προσδιορισμός του ύψους αναφοράς  $z_e$  για τους προσήνεμους τοίχους, ανάλογα με τη σχέση μεταξύ του ύψους  $h$  και του πλάτους  $b$  του κτιρίου.

Στο σχήμα 3.8 φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς  $z_e$ .



Σχήμα 3.8: Ύψος αναφοράς  $z_e$ , που εξαρτάται από τα  $h$  και  $b$ , και την αντιστοίχουσα κατανομή πιέσεων

Στο υπό μελέτη κτίριο έχω:

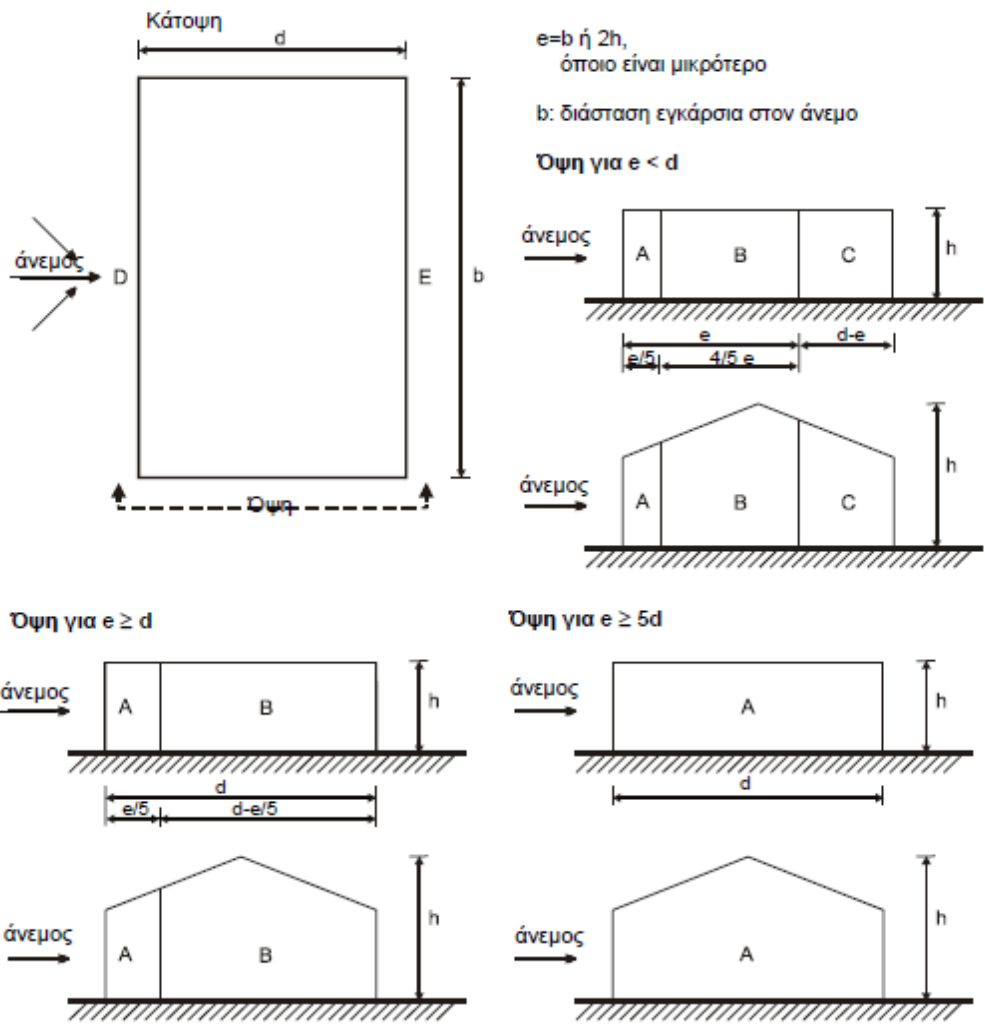
Ύψος κτιρίου  $h = 9,5$  m

Πλάτος κτιρίου  $b = 50,40$  m

Άρα  $h < b \Rightarrow$  Έχουμε ένα τμήμα καθ' ύψος με  $z_e = h$

Στο παρακάτω σχήμα δίνονται οι συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους





Σχήμα 3.9: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων δίνονται στον Πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

Ζώνη	A		B		C	D		E
$h/d$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$ $C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$ , $C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5
< 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 χρησιμοποιηθεί γραμμική παρεμβολή								

Η διάσταση  $b$  είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση  $d$  είναι παράλληλη στον άνεμο.

$$b = 117 \text{ m}$$

$$d = 50,4 \text{ m}$$

$$(h/d = 9,5/50,4 = \mathbf{0,19})$$

Το μήκος  $e$  που αναφέρεται στο σχήμα 16 είναι :

$$e = \min \{ b ; 2h \} = \min \{ 117 ; 2 \cdot 9,5 \} = \min \{ 117 ; 19 \} \Rightarrow e = \mathbf{19 \text{ m}}$$

$$e = 19,00 \text{ m} < d = 50,40 \text{ m} \text{ άρα έχω:}$$

- Επιφάνεια A :  $e/5 = 19/5 = \mathbf{3,80 \text{ m}}$
- Επιφάνεια B :  $4e/5 = 4 \cdot 19/5 = \mathbf{15,20 \text{ m}}$
- Επιφάνεια C :  $d - e = 50,4 - 19 = \mathbf{31,40 \text{ m}}$

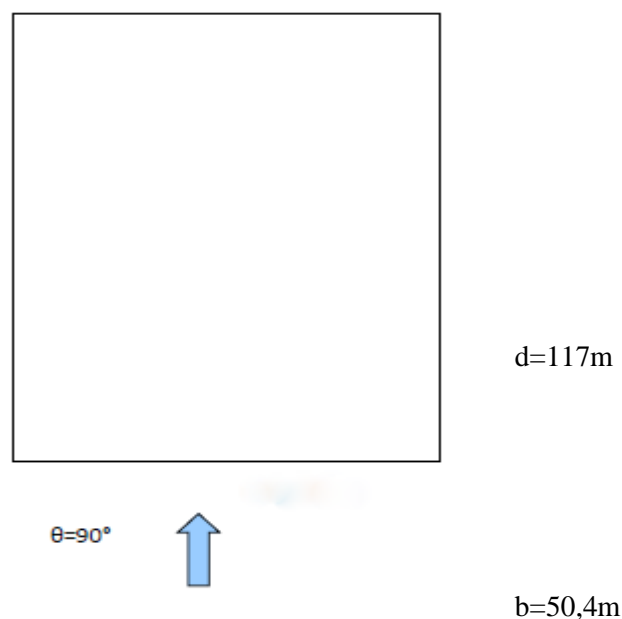
Από τον Πίνακα 3.3 έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

$$w = q_p(z_e) \cdot c_{pe,10}$$

- A :  $c_{pe,10} = -1,2 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,2) = -0,61 \text{ KN/m}^2$
- B :  $c_{pe,10} = -0,8 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,8) = -0,41 \text{ KN/m}^2$
- C :  $c_{pe,10} = -0,5 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,26 \text{ KN/m}^2$
- D :  $c_{pe,10} = +0,7 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 \cdot 0,7 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- E :  $c_{pe,10} = -0,3 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,3) = -0,16 \text{ KN/m}^2$

Η επιφάνεια D είναι η προσήνεμη πλευρά του κτιρίου και η επιφάνεια E η υπήνεμη.

### A.1.2 Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$



Σχήμα 3.10: Διεύθυνση και φορά ανέμου – προσανατολισμός κτιρίου

Η διάσταση  $b$  είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση  $d$  είναι παράλληλη στον άνεμο.

$$b = 50,40 \text{ m}$$

$$d = 117 \text{ m}$$

$$(h/d = 9,5/117 = 0,08 < 0,25)$$

Το μήκος  $e$  που αναφέρεται στον σχήμα 16 είναι :

$$e = \min \{ b ; 2h \} = \min \{ 50,40 ; 2 \cdot 9,5 \} = \min \{ 50,40 ; 19 \} \Rightarrow e = 19 \text{ m}$$

$$e = 24 \text{ m} < d = 52,20 \text{ m} \text{ άρα έχω:}$$

- Επιφάνεια A :  $e/5 = 19/5 = 3,80 \text{ m}$
- Επιφάνεια B :  $4e/5 = 4 \cdot 19/5 = 15,20 \text{ m}$
- Επιφάνεια C :  $d - e = 50,4 - 19 = 31,40 \text{ m}$

Από τον Πίνακα 3.3 έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- A :  $c_{pe,10} = -1,2 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 \cdot (-1,2) = -0,61 \text{ KN/m}^2$
- B :  $c_{pe,10} = -0,8 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,8) = -0,41 \text{ KN/m}^2$
- C :  $c_{pe,10} = -0,5 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,5) = -0,26 \text{ KN/m}^2$
- D :  $c_{pe,10} = +0,7 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 \cdot 0,7 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- E :  $c_{pe,10} = -0,3 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 \cdot (-0,3) = -0,16 \text{ KN/m}^2$

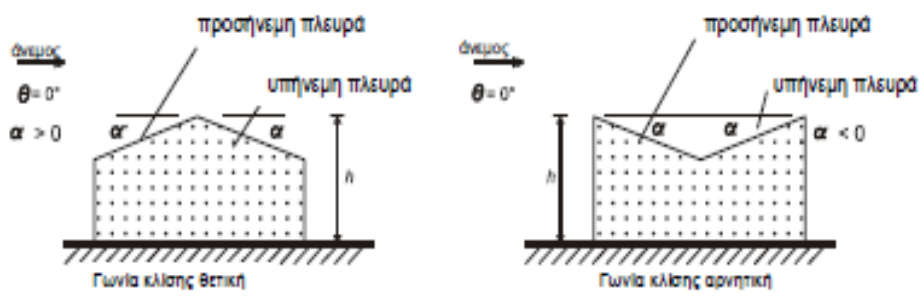
## A.2 Πίεση ανέμου επί της στέγης του κτιρίου

Η στέγη του βιομηχανικού κτιρίου είναι δικλινής. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα 4 (για δικλινείς στέγες) σύμφωνα με το συμβολισμό του Σχήματος 18

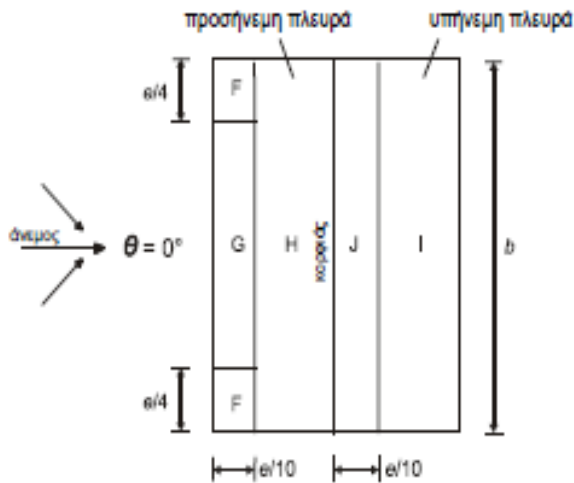
(1) Η στέγη, συμπεριλαμβανομένων και των προεξεχόντων τμημάτων, θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 18

(2) Το ύψος αναφοράς  $z_e$  θα λαμβάνεται ίσο με  $h$ .

(3) Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη, που πρέπει να χρησιμοποιηθούν, δίνονται στον Πίνακα 3.5



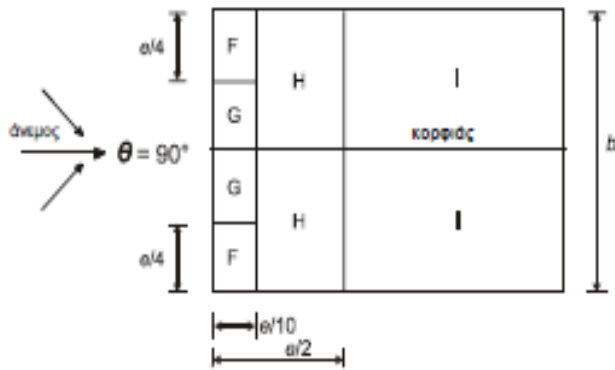
(α) γενικά



(β) διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0^\circ$

$e = b \text{ ή } 2h$   
 όπου είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια στον άνεμο



(γ) διεύθυνση ανέμου  $\theta = 90^\circ$

Σχήμα 3.11: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

## A.2.1 Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$

Πίνακας 3.5: Εξωτερική πίεση για δικλινείς στέγες και  $\theta=0$

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

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

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

Η διάσταση b είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση d είναι παράλληλη στον άνεμο.

$$b = 117\text{m}$$

$$d = 50,40\text{m}$$

Το μήκος e που αναφέρεται στο Σχήμα 3.11 είναι :

$$e = \min \{ b, 2h \} = \min \{ 117, 2 \cdot 9,5 \} = \min \{ 117, 19 \} \Rightarrow e = 19\text{m}$$

- $e/4 = 19 / 4 = 4,75\text{m}$
- $e/10 = 19 / 10 = 1,90\text{m}$

Από τον Πίνακα 3.5 και για γωνία κλίσης της στέγης  $\alpha = 10^\circ$  έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- F :  $c_{pe,10} = -1,3 (+0,1) \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 * (-1,3) = -0,68 \text{ KN/m}^2 (0,05)$
- G :  $c_{pe,10} = -1,0 (+0,1) \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 * (-1,0) = -0,51 \text{ KN/m}^2 (0,05)$
- H :  $c_{pe,10} = -0,45 (+0,1) \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 * (-0,45) = -0,23 \text{ KN/m}^2 (0,05)$
- I :  $c_{pe,10} = -0,5 (+0,0) \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 * (-0,5) = -0,26 \text{ KN/m}^2 (0,0)$
- J :  $c_{pe,10} = -0,3 (+0,05) \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 * (-0,3) = -0,15 \text{ KN/m}^2 (0,025)$

## A.2.2 Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$

Πίνακας 3.6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Γωνία Κλίσης	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$-45^\circ$	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
$-30^\circ$	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
$-15^\circ$	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
$-5^\circ$	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
$5^\circ$	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
$15^\circ$	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
$30^\circ$	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
$45^\circ$	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
$60^\circ$	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
$75^\circ$	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Η διάσταση b είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση d είναι παράλληλη στον άνεμο.

$$b = 50,40\text{m}$$

$$d = 117 \text{ m}$$

Το μήκος e που αναφέρεται στο Σχήμα 18 είναι :

$$e = \min \{ b, 2h \} = \min \{ 50,40, 2*9,5 \} = \min \{ 50,40, 19 \} \Rightarrow e = 19\text{m}$$

- $e/4 = 19 / 4 = \mathbf{4,75\text{m}}$
- $e/10 = 19 / 10 = \mathbf{1,90\text{m}}$
- $e/2 = 19 / 2 = \mathbf{9,50\text{m}}$

Από τον Πίνακα 3.5 και για γωνία κλίσης της στέγης  $\alpha = 10^\circ$  έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης, από τους οποίους προκύπτουν οι ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες:

- F :  $c_{pe,10} = -1,45 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 * (-1,45) = -0,74 \text{ KN/m}^2$
- G :  $c_{pe,10} = -1,3 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 * (-1,3) = -0,66 \text{ KN/m}^2$

- H :  $c_{pe,10} = -0,65 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 * (-0,65) = -0,33 \text{ KN/m}^2$
- I :  $c_{pe,10} = -0,55 \Rightarrow w = 0,51 \text{ KN/m}^2 * (-0,55) = -0,28 \text{ KN/m}^2$

Για κλειστές θύρες και για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  και  $\theta=90^\circ$ , η υποπίεση θεωρείται μηδενική γιατί η είσοδος του ανέμου στο εσωτερικό της κατασκευής δεν είναι δυνατή και επομένως:  $c_{pi}=0$ .

## B. Θύρες Ανοικτές (Υπολογισμός Εσωτερικών Πίεσεων)

Όταν οι θύρες είναι ανοικτές οι εξωτερικές πιέσεις τόσο στους κατακόρυφους τοίχους όσο και στη στέγη είναι οι ίδιες με τις εξωτερικές πιέσεις στην περίπτωση κλειστών θυρών

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη μαζί με αυτήν, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων.

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όπου ένα εξωτερικό άνοιγμα, όπως μια πόρτα ή ένα παράθυρο, θα ήταν καθοριστικό εάν ήταν ανοιχτό, αλλά θεωρείται κλειστό στην οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, η κατάσταση με την πόρτα ή το παράθυρο ανοιχτό θα πρέπει να θεωρείται ως τυχηματική.

Η πλευρά ενός κτιρίου πρέπει να θεωρείται καθοριστική όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου. Σε κτίριο με μια καθοριστική πλευρά, η εσωτερική πίεση θα λαμβάνεται ως ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

- Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές,

$$C_{pi}=0.75 \cdot C_{pe} \quad (3.13)$$

- Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές,

$$C_{pi}=0.90 \cdot C_{pe} \quad (3.14)$$

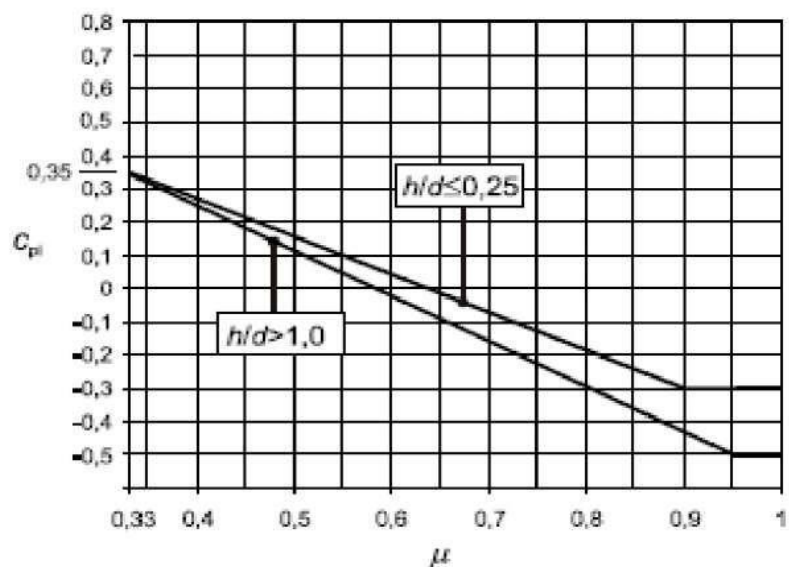
όπου  $c_{pe}$  είναι η τιμή για το συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς. Όταν αυτά τα ανοίγματα βρίσκονται σε ζώνες με διαφορετικές τιμές εξωτερικών πιέσεων, μια σταθμισμένη μέση τιμή του  $c_{pe}$  θα πρέπει να χρησιμοποιείται.

- Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι μεταξύ 2 και 3 φορές της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για τον υπολογισμό του  $c_{pi}$ .

Για κτίρια χωρίς καθοριστική πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  θα προσδιορίζεται από το Σχήμα 3.12 και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το

βάθος του κτιρίου  $h/d$  και του λόγου ανοιγμάτων  $\mu$  για κάθε διεύθυνση του ανέμου  $\theta$ , που θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$\mu = (\Sigma \text{ επιφάνεια ανοιγμάτων όπου το } c_{pe} \text{ είναι αρνητικό ή μηδέν} / \Sigma \text{ επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων})$ . Αυτό εφαρμόζεται σε πλευρές και στέγες κτιρίων με ή χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά.



Σχήμα 3.11: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα

Στο υπό μελέτη στέγαστρο του σταθμού θεωρείται η μία του πλευρά που είναι πάντα ανοιχτή καθοριστική με διπλάσιο άνοιγμα από τις υπόλοιπες πλευρές και άρα έχουμε

- $C_{pi} = 0,75 \cdot C_{pe}$ ,  $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} = 0,51 \cdot 0,75 = 0,38 \text{ KN/m}^2$

Στην περίπτωση που το υπό μελέτη κτίριο αλλάζει χρήση και κλείσει, επειδή δε θεωρείται επαρκής η εκτίμηση του  $\mu$ , το  $c_{pi}$  λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0,2 και -0,3.

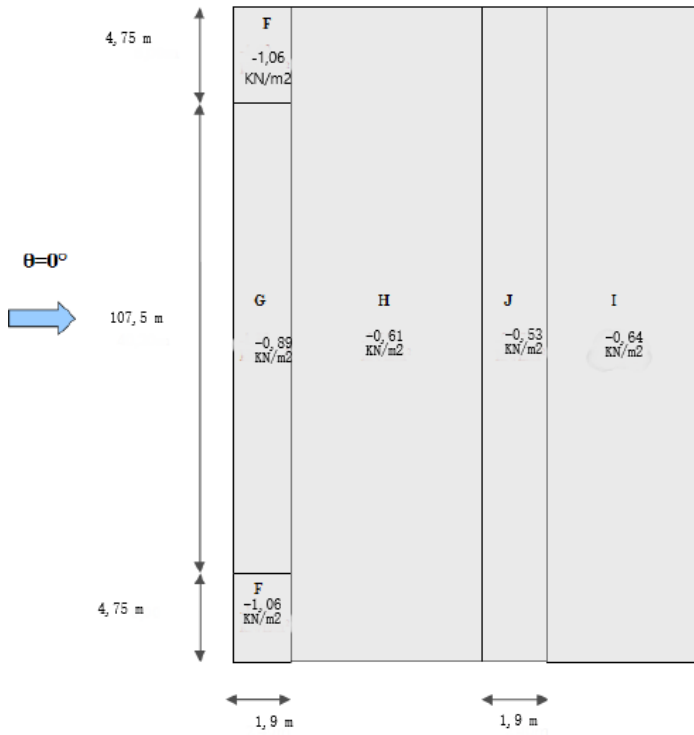
Άρα έχουμε:

- $c_{pi} = -0,3$ ,  $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} = 0,51 \cdot (-0,3) = -0,15 \text{ KN/m}^2$
- $c_{pi} = +0,2$ ,  $w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi} = 0,51 \cdot 0,2 = 0,1 \text{ KN/m}^2$

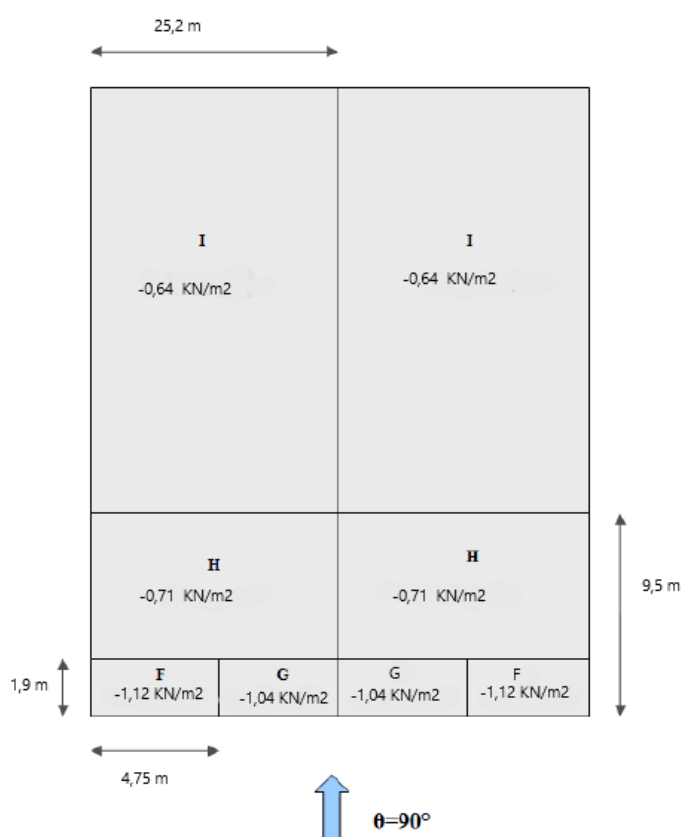
### Γ. Τελικές πιέσεις ανέμου

- Για το μεταλλικό στέγαστρο του σταθμού. Στα σχήματα 3.12 και 3.13 φαίνονται οι ανεμοπιέσεις στη στέγη για διεύθυνση ανέμου  $\theta = 0$  και  $\theta = 90$  αντίστοιχα και θύρες ανοιχτές με δυσμενέστερη φόρτιση προς τα πάνω.



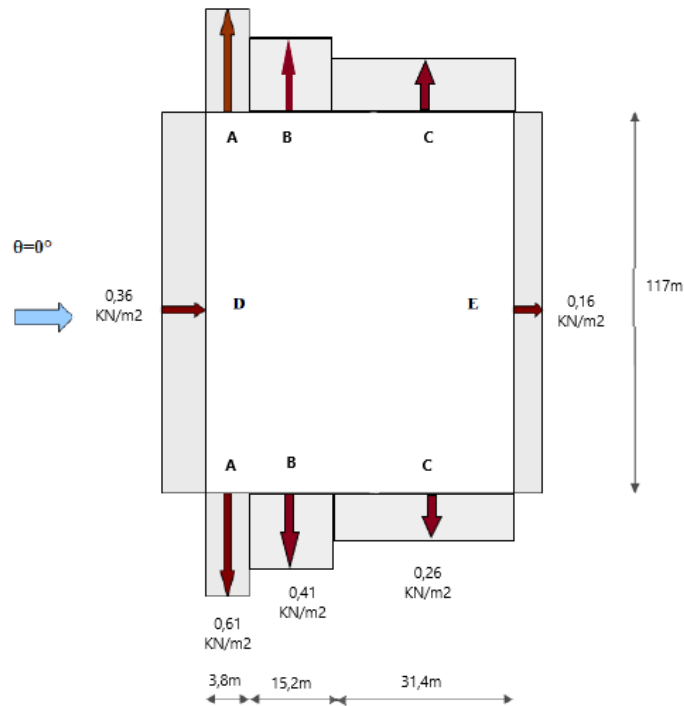


Σχήμα 3.12: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=0$  και θύρες ανοιχτές (δυμενής φόρτιση προς τα πάνω)

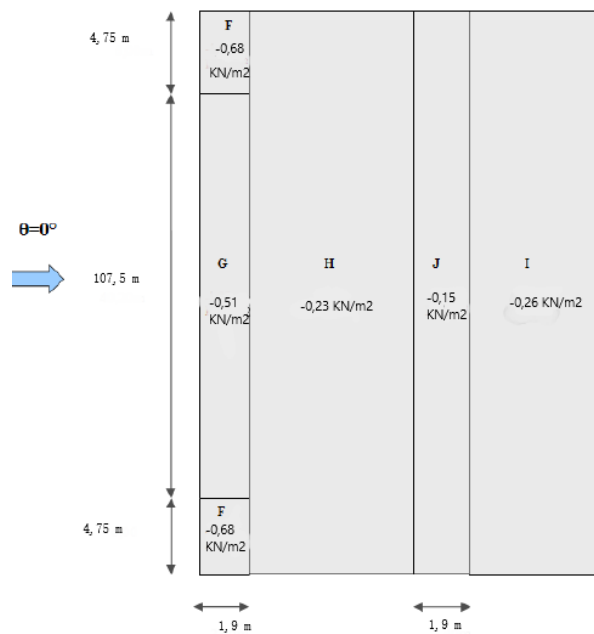


Σχήμα 3.13: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=90$  και θύρες ανοιχτές (δυμενής φόρτιση προς τα πάνω)

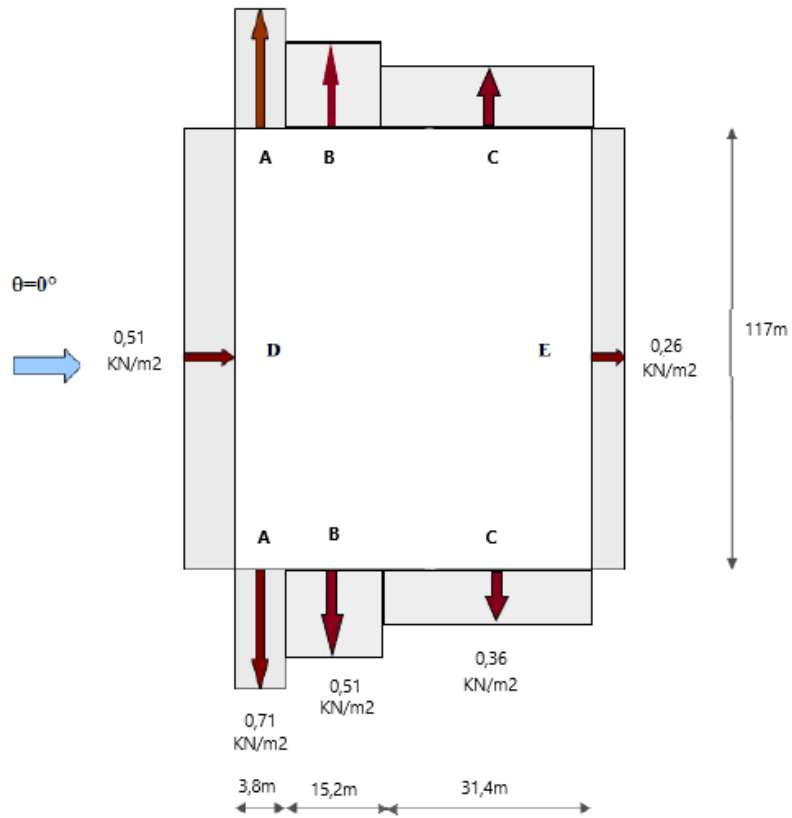
- Για τη μεταλλική κατασκευή σε περίπτωση αλλαγής χρήσης. Στα σχήματα 3.14 έως 3.21 φαίνονται οι ανεμοπιέσεις στη στέγη και στα κατακόρυφα στοιχεία του κτιρίου για διεύθυνση  $\theta=0$  και  $\theta=90$ , για κλειστές και ανοιχτές θύρες με δυσμενέστερη φόρτιση προς τα κάτω.



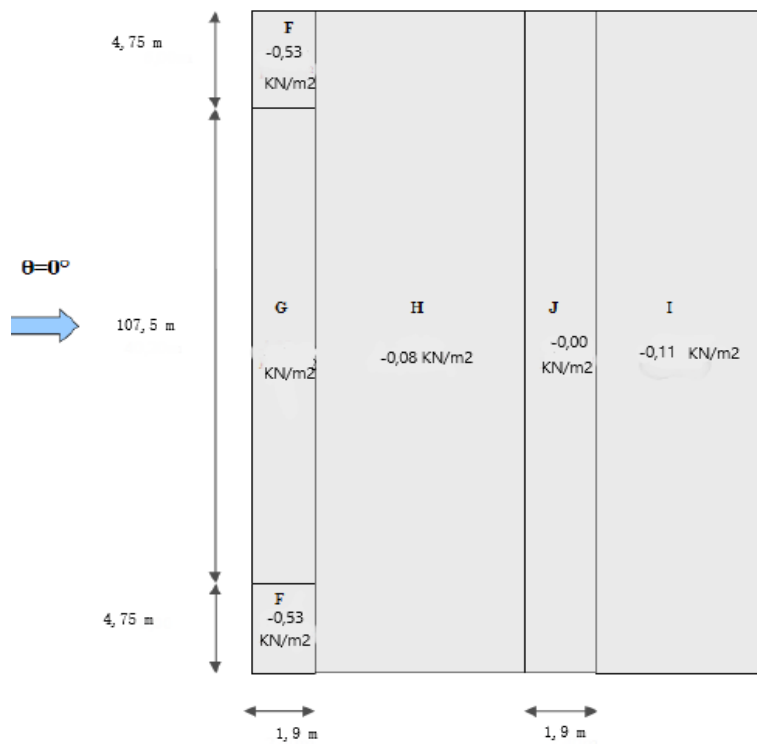
Σχήμα 3.14: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=0$  και θύρες κλειστές



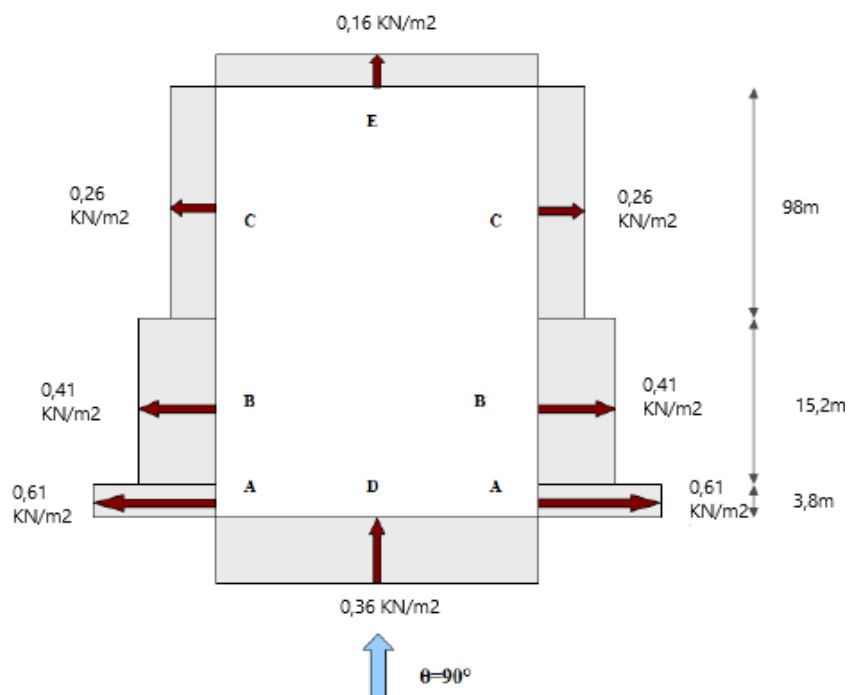
Σχήμα 3.15: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=0$  και θύρες κλειστές



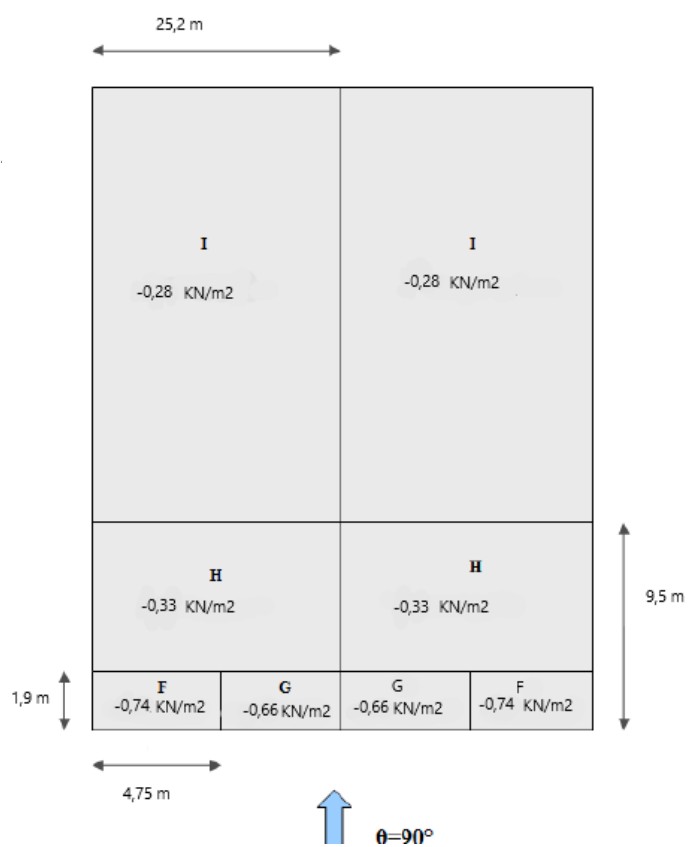
Σχήμα 3.16: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=0$  και θύρες ανοιχτές



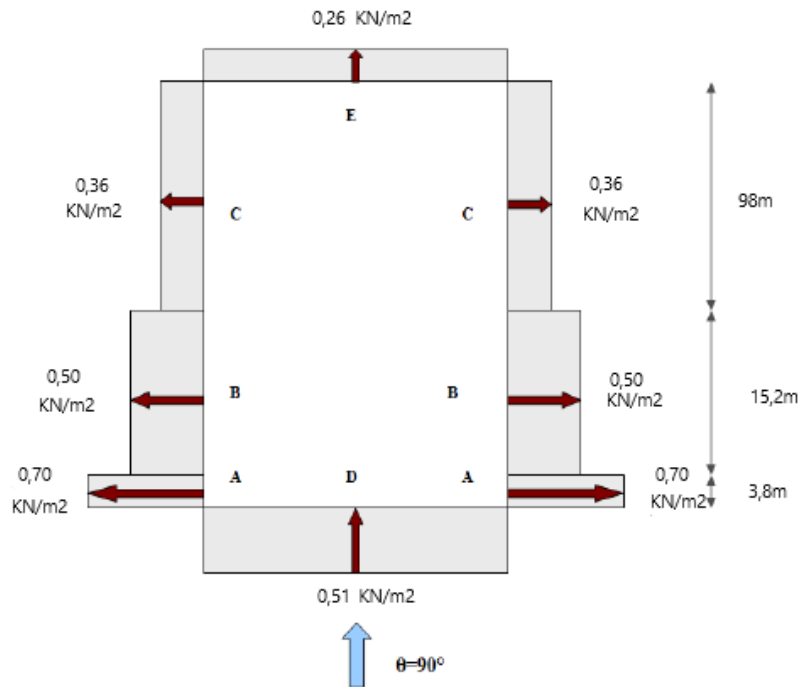
Σχήμα 3.17: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=0$  και θύρες ανοιχτές



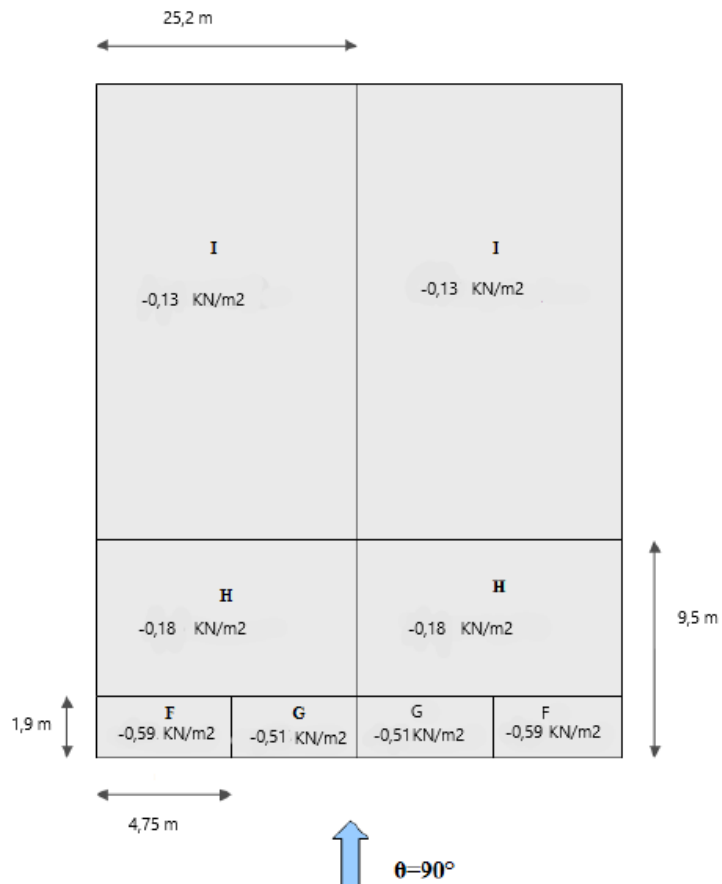
Σχήμα 3.18: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=90^\circ$  και θύρες κλειστές



Σχήμα 3.19: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=90^\circ$  και θύρες κλειστές



Σχήμα 3.20: Πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους για  $\theta=90$  και θύρες ανοιχτές



Σχήμα 3.21: Πιέσεις ανέμου στη στέγη για  $\theta=90$  και θύρες ανοιχτές

### 3.3.4 Θερμοκρασιακή Μεταβολή (T)

Μία κατασκευή υποβάλλεται στη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές στην ύπαιθρο (πχ γέφυρες) από άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία (πχ κτίρια). Επειδή οι θερμοκρασιακές μεταβολές έχουν μικρή διάρκεια, τα εντατικά μεγέθη λόγω των επιρροών τους δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά στοιχεία της διατομής υπολογίζονται για βραχυχρόνια φόρτιση.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 1. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, που οφείλεται στην ολική μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (πχ χειμώνας - καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της αρνητικής και της θετικής ενεργού θερμοκρασίας.

Η διαφορά θερμοκρασίας (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του) λήφθηκε στην περίπτωση μας ίση με 20° C.

### 3.3.5 Σεισμική Δράση

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία 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 και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Πρόκειται λοιπόν για 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 κλπ.).

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

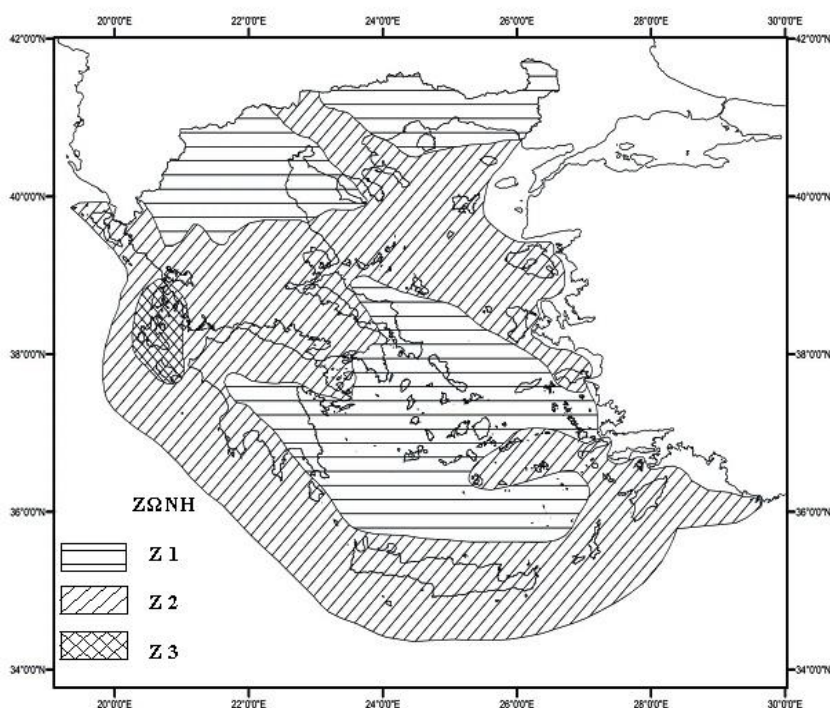
- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του

συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα.

### Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση  $A$  και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.22. Το κτίριο μας βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I.



Σχήμα 3.22: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας

### Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης  $A$  που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση  $A=a \cdot g$ . Στον πίνακα 3.7 φαίνονται οι σεισμικές επιταχύνσεις του εδάφους για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι  $A=0,16g$

Πίνακας 3.7: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ανά ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

### Κατηγορία εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 7 κατηγορίες A, B, Γ, Δ, E, S1 και S2. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B σύμφωνα με τον πίνακα 7 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Πίνακας 3.8: Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{eqT}$ (κρούσεις/10cm)	$C_u$ (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	>800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C	Βαθιάς αποθέσεις πυκνής ή μετριας πυκνής άμμου, χαλίκων, ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180-360	15-50	70-250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετριας χαλαρών μη συνεκτικών υλικών ( με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετριας σκληρά συνεκτικά υλικά	<180	<15	<70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχους που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			



$S_1$	Αποθέσεις που αποτελούνται ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10cm μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ( $PI > 40$ ) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.		<100 (ενδεικτικό)	10-20
$S_2$	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A-E ή $S_1$			

### Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ . Η κατασκευή που μελετάται ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας III και ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_1=1,20$ .

Πίνακας 3.9: Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής σπουδαιότητας
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια.	0,80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες	1,00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις	1,20
IV	Κτίρια των οποίων η σκελεπότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής	1,40

### Συντελεστής συμπεριφοράς

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. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων. Στην περίπτωση μας επιλέγουμε υψηλή πλάστιμη συμπεριφορά του κτιρίου και επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται  $q=4$ .

## Φάσμα σχεδιασμού

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.3.5.2 του Ευρωκώδικα 8, σε περιπτώσεις έργων όπου η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους λαμβάνεται μικρότερη ή ίση με 0,25g, τότε μπορεί να αμελείται η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Επομένως, στο έργο μας μπορούμε να αμελήσουμε τις κατακόρυφες συνιστώσες και να λάβουμε υπόψη μόνο τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις.

Για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού, για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I με επιτάχυνση  $a_g=0,16g$
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας III με  $\gamma_1=1,2$
- Συντελεστής συμπεριφοράς  $q=4$
- Απόσβεση 5%.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού,  $S_d(T)$ , ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του Ευρωκώδικα 8:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.15)$$

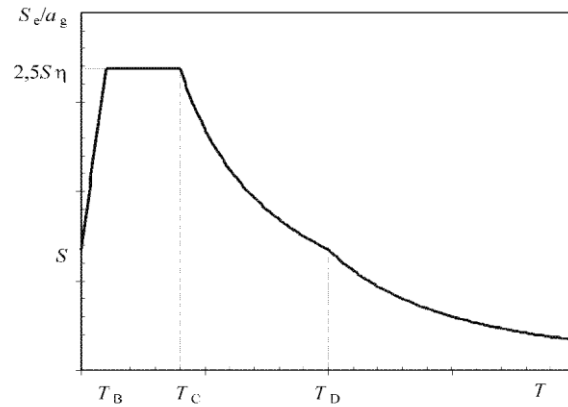
$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.16)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.17)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.18)$$

Όπου:

- $S_d(T)$  είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
- $T$  είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης
- $a_g$  είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A
- $T_B$  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  $\beta=0,2$



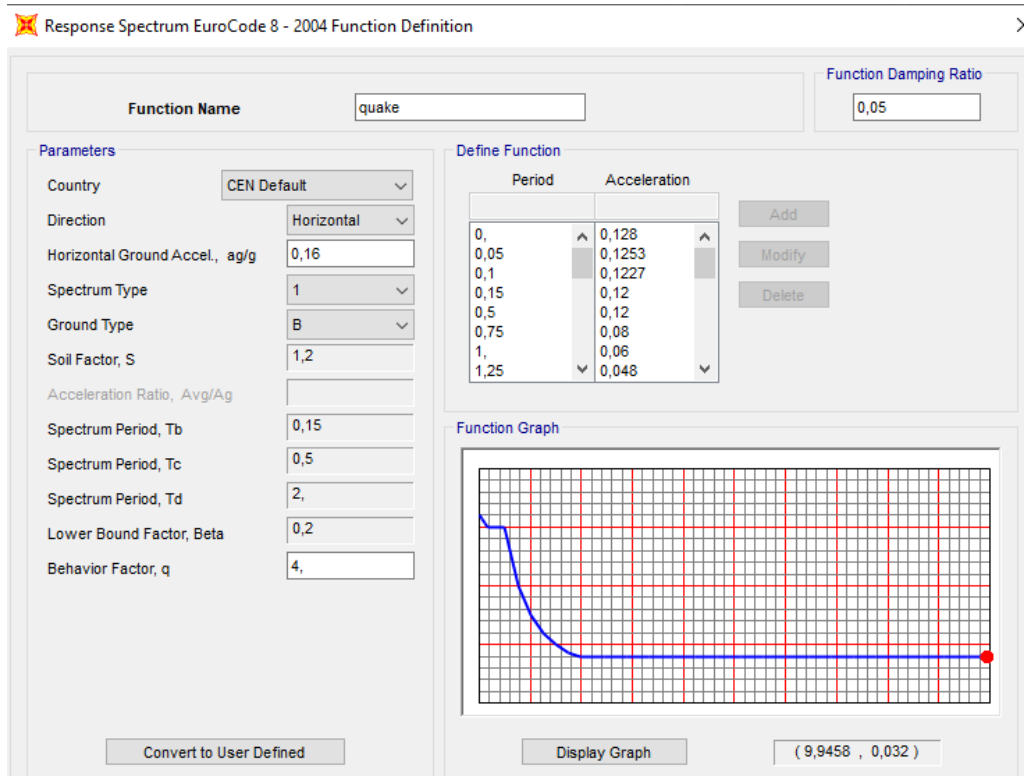
Σχήμα 3.23: Φασματική επιτάχυνση

Για έδαφος κατηγορίας B, έχουμε :  $S=1,2$ ,  $T_B=0,15s$ ,  $T_C=0,5s$  και  $T_D=2,0s$ .

Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση

Σύμφωνα με τα όσα αναφέρθηκαν παραπάνω,

**Έτσι προκύπτει το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού:**



Σχήμα 3.24: Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

## Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης

Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων. Στη μέθοδο αυτή λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Τούτο θεωρείται ότι ικανοποιείται αν ισχύει ένα από τα παρακάτω:

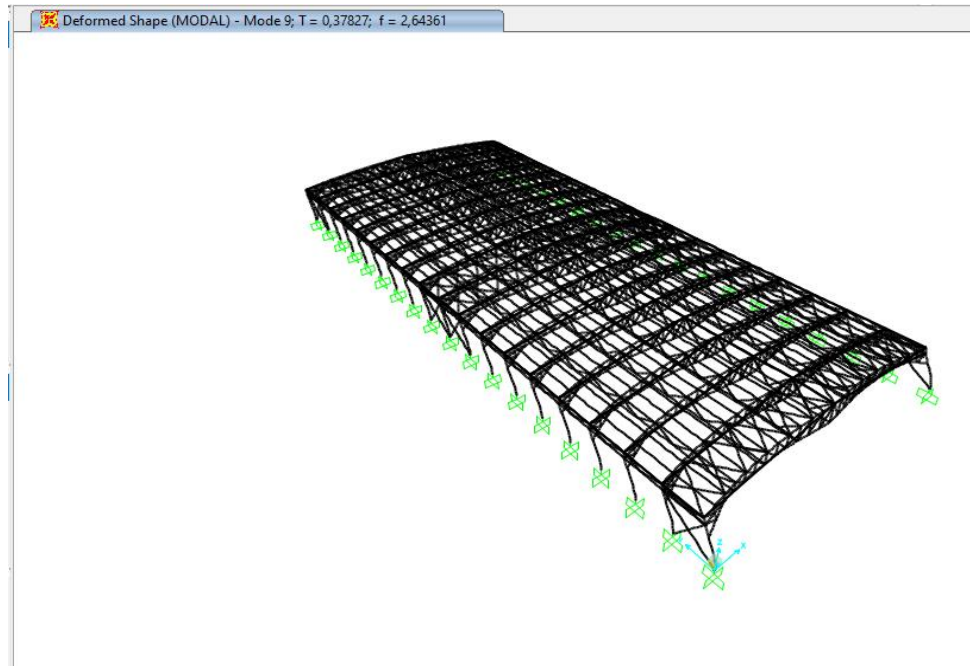
- το άθροισμα των δρῶσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα.
- λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Η συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε από το πρόγραμμα, σύμφωνα με τα φορτία που έχουν εισαχθεί, υπό το συνδυασμό Μόνιμα(G)+0,3Κινητά(Q)

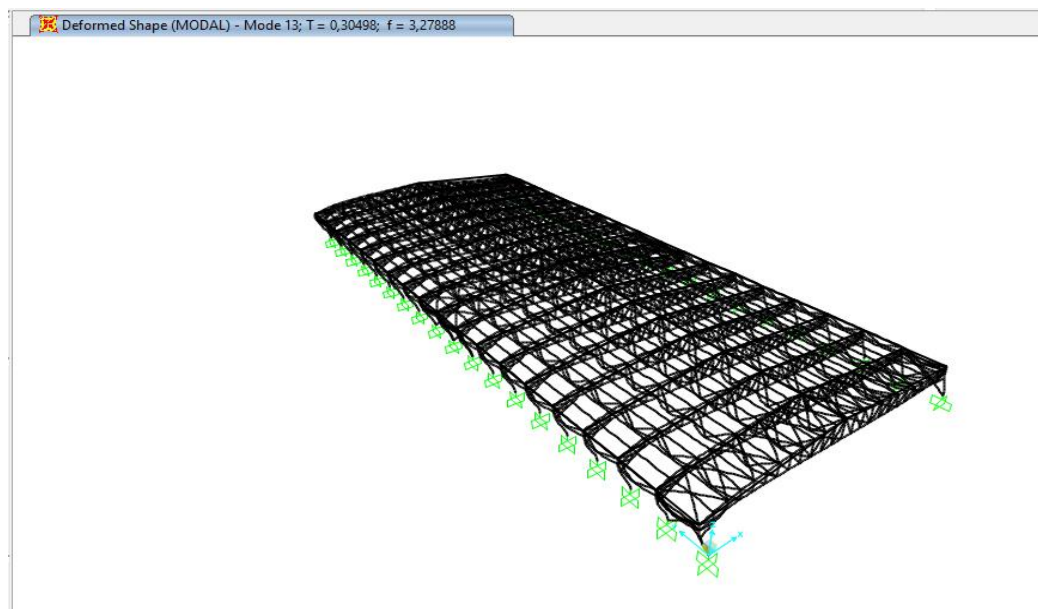
Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης φαίνονται στον πίνακα 9. Παρατηρούμε ότι για να επιτευχθεί το επιθυμητό ποσοστό ιδιομορφικής μάζας (90%) κατά την διεύθυνση X απαιτήθηκαν 13 ιδιομορφές ενώ κατά την διεύθυνση Y απαιτήθηκαν 9. Η κύρια ιδιοπερίοδος κατά την διεύθυνση X ισούται με  $T=0,305$  sec η οποία δίνεται στην 13η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό ιδιομορφικής μάζας ίσο με 96%. Κατά την διεύθυνση Y η κύρια ιδιοπερίοδος ισούται με  $T=0,378$ sec, η οποία δίνεται στην 9η ιδιομορφή και δίνει ποσοστό ιδιομορφικής μάζας ίσο με 97%. Στα σχήματα και που ακολουθούν φαίνονται οι παραμορφώσεις του κτιρίου κατα την 9η και 13η ιδιομορφή αντίστοιχα.

Πίνακας 3.10: Ιδιομορφές από το SAP2000

Modal Participating Mass Ratios																
Units: As Noted																
Filter:																
OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless	
MODAL	Mode	1	2027706,368	3,643E-05	0	0	3,643E-05	0	0	0	2,549E-06	8,867E-07	0	2,549E-06	8,867E-07	
MODAL	Mode	2	2027706,368	1,698E-06	0	0	3,813E-05	0	0	0	1,188E-07	8,144E-05	0	2,668E-06	8,232E-05	
MODAL	Mode	3	2027706,368	5,309E-06	0	0	4,344E-05	0	0	0	3,715E-07	0,000E3	0	3,039E-06	0,00072	
MODAL	Mode	4	2027706,368	1,648E-05	0	0	5,991E-05	0	0	0	1,153E-06	6,184E-06	0	4,192E-06	0,00072	
MODAL	Mode	5	2027706,368	0,000E8	0	0	0,00074	0	0	0	4,771E-05	3,456E-06	0	5,19E-05	0,00072	
MODAL	Mode	6	2027706,368	5,273E-05	0	0	0,00079	0	0	0	3,69E-06	2,394E-06	0	5,59E-05	0,00073	
MODAL	Mode	7	2027706,368	9,059E-07	0	0	0,0008	0	0	0	6,339E-08	8,66E-05	0	5,566E-05	0,00081	
MODAL	Mode	8	2027706,368	3,812E-07	0	0	0,0008	0	0	0	2,667E-08	1,025E-05	0	5,568E-05	0,00082	
MODAL	Mode	9	0,37827	2,612E-14	0,97525	1,001E-11	0,0008	0,97525	1,001E-11	0,00297	1,037E-14	9,275E-16	0,00297	5,568E-05	0,00082	
MODAL	Mode	10	0,337143	1,412E-15	1,641E-11	0,5446	0,0008	0,97525	0,5446	4,627E-12	9,792E-16	8,706E-16	0,00297	5,568E-05	0,00082	
MODAL	Mode	11	0,327421	7,335E-16	0,0038	2,752E-15	0,0008	0,97905	0,5446	0,58684	2,968E-16	1,708E-15	0,58981	5,568E-05	0,00082	
MODAL	Mode	12	0,310824	2,653E-16	1,212E-13	0,0499	0,0008	0,97905	0,5945	8,342E-11	1,382E-16	1,127E-15	0,58981	5,568E-05	0,00082	
MODAL	Mode	13	0,304983	0,96129	1,036E-14	4,391E-15	0,96208	0,97905	0,5945	4,592E-16	0,00702	7,394E-10	0,58981	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	14	0,285377	7,65E-10	4,053E-17	3,509E-17	0,96208	0,97905	0,5945	1,585E-16	6,267E-12	0,9518	0,58981	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	15	0,266542	4,563E-15	0,00015	4,683E-12	0,96208	0,9792	0,5945	0,00733	6,893E-15	7,584E-14	0,59714	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	16	0,219611	3,009E-17	7,679E-14	5,686E-05	0,96208	0,9792	0,59456	4,268E-13	3,985E-17	7,304E-16	0,59714	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	17	0,193677	1,212E-07	1,27E-12	1,716E-13	0,96208	0,9792	0,59456	7,391E-14	1,234E-07	5,746E-13	0,59714	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	18	0,193617	6,235E-13	4,6E-16	1,1E-14	0,96208	0,9792	0,59456	3,668E-12	1,816E-13	8,237E-07	0,59714	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	19	0,193603	1,327E-08	2,957E-13	3,608E-14	0,96208	0,9792	0,59456	5,647E-14	5,874E-07	4,651E-13	0,59714	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	20	0,193593	1,078E-13	5,779E-15	3,055E-14	0,96208	0,9792	0,59456	3,067E-13	2,823E-13	1,649E-07	0,59714	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	21	0,193584	4,317E-08	1,26E-12	5,121E-13	0,96208	0,9792	0,59456	1,077E-14	2,226E-11	5,282E-12	0,59714	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	22	0,193577	1,702E-12	3,671E-14	1,249E-13	0,96208	0,9792	0,59456	6,563E-14	1,02E-13	2,445E-07	0,59714	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	23	0,19357	1,096E-08	2,337E-12	1,072E-12	0,96208	0,9792	0,59456	1,813E-12	4,553E-08	1,991E-12	0,59714	0,00707	0,95263	
MODAL	Mode	24	0,193564	2,004E-12	8,006E-13	5,163E-14	0,96208	0,9792	0,59456	4,571E-13	1,697E-13	1,343E-07	0,59714	0,00707	0,95263	



Σχήμα 3.24: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 9<sup>η</sup> ιδιομορφή



Σχήμα 3.25: Παραμόρφωση τρισδιάστατου μοντέλου κατά την 13<sup>η</sup> ιδιομορφή

### 3.4 Συνδυασμοί δράσεων

#### 3.4.1 Οριακές καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

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

- Οριακές καταστάσεις Αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις Λειτουργικότητας

Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα 1 τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων συνοψίζονται στον πίνακα 3.11.

Πίνακας 3.11: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
$\gamma_G$	1,35	1,0	1,0	1,0
$\gamma_Q$	1,5	0	1,0	0
$\gamma_E$	1,0	0	-	-

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διάφορων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Οι συντελεστές  $\psi$  για τα κτίρια, όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον Πίνακα 3.12 και στον Πίνακα 3.13 φαίνονται οι συντελεστές  $\psi$  για τα φορτία που θα χρησιμοποιηθούν.

Πίνακας 3.12: Συντελεστές ψ για κτήρια

<b>Δράσεις</b>	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7 0	0,5 0	0,3 0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας 3.13: Συντελεστές ψ που θα χρησιμοποιηθούν

	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Ωφέλιμα	1,0	0,9	0,8
Χιόνι	0,5	0,2	0
Άνεμος	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

### Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ultimate Limit State)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.τ.λ.). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

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

β) Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

γ) Για καταστάσεις σεισμού:

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

### Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Serviceability Limit State)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κ.τ.λ.). Ο συνδυασμός σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας που χρησιμοποιείται είναι ο χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$E_d = E \{ G_{k,j}; P; Q_{k,1}; \psi_{0,i} Q_{k,i} \} j \geq 1; i > 1$$

### 3.4.2 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία

#### Μόνιμα φορτία

- (D) DEAD :

- ίδιο βάρος χάλυβα  
- ίδιο βάρος φύλλων επικάλυψης

*Σημείωση:* Τα ίδια βάρη υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα

#### Ωφέλιμα φορτία

- (LR) LIVE ROOF :

- κινητό φορτίο στέγης (0,5 KN/m<sup>2</sup>)

#### Φορτία ανέμου

- (W<sub>xxi</sub>) WIND : διεύθυνση θ=0°
- (W<sub>yyi</sub>) WIND : διεύθυνση θ=90°

- για άνεμο με διεύθυνση θ=0°/με κλειστές θύρες (W<sub>xx1</sub>)  
- για άνεμο με διεύθυνση θ=0°/με ανοιχτές θύρες (W<sub>xx2</sub>)  
- για άνεμο με διεύθυνση θ=90°/με κλειστές θύρες (W<sub>yy1</sub>)  
- για άνεμο με διεύθυνση θ=90°/με ανοιχτές θύρες (W<sub>yy2</sub>)

#### Φορτίο χιονιού

- (S) SNOW (0,64KN/m<sup>2</sup>)

#### Θερμοκρασιακή μεταβολή

- (T) TEMPERATURE



*Σημείωση:* Η διαφορά θερμοκρασίας ( ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με την θερμοκρασία συναρμολόγησης του) λήφθηκε στη περίπτωση μας ίση με 20°C

Σεισμικές δράσεις:

- (Ex) Σεισμός κατά τη διεύθυνση X
- (Ey) Σεισμός κατά τη διεύθυνση Y

Στους Πίνακες 3.14 και 3.15 φαίνονται όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων της επιμελέτη κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Προφανώς ορισμένοι μόνο από αυτούς τους συνδυασμούς είναι δυσμενέστεροι, όσον αφορά τα εντατικά μεγέθη που προκαλούν στο φορέα και συνεπώς είναι κρίσιμοι για τη διαστασιολόγηση.

Πίνακας 3.14: Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Συνδ	DEAD	LR	SNOW	TEMP	Wxx1	Wxx2	Wyy1	Wyy2	Ex	Ey
OKA1	1,35	1,50		0,90						
OKA2	1,35		1,50	0,90						
OKA3	1,35			0,90	1,50					
OKA4	1,35			0,90		1,50				
OKA5	1,35			0,90			1,50			
OKA6	1,35			0,90				1,50		
OKA7	1,35		0,75	1,50						
OKA8	1,35	1,50		-0,90						
OKA9	1,35		1,50	-0,90						
OKA10	1,35		0,75	-1,50						
OKA11	1,35			-0,90	1,50					
OKA12	1,35			-0,90		1,50				
OKA13	1,35			-0,90			1,50			
OKA14	1,35			-0,90				1,50		

Πίνακας 3.15: Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

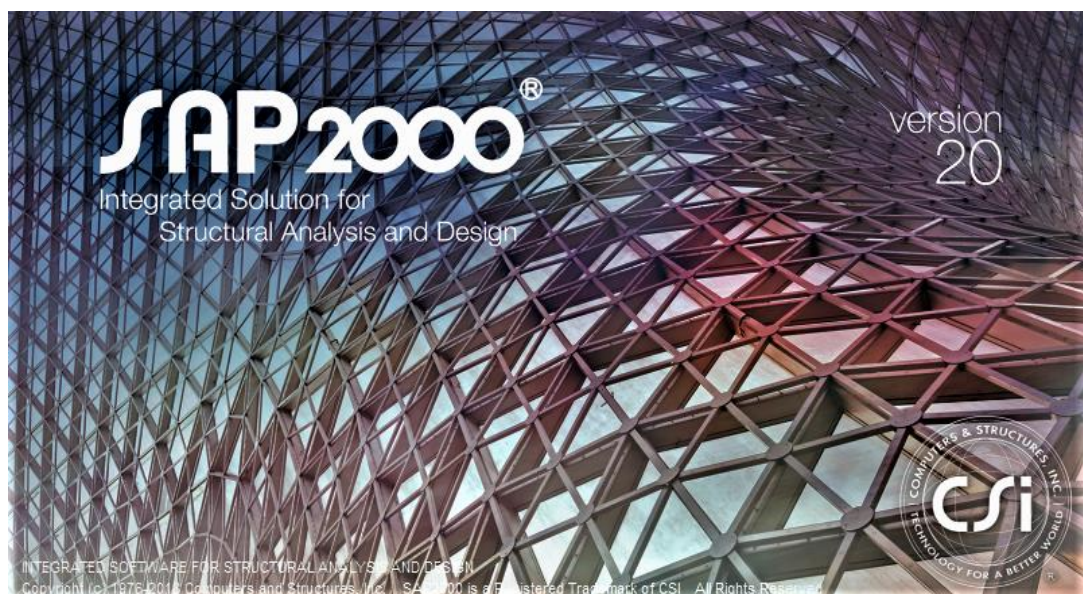
Συνδ	DEAD	LR	SNOW	TEMP	Wxx1	Wxx2	Wyy1	Wyy2	Ex	Ey
ΟΚΛ1	1,00	1,00		0,60						
ΟΚΛ2	1,00		1,00	0,60						
ΟΚΛ3	1,00		0,50	1,00						
ΟΚΛ4	1,00			0,60	1,00					
ΟΚΛ5	1,00			0,60		1,00				
ΟΚΛ6	1,00			0,60			1,00			
ΟΚΛ7	1,00			0,60				1,00		
ΟΚΛ8	1,00	1,00		-0,60						
ΟΚΛ9	1,00		1,00	-0,60						
ΟΚΛ10	1,00		0,50	-1,00						
ΟΚΛ11	1,00			-0,60	1,00					
ΟΚΛ12	1,00			-0,60		1,00				
ΟΚΛ13	1,00			-0,60			1,00			
ΟΚΛ14	1,00			-0,60				1,00		

Πίνακας 3.16: Συνδυασμοί δράσεων για το σεισμό

Συνδυασμός	DEAD	LR	Ex	Ey
Σεισμός 1	1,00	0,30	1,00	0,30
Σεισμός 2	1,00	0,30	0,30	1,00
Σεισμός 3	1,00	0,30	1,00	-0,30
Σεισμός 4	1,00	0,30	-0,30	1,00

## 4 Προσομοίωμα φορέων στο SAP2000

### 4.1 Παρουσίαση SAP2000



Για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 version 20, που πάνω από 30 χρόνια είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως το πλέον εξελιγμένο διαθέσιμο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης- διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με πανίσχυρες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων.

Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο εργαλείο ανάλυσης:

- Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
- Επιπλέον, ως προς τις δυνατότητες στατικών φορτίσεων, επιτρέπει την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προένταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.
- Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών. Έτσι, παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης

χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.

- Σε περίπτωση μη γραμμικής πλαστικής ανάλυσης, η στατική pushover ανάλυση εκτελείται με έναν απλό και πρακτικό τρόπο. Μη γραμμικές αρθρώσεις (πλαστικές αρθρώσεις) μπορούν να οριστούν σε οποιαδήποτε θέση των ραβδωτών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητές τους μπορούν να οριστούν από τον χρήστη ή να υπολογιστούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι αναλύσεις μπορεί να ελέγχονται είτε από τις εξωτερικές δυνάμεις είτε από τις παραμορφώσεις και τα αποτελέσματα είναι διαθέσιμα σε γραφική μορφή ή πίνακες. Το ίδιο μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για στατική, δυναμική και μη γραμμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση (Time History Analysis). Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής pushover ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια από τους επεξεργαστές διαστασιολόγησης του προγράμματος. Τα αποτελέσματα της pushover ανάλυσης απεικονίζονται και είναι διαθέσιμα βήμα - βήμα τόσο σε γραφική μορφή όσο και σε μορφή κειμένου. Οι φασματικές καμπύλες αντοχών με τις εξαιρετικές ιδιότητες αλληλεπίδρασης που διαθέτουν, επιτρέπουν τη μελέτη των επιπτώσεων στην κατασκευή με άμεση αλλαγή των παραμέτρων.

Πιο συγκεκριμένα, μερικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το SAP2000 για τη διευκόλυνση του χρήστη αναφέρονται παρακάτω:

- Σχεδιαστικά εργαλεία AutoCad όπως εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ. για γρήγορη και εύκολη δημιουργία μοντέλων .

- Καρτεσιανό και κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων. Τα μοντέλα μπορούν να έχουν πολλαπλά συστήματα συντεταγμένων τα οποία μπορούν να περιστραφούν προς οποιαδήποτε κατεύθυνση.

- Στο πρόγραμμα είναι διαθέσιμες χαλύβδινες διατομές οποιασδήποτε μορφής όπως διπλού ταυ, κοίλες τετραγωνικές, κοίλες κυκλικές, γωνιακά ψυχρής ή θερμής έλασης καθώς και βιβλιοθήκες πρότυπων διατομών σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, το AISC και άλλους Διεθνείς κανονισμούς.

- Δυνατότητα γραφικού σχεδιασμού από τον χρήστη διατομών οποιοδήποτε σχήματος και ορισμού του υλικού κατασκευής (section designer).

- Δυνατότητα εξαγωγής των αποτελεσμάτων της ανάλυσης στο πρόγραμμα Excel για περαιτέρω επεξεργασία καθώς και αρχείων DXF για τη γεωμετρία του φορέα.

- Τα μέλη του προσομοιώματος στο πρόγραμμα μπορεί να είναι ευθύγραμμο ή καμπύλο.

- Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα (3D, xz, xy, yz) για καλύτερη εποπτεία του φορέα.

- Αναλυτικές πληροφορίες για τα μέλη του προσομοιώματος με ένα δεξί κλικ και πλήρης έλεγχος επάρκειας διατομών σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς κλπ.

## 4.2 Μοντέλα προσομοίωσης

Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστούν, εξεταστούν και συγκριθούν οι διάφορες παραλλαγές του δικτύωματος των κύριων φορέων του συγκεκριμένου έργου έτσι όπως έχουν σχεδιαστεί στο πρόγραμμα SAP2000, ούτως ώστε να γίνει η τελική επιλογή.

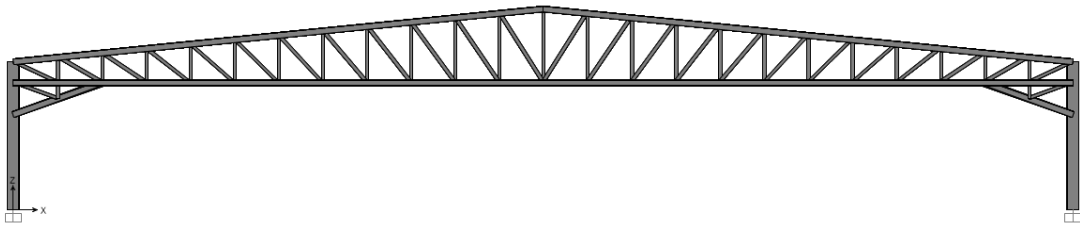
Τα παρακάτω πλαίσια μελετήθηκαν με τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε κατακόρυφα φορτία ο οποίος είναι ο νούμερο 2 της Ο.Κ.Α. : 1,35DEAD + 1,50SNOW + 0,9TEMP

Όλες οι παραλλαγές έχουν τις ίδιες διατομές και διαφοροποιούνται ως προς την τοποθέτηση των ράβδων του δικτύωματος.

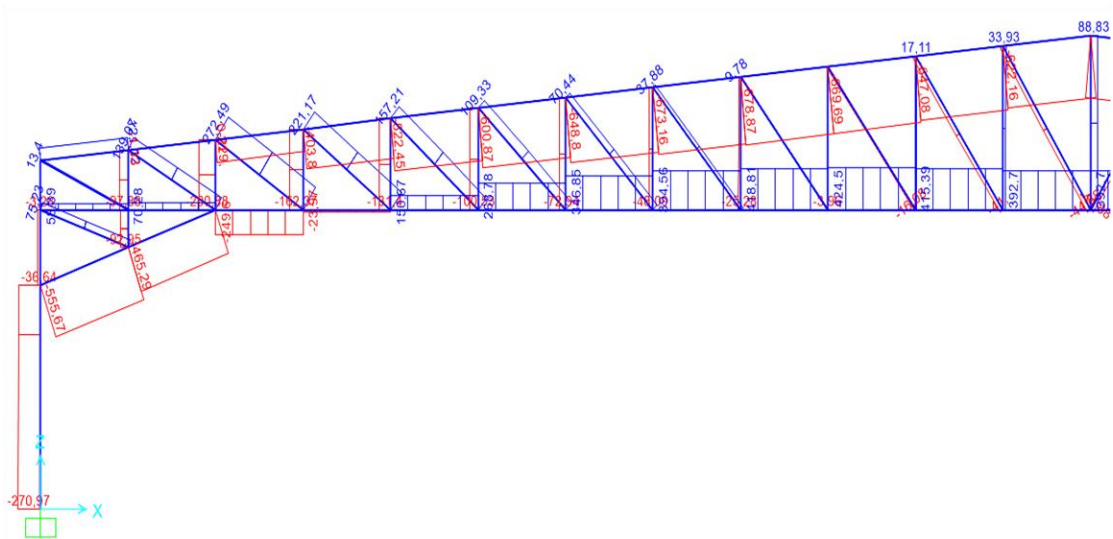
Τα διαγράμματα αξονικών για τους φορείς παρακάτω απεικονίζονται στον μισό φορέα, αφού η φόρτιση είναι συμμετρική.

#### 4.2.1 1η Παραλλαγή

Τοποθέτηση όλων των διαγώνιων ράβδων του δικτύωματος με τον ίδιο τρόπο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.1.



Σχήμα 4.1: Πλαίσιο φορέα 1<sup>ης</sup> παραλλαγής

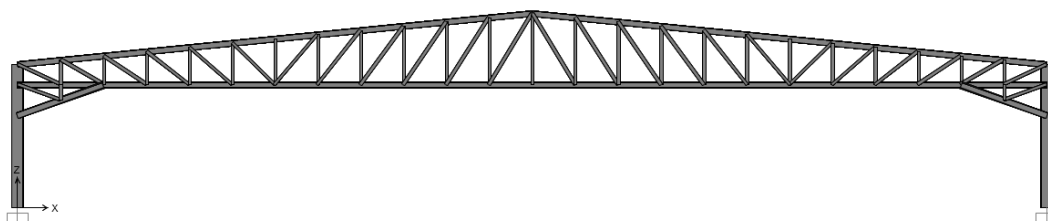


Σχήμα 4.2: Διάγραμμα αξονικών φορέα 1<sup>ης</sup> παραλλαγής

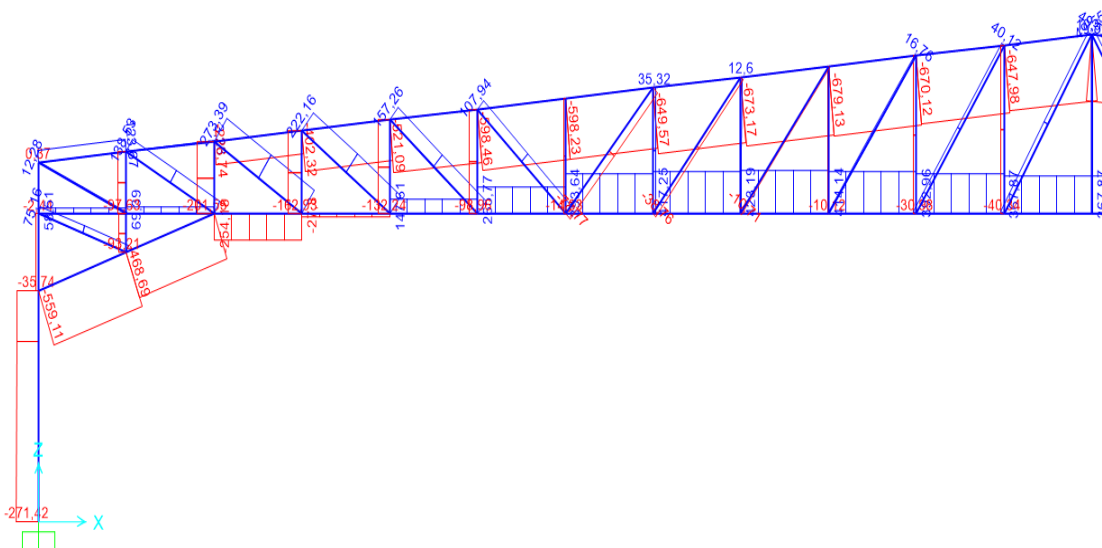
- Παρατηρείται θλιπτική καταπόνηση σε 3 διαγώνιους ράβδους του μισού δικτύωματος (άρα 6 συνολικά) με  $-44,7$  kN,  $-40,8$  kN και  $-16$  kN

## 4.2.2 2η Παραλλαγή

Αντίθετη τοποθέτηση των μισών διαγώνιων ράβδων του δικτυώματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.3



Σχήμα 4.3: Πλαίσιο φορέα 2<sup>ης</sup> παραλλαγής

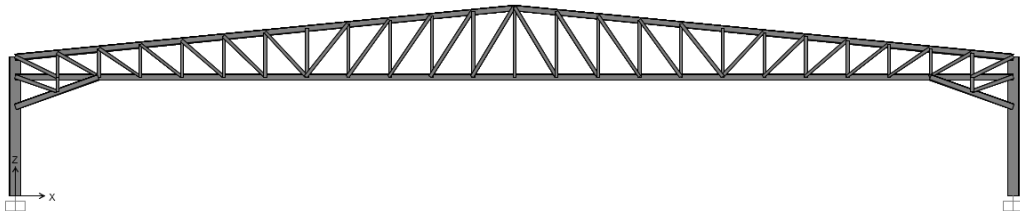


Σχήμα 4.4: Διάγραμμα αφονικών φορέα 2<sup>ης</sup> παραλλαγής

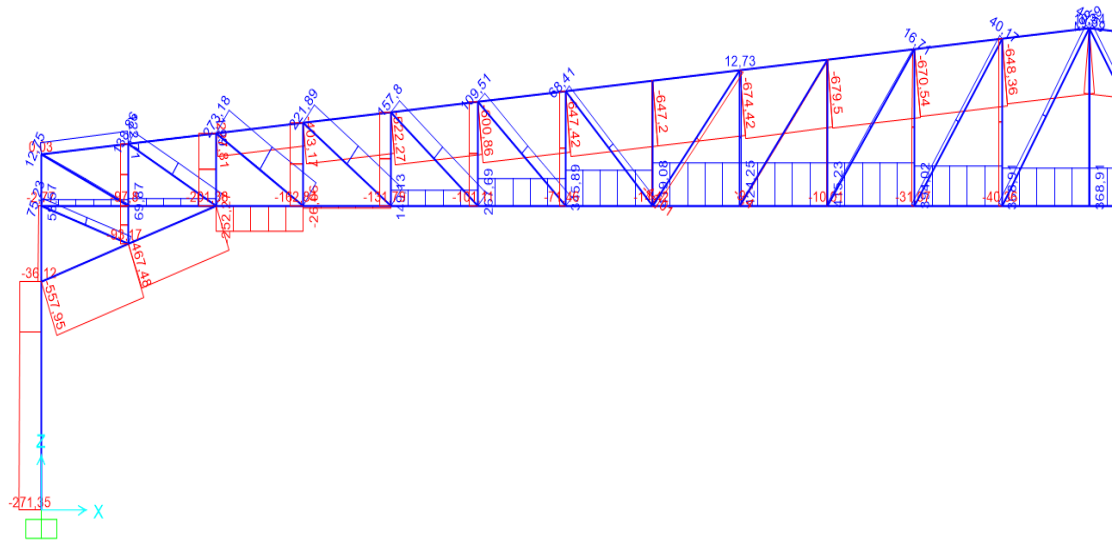
- Παρατηρείται θλιπτική καταπόνηση σε 3 διαγώνιους ράβδους του μισού δικτυώματος (άρα 6 συνολικά) με  $-78 \text{ KN}$ ,  $-38 \text{ KN}$  και  $-10 \text{ KN}$

### 4.2.3 3η Παραλλαγή

Τοποθέτηση των 10 μεσαίων διαγώνιων ράβδων από τις 24 του δικτυώματος αντίθετα από τις υπόλοιπες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.5



Σχήμα 4.5: Πλαίσιο φορέα 3<sup>ης</sup> παραλλαγής

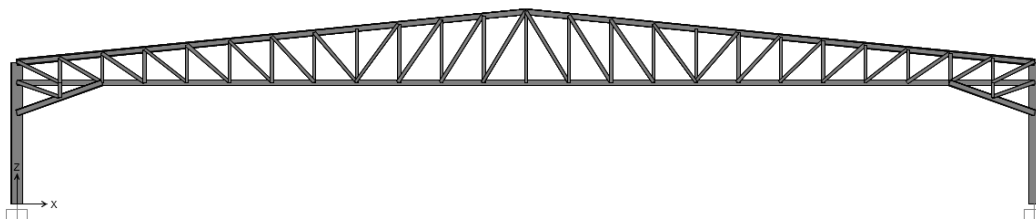


Σχήμα 4.6: Διάγραμμα αξονικών φορέα 3<sup>ης</sup> παραλλαγής

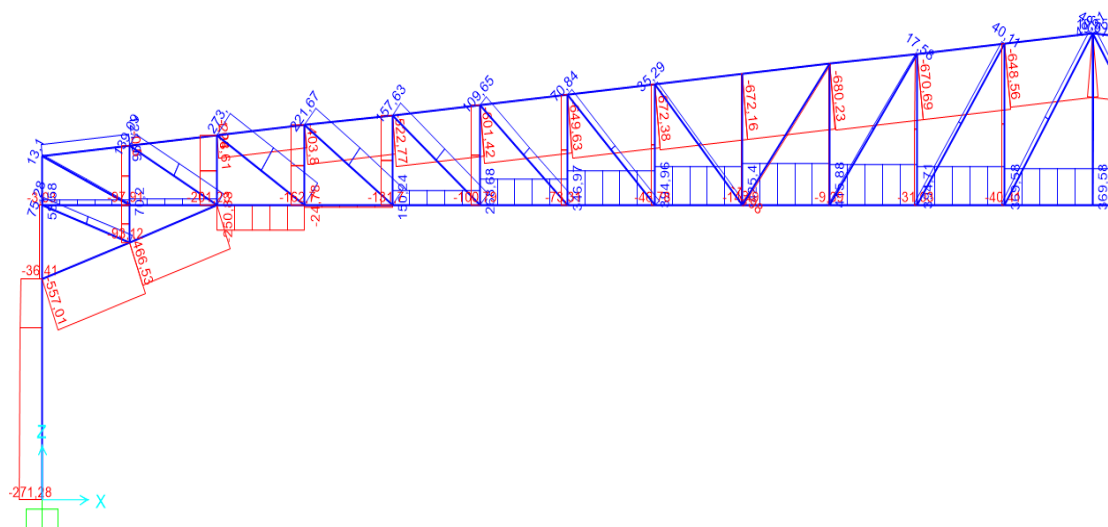
- Παρατηρείται θλιπτική καταπόνηση σε 2 διαγώνιους ράβδους του μισού δικτυώματος (άρα 4 συνολικά) με  $-44 \text{ KN}$  και  $-9 \text{ KN}$ .

#### 4.2.4 4η Παραλλαγή

Τοποθέτηση των 8 μεσαίων διαγώνιων ράβδων από τις 24 του δικτυώματος αντίθετα από τις υπόλοιπες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.7



Σχήμα 4.7: Πλαίσιο φορέα 4<sup>ης</sup> παραλλαγής



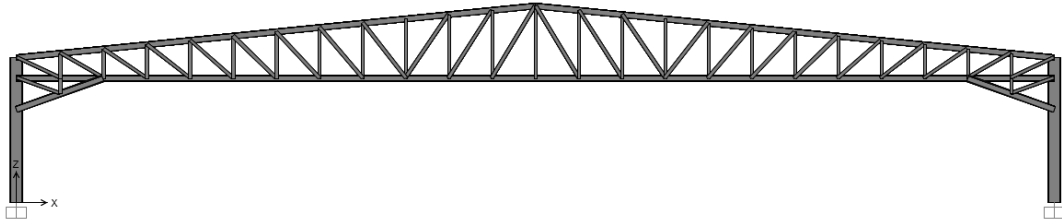
Σχήμα 4.8: Διάγραμμα αξονικών φορέα 4<sup>ης</sup> παραλλαγής

- Παρατηρείται θλιπτική καταπόνηση σε 1 διαγώνιο ράβδο του μισού δικτυώματος (άρα 2 συνολικά) με  $-14$  KN.

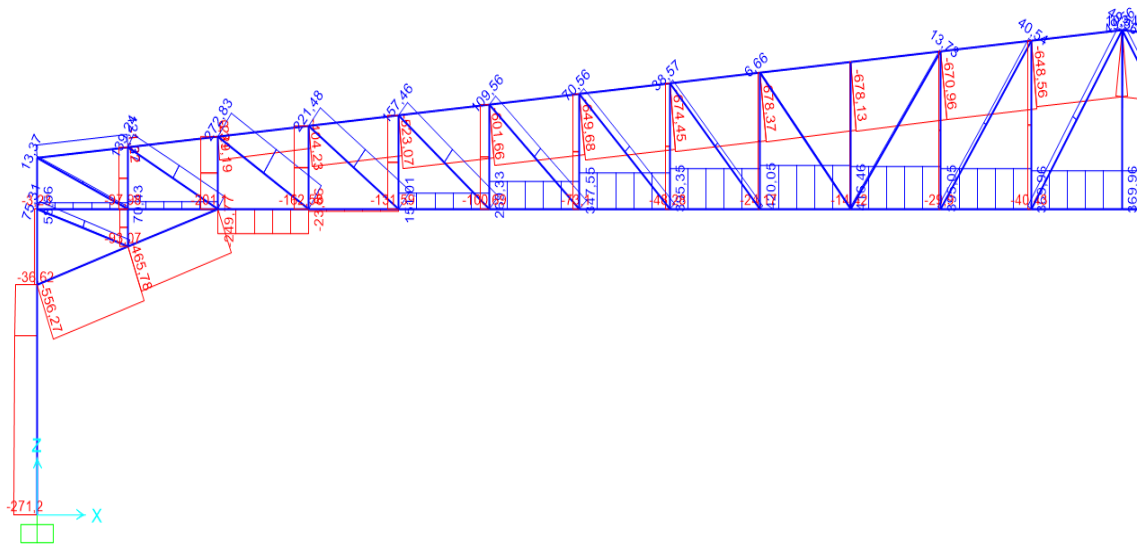


#### 4.2.5 5η Παραλλαγή

Τοποθέτηση των 6 μεσαίων διαγώνιων ράβδων από τις 24 του δικτυώματος αντίθετα από τις υπόλοιπες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.9



Σχήμα 4.9: Πλαίσιο φορέα 5<sup>ης</sup> παραλλαγής

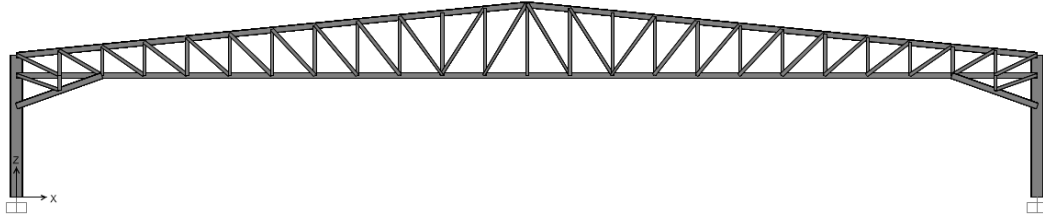


Σχήμα 4.10: Διάγραμμα αξονικών φορέα 5<sup>ης</sup> παραλλαγής

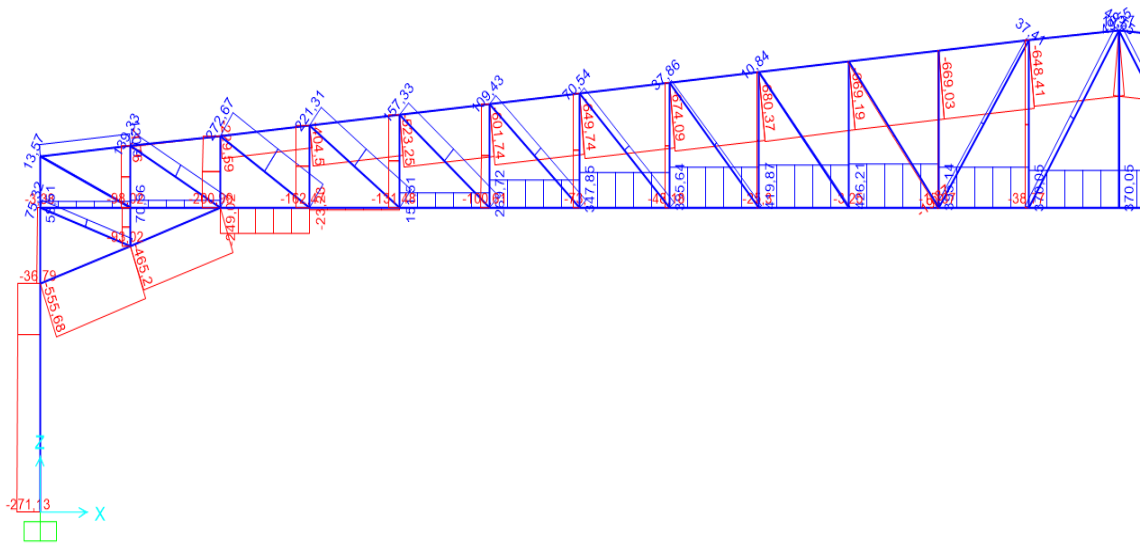
- Παρατηρείται ότι δεν υπάρχει θλιπτική καταπόνηση σε καμία διαγώνιο ράβδο του δικτυώματος.

#### 4.2.6 6η Παραλλαγή

Τοποθέτηση των 4 μεσαίων διαγώνιων ράβδων από τις 24 του δικτυώματος αντίθετα από τις υπόλοιπες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.11



Σχήμα 4.11: Πλαίσιο φορέα 6ης παραλλαγής



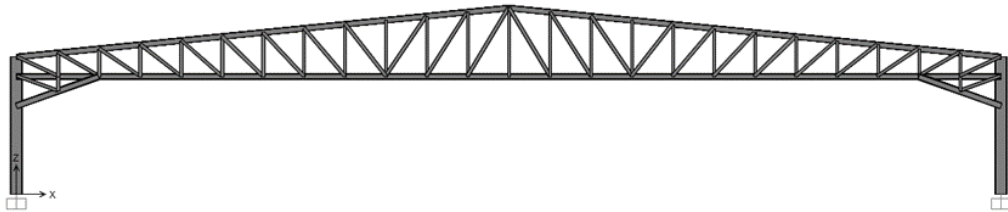
Σχήμα 4.12: Διάγραμμα αξονικών φορέα 6ης παραλλαγής

- Παρατηρείται θλιπτική καταπόνηση σε 1 διαγώνιο ράβδο του μισού δικτυώματος (άρα 2 συνολικά) με  $-20$  KN.

Σύμφωνα με τα παραπάνω:

Οι μόνες διαφορές που παρατηρούνται στην αξονική καταπόνηση του φορέα είναι ως προς το πόσες και με ποια ένταση διαγώνιες ράβδοι του δικτυώματος θλίβονται ή εφελκούνται. Με βάση τα παραπάνω και με δεδομένο πως η θλίψη προκαλώντας και λυγισμό, είναι δυσμενέστερη καταπόνηση από τον εφελκυσμό, βέλτιστη λύση είναι η 5η παραλλαγή με τη διάταξη που έχει, όπου δεν θλίβεται καμία διαγώνιος ράβδος.

Με βάση αυτό το πλαίσιο θα διαμορφώσουμε όλο το φορέα του στεγάστρου όπου από την ανάλυση του και με επαναληπτικές διαδικασίες θα καταλήξουμε και στις τελικές διατομές.

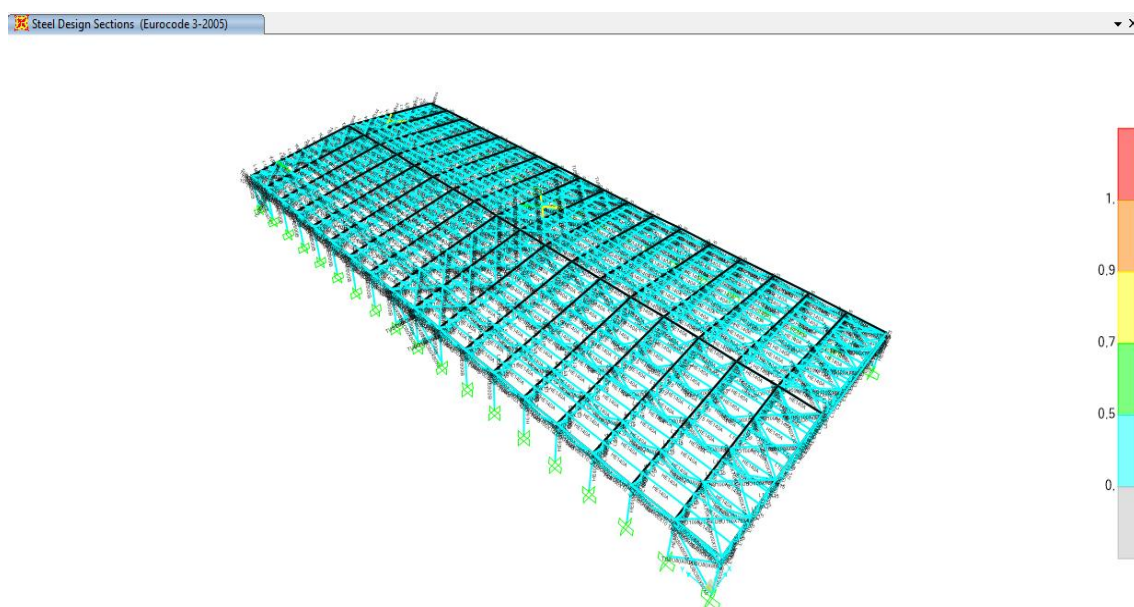


Σχήμα 4.13: Τελικό πλαίσιο φορέα της κατασκευής

## 5 Ανάλυση – Διαστασιολόγηση μελών

### 5.1 Γενικά

Μέσω του προγράμματος SAP2000, βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής, για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Ο έλεγχος επάρκειας των διατομών γίνεται αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα, με βάση τον Ευρωκώδικα 3. Οι διατομές των στοιχείων του φορέα επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων, και επίσης να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής.



Σχήμα 5.1: Συντελεστές εκμετάλλευσης μελών κτιρίου

Όπως φαίνεται η κατασκευή πληρεί τις απαιτήσεις σε στατικότητα.

### 5.2 Απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον EC3

#### 5.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Κατάταξη διατομών:

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες 4 κατηγορίες:

- **Διατομές κατηγορίας 1:** Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- **Διατομές κατηγορίας 2:** Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.

- **Διατομές κατηγορίας 3:** Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- **Διατομές κατηγορίας 4:** Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Οι ροπές αντοχής για τις 4 κατηγορίες διατομών είναι:

**Κατηγορία 1:** Η πλαστική ροπή  $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$

**Κατηγορία 2:** Η πλαστική ροπή  $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$

**Κατηγορία 3:** Η ελαστική ροπή  $M_{el} = W_{el} \cdot f_y$

**Κατηγορία 4:** Η ροπή τοπικού λυγισμού  $M < M_{el}$

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος  $c/t$  καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

### Αντοχές διατομών

#### **Μονοαξονικός Εφελκυσμός**

Για τα εφελκυσόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

όπου  $N_{t,Rd}$  είναι η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, λαμβανόμενη ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.2)$$

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.3)$$

#### **Θλίψη**

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.4)$$

Όπου  $N_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη, και είναι ίση με:

α) για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.5)$$

β) για διατομές κατηγορίας 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.6)$$

### Τέμνουσα

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.7)$$

όπου  $V_{c,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό  $V_{c,Rd}$  είναι η πλαστική διατμητική αντοχή  $V_{pl,Rd}$  η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.8)$$

όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης.

### Κάμψη

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης  $M_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.9)$$

Όπου  $M_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη η οποία ισούται με:

α) για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.10)$$

β) για διατομές κατηγορίας 3

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.11)$$

γ) για διατομές κατηγορίας 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.12)$$

## Κάμψη και Τέμνουσα

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή τέμνουσας.

Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται. Εάν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται.

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

$$\text{όπου } \rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.13)$$

Η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί εναλλακτικά να λαμβάνεται για I-διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (5.14)$$

## Κάμψη και Αξονική Δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι:  $M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$

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

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad (5.15)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.16)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H-, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.17)$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.18)$$

$$\text{για } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (5.19)$$

$$\text{για } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (5.20)$$

$$\begin{aligned} \text{όπου} \quad n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} \\ a &= (A-2bt_f)/A \quad \text{αλλά } a \leq 0,5 \end{aligned}$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w) \quad \text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.21)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f) \quad \text{αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (5.22)$$

$$\begin{aligned} \text{όπου} \quad a_w &= (A-2bt)/A \quad \text{αλλά } a_w \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές} \\ a_f &= (A-2ht)/A \quad \text{αλλά } a_f \leq 0,5 \quad \text{για κοίλες διατομές} \end{aligned}$$

### Διαξονική Κάμψη

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

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.23)$$

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

- I και H διατομές:

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

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

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

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

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

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

### Αντοχές Μελών



### Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

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

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.24)$$

όπου  $N_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και  $N_{b,Rd}$  είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

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

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (5.25)$$

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

Η τιμή του  $\chi$  για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0 \quad (5.26)$$

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

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

$\alpha$  είναι ένας συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού, και λαμβάνεται από τον Πίνακα 5.1

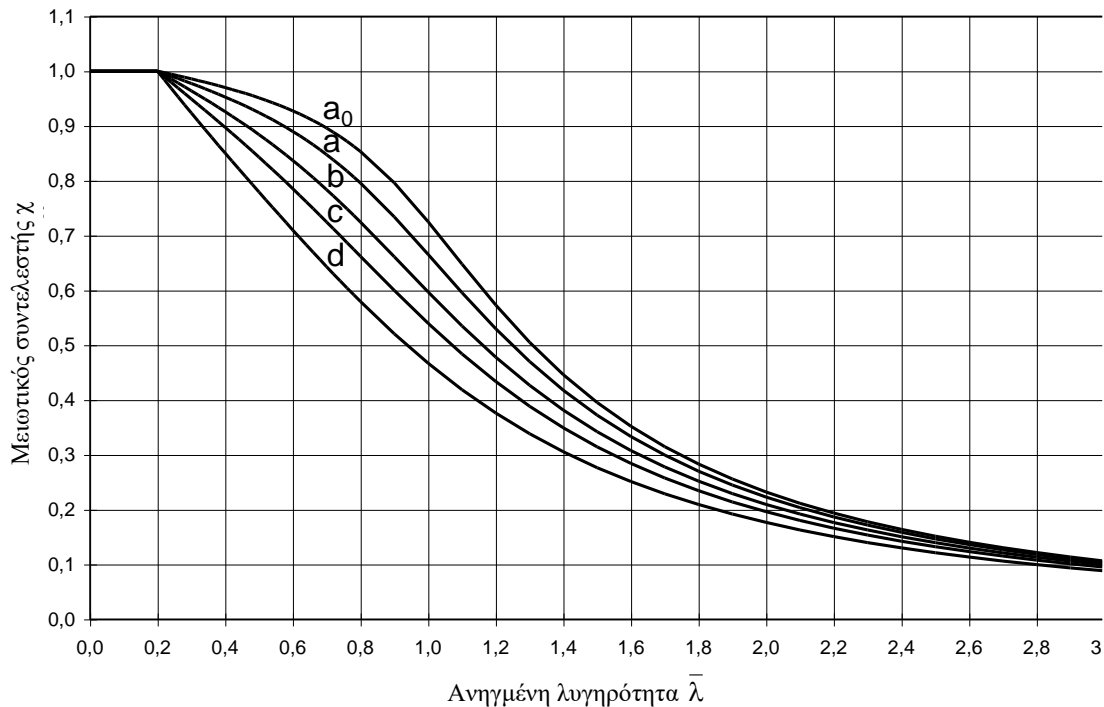
$N_{cr}$  είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Πίνακας 5.1: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

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

Τιμές του μειωτικού συντελεστή  $\chi$  για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 48.

Για λυγηρότητα  $\bar{\lambda} \leq 0,2$  ή για  $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$  οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.



Σχήμα 5.1: Καμπύλες λυγισμού

Η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  δίνεται από:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (5.27)$$

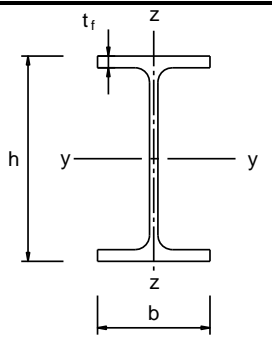
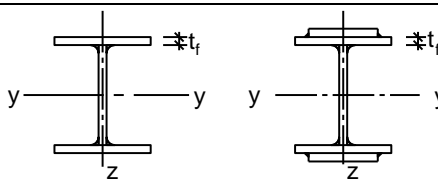
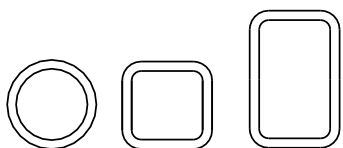
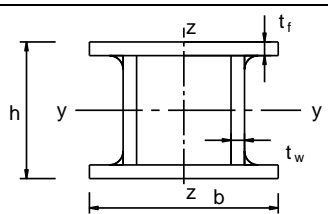
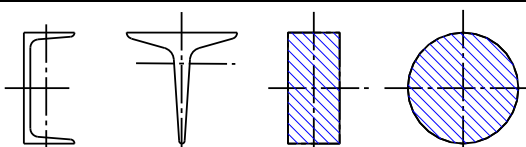
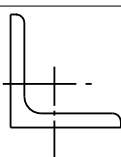
όπου  $L_{cr}$  είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

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

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

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε } N/mm^2)$$

Πίνακας 5.2: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

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

### Στρεπτοκαμπτικός (Πλευρικός) λυγισμός

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.28)$$

όπου  $M_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής και  $M_{b,Rd}$  είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

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

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.29)$$

όπου  $W_y$  είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

- $W_y = W_{pl,y}$  για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$  για διατομές κατηγορίας 3

$\chi_{LT}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (5.30)$$

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

$\alpha_{LT}$  είναι συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$  είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Οι προτεινόμενες τιμές του  $\alpha_{LT}$  δίνονται στον Πίνακα 5.3

Πίνακας 5.3: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

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

Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται δίνονται στον Πίνακα 5.4

Πίνακας 5.4: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές

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

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

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[ \left[ \frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (5.31)$$

### Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.32)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.33)$$

όπου  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  και  $M_{z,Ed}$  είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$  είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα

$\chi_y$  and  $\chi_z$  είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

$\chi_{LT}$  είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$ ,  $k_{zz}$  είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

### 5.2.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

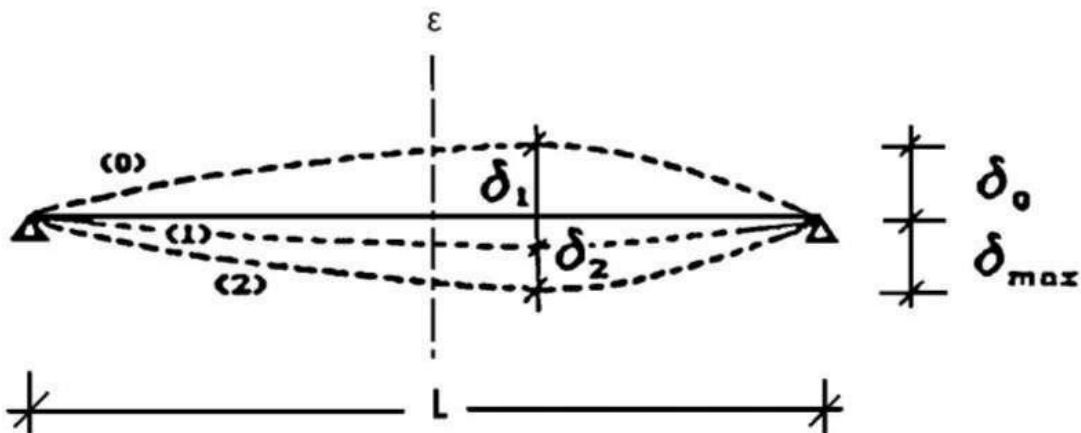
Η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό, περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικές δυναμικές

καταπονήσεις ή εκείνες που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με την δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Για κατασκευές από χάλυβα, επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζεται γενικά υπολογίζοντας τις μετακινήσεις και εξασφαλίζοντας ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις είναι δυνατόν να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων αποτελεσμάτων τόσο αισθητικών αλλά κυρίως λειτουργικών. Μερικά από αυτά είναι οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής (ειδικά όταν χρησιμοποιούνται εύθραυστα υλικά, όπως γυαλί γύψινες κατασκευές και ασβεστοκονίαμα), οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών, η οπτική ενόχληση στους χρήστες και σε εξαιρετικές περιπτώσεις, αλλαγές στην στατική λειτουργία του φορέα, που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων.



Σχήμα 5.2: Βέλη κάμψης

Το συνολικό βέλος ισούται με:  $\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

όπου:

$\delta_{max}$  είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις

$\delta_1$  είναι το βέλος λόγω μονίμων φορτίων

$\delta_2$  είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

$\delta_0$  είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του Πίνακα 5.5

Πίνακας 5.5: Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

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


Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων, και συγκεκριμένα για τα μονώροφα κτίρια πρέπει να ισχύει:

- Μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες:  $u \leq H/150$

(u είναι η μετακίνηση και H το ύψος του κτιρίου)

### 5.3 Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου

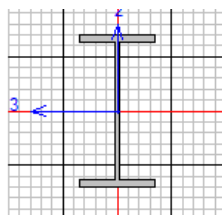
Για την ανάλυση τα κοινά δομικά στοιχεία εντάχθηκαν σε ομάδες και διαστασιολογήθηκαν με βάση αυτό που καταπονείται περισσότερο. Τα αποτελέσματα κάθε διατομής φαίνονται παρακάτω, αφού ορίσαμε στο πρόγραμμα τις παραμέτρους διαστασιολόγησης.

 Steel Frame Design Preferences for Eurocode 3-2005

Item	Value
1 Design Code	Eurocode 3-2005
2 Country	CEN Default
3 Combinations Equation	Eq. 6.10
4 Reliability Class	Class 2
5 Interaction Factors Method	Method 2 (Annex B)
6 Multi-Response Case Design	Envelopes
7 Framing Type	DCH-MRF
8 Behavior Factor, q	4,
9 System Overstrength Factor, Omega	1,
10 Consider P-Delta Done?	No
11 Consider Torsion?	No
12 GammaM0	1,
13 GammaM1	1,
14 GammaM2	1,25
15 Ignore Seismic Code?	No
16 Ignore Special Seismic Load?	No
17 Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
18 Consider Deflection?	No
19 DL Limit, L/	120,
20 Super DL+LL Limit, L/	120,
21 Live Load Limit, L/	360,
22 Total Limit, L/	240,
23 Total--Camber Limit, L/	240,

Σχήμα 5.3: Ορισμός παραμέτρων διαστασιολόγησης από το SAP2000

### 5.3.1 Υποστόλωμα HEB600



Units KN, m, C

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

Frame : 2340 X Mid: 0,000 Combo: COMB7 Design Type: Column  
Length: 7,000 Y Mid: 45,500 Shape: HE600B Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 3,500 Z Mid: 3,500 Class: Class 1 Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,027 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,027 Iyy=0,002 iyy=0,252 Wel,yy=0,006 Weff,yy=0,006  
It=6,770E-06 Iz=1,353E-04 izz=0,071 Wel,zz=9,020E-04 Weff,zz=9,020E-04  
Iw=1,099E-05 Iyz=0,000 h=0,600 Wpl,yy=0,006 Av,y=0,019  
E=210000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=0,001 Av,z=0,011

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,500	-476,794	416,109	0,194	-329,580	-0,521	0,006

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

D/C Ratio: 0,478 = 0,094 + 0,383 + 0,001 < 0,950 OK  

$$= \frac{Ned}{(\chi_{z,z} N_{Rk}/\Gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, Ed+Ned eNy) / (\chi_{LT} M_y, R_k/\Gamma_{M1})} + \frac{k_{zz} (M_z, Ed+Ned eNz) / (M_z, R_k/\Gamma_{M1})}{(\chi_{z,z} N_{Rk}/\Gamma_{M1})} \quad (EC3 \ 6.3.3(4)-6.62)$$

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-476,794	9585,000	9585,000				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	9585,000	9914,400	17258,415	17258,415	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	175020,985	0,234	0,531	0,993	9513,132
MajorB(y-y)	a	0,210	175020,985	0,234	0,531	0,993	9513,132
Minor (z-z)	b	0,340	7789,585	1,109	1,270	0,530	5077,211
MinorB(z-z)	b	0,340	7789,585	1,109	1,270	0,530	5077,211
Torsional TF	b	0,340	17258,415	0,745	0,870	0,758	7261,209

#### MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	416,109	745,689	2280,875	2280,875	2280,875	1924,140	
Minor (z-z)	0,194	1,483	493,805	493,805	493,805		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,709	0,805	0,844	1,498	4540,708
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,711	0,272	0,987	0,453			

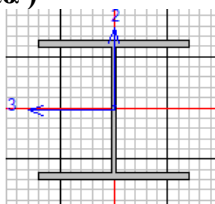
#### SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	329,580	0,006	2271,973	0,145	OK
Minor (y)	0,521	0,006	3818,391	0,000	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
Reduction	2271,973	1,200	0,496		



### 5.3.2 Ζύγωμα HEA 300 ( άνω πέλαμα )

Units KN, m, C



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

Frame : 2618 X Mid: 15,750 Combo: COMB7 Design Type: Brace  
Length: 2,110 Y Mid: 45,500 Shape: HE300A Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 0,000 Z Mid: 8,563 Class: Class 1 Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,011 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,011 Iyy=1,826E-04 iyy=0,127 Wel,yy=0,001 Weff,yy=0,001  
It=0,000 Izz=6,310E-05 izz=0,075 Wel,zz=4,207E-04 Weff,zz=4,207E-04  
Iw=1,202E-06 Iyz=0,000 h=0,290 Wpl,yy=0,001 Av,y=0,009  
E=210000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=6,410E-04 Av,z=0,004

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-471,273	9,734	0,414	-1,696	-0,137	2,139E-04

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

D/C Ratio: 0,153 = 0,129 + 0,022 + 0,003 < 0,950 OK  
= NEd/(Chi\_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi\_LT My,Rk/GammaM1)  
+ kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	-471,273	4011,500	4011,500			
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	4011,500	4149,360	28982,475	28982,475	1,000	
Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b 0,340	84982,174	0,217	0,527	0,994	3986,944
MajorB (y-y)	b 0,340	84982,174	0,217	0,527	0,994	3986,944
Minor (z-z)	c 0,490	29366,786	0,370	0,610	0,913	3663,650
MinorB (z-z)	c 0,490	29366,786	0,370	0,610	0,913	3663,650
Torsional TF	c 0,490	28982,475	0,372	0,611	0,912	3658,537

#### MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	9,734	10,873	490,965	490,965	490,965	475,782
Minor (z-z)	0,414	0,703	227,555	227,555	227,555	
Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a 0,210	0,335	0,570	0,969	1,015	4364,555
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz		
	1,001	0,510	0,970	0,850		

#### SHEAR DESIGN

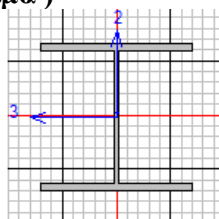
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	1,696	0,000	773,721	0,002	OK
Minor (y)	0,137	0,000	1859,595	7,377E-05	OK
Reduction	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
	773,721	1,200	0,438		

#### BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P	P
	Comp	Tens
Axial	-471,273	0,000

### 5.3.3 Ζύγωμα ΗΕΑ 300 ( κάτω πέλμα )

Units



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

Frame : 2099	X Mid: 17,850	Combo: COMB24	Design Type: Beam
Length: 2,100	Y Mid: 45,500	Shape: HE300A	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 2,100	Z Mid: 6,000	Class: Class 1	Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10	
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950

Aeff=0,011	eNy=0,000	eNz=0,000	
A=0,011	Iyy=1,826E-04	iyy=0,127	Wel,yy=0,001
It=0,000	Izz=6,310E-05	izz=0,075	Wel,zz=4,207E-04
Iw=1,202E-06	Iyz=0,000	h=0,290	Wpl,yy=0,001
E=210000000,0	fy=355000,000	fu=510000,000	Wpl,zz=6,410E-04
			Weff,yy=0,001
			Weff,zz=4,207E-04
			Av,y=0,009
			Av,z=0,004

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd			
	Force	Capacity	Capacity			
Axial	510,248	4011,500	4011,500			
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	4011,500	4149,360	€147,489	€147,489	1,000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0,340	85818,560	0,216	0,526	0,994
MajorB(y-y)	b	0,340	85818,560	0,216	0,526	0,994
Minor (z-z)	c	0,490	3295,090	1,103	1,330	0,482
MinorB(z-z)	c	0,490	3295,090	1,103	1,330	0,482
Torsional TF	c	0,490	6147,489	0,808	0,975	0,657
						Nb,Rd
						3988,456
						3988,456
						1935,387
						1935,387
						2636,581

#### MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	3,841	5,036	490,965	488,790	490,965	377,825
Minor (z-z)	-0,033	-0,033	227,555	227,555	227,555	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1
LTB	a	0,210	0,844	0,924	0,770	1,038
						Mcr
						689,078
	kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors	0,985	0,315	1,000	0,525		

#### SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	469,026	0,001	773,721	0,606	OK
Minor (y)	0,019	0,001	1859,595	1,041E-05	OK
	Vp1,Rd	Eta	LambdabarW		
Reduction	773,721	1,200	0,438		

#### CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	566,165	567,219

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

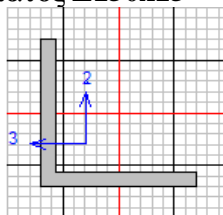
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
2,100	510,248	3,841	-0,033	-466,146	0,019	0,001

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6n))

D/C Ratio: 0,127 < 0,950 OK  
= (Ned/NRd) (EC3 6.2.9.1(6n))

### 5.3.4 Κατακόρυφη ράβδος δικτυώματος L150x15

Units KN, m, C



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

Frame : 362 X Mid: 4,200 Combo: COMB7 Design Type: Column  
Length: 1,417 Y Mid: 45,500 Shape: L150X15 Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 0,000 Z Mid: 6,708 Class: Class 1 Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,00 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,004 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,004 Iyy=8,980E-06 iyy=0,046 Wel,yy=8,351E-05 Weff,yy=8,351E-05  
It=0,000 Izz=8,980E-06 izz=0,046 Wel,zz=8,351E-05 Weff,zz=8,351E-05  
Iw=0,000 Iyz=-5,395E-06 h=0,150 Wpl,yy=1,535E-04 Av,y=0,002  
E=210000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=1,535E-04 Av,z=0,002

Iyz=-5,395E-06 Imax=1,438E-05 imax=0,058 Wel,zz,maj=1,355E-04  
Rot= 45 deg Imin=3,585E-06 imin=0,029 Wel,zz,min=5,928E-05

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-297,504	0,000	0,068	0,000	-0,003	1,955E-04

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.1.1(1)-6.46)

D/C Ratio: 0,242 = 0,242 < 0,950 OK

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-297,504	0,000	0,068	0,000	-0,003	1,955E-04

Units KN, m, C

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.1.1(1)-6.46)

D/C Ratio: 0,242 = 0,242 < 0,950 OK  
= (Ned/Nb,Rd) (EC3 6.3.1.1(1)-6.46)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-297,504	1527,210	1527,210				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1527,210	1579,694	3887,606	3487,848	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	14845,643	0,321	0,572	0,956	1460,703
MajorB(y-y)	b	0,340	14845,643	0,321	0,572	0,956	1460,703
Minor (z-z)	b	0,340	3702,055	0,642	0,781	0,815	1245,094
MinorB(z-z)	b	0,340	3702,055	0,642	0,781	0,815	1245,094
Torsional TF	b	0,340	3487,848	0,662	0,797	0,805	1229,223

#### MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	0,000	0,000	54,493	54,493	54,493	48,973
Minor (z-z)	0,068	0,073	54,493	54,493	54,493	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,333	0,606	0,899	1,000	490,044

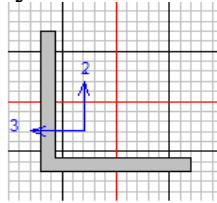
	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	1,025	0,648	0,980	1,081

#### SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0,000	0,000	461,158	0,000	OK
Minor (y)	0,003	0,000	461,158	6,256E-06	OK

	Vp1,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	461,158	1,200	0,000

### 5.3.5 Διαγώνια ράβδος δικτυώματος L150x15



Units KN, m, C

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

Frame : 363 X Mid: 5,250 Combo: COMB7 Design Type: Brace  
Length: 2,533 Y Mid: 45,500 Shape: L150X15 Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 1,267 Z Mid: 6,708 Class: Class 1 Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,00 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,004 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,004 Iyy=8,980E-06 iyy=0,046 Wel,yy=8,351E-05 Weff,yy=8,351E-05  
It=0,000 Izz=8,980E-06 izz=0,046 Wel,zz=8,351E-05 Weff,zz=8,351E-05  
Iv=0,000 Iyz=-5,395E-06 h=0,150 Wpl,yy=1,535E-04 Av,y=0,002  
E=210000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=1,535E-04 Av,z=0,002

Iyz=-5,395E-06 Imax=1,438E-05 imax=0,058 Wel,zz,maj=1,355E-04  
Rot= 45 deg Imin=3,585E-06 imin=0,029 Wel,zz,min=5,928E-05

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1,267	413,159	0,297	0,115	0,000	-0,001	7,700E-04

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))

D/C Ratio: 0,278 = 0,271 + 0,005 + 0,002 < 0,950 OK

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
1,267	413,159	0,297	0,115	0,000	-0,001	7,700E-04

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))

D/C Ratio: 0,278 = 0,271 + 0,005 + 0,002 < 0,950 OK  
= (Ned/NRd) + (My,Ed/My,Rd) + (Mz,Ed/Mz,Rd) (EC3 6.2.1(7))

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	413,159	1527,210	1527,210				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1527,210	1579,694	3887,606	2620,471	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	4643,079	0,574	0,728	0,850	1298,326
MajorB (y-y)	b	0,340	4643,079	0,574	0,728	0,850	1298,326
Minor (z-z)	b	0,340	1157,844	1,148	1,321	0,507	774,076
MinorB (z-z)	b	0,340	1157,844	1,148	1,321	0,507	774,076
Torsional TF	b	0,340	2620,471	0,763	0,887	0,747	1140,421

#### MOMENT DESIGN

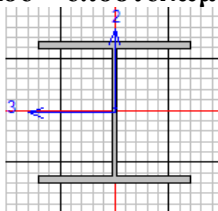
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,297	0,297	54,493	54,493	54,493	44,550	
Minor (z-z)	0,115	0,117	54,493	54,493	54,493		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,446	0,693	0,818	1,000	274,055
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,950	0,594	1,000	0,990			

#### SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0,000	0,000	461,158	0,000	OK
Minor (y)	0,001	0,000	461,158	2,593E-06	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
Reduction	461,158	1,200	0,000		

### 5.3.6 Μικρό δικτύωμα κόμβου δοκού – υποστυλώματος HEA 300

Units KN, m, C



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

Frame : 4276 X Mid: 2,100 Combo: COMB7 Design Type: Brace  
Length: 4,460 Y Mid: 45,500 Shape: HE300A Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 0,000 Z Mid: 5,250 Class: Class 1 Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,011 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,011 Iyy=1,826E-04 iyy=0,127 Wel,yy=0,001 Weff,yy=0,001  
It=0,000 Izz=6,310E-05 izz=0,075 Wel,zz=4,207E-04 Weff,zz=4,207E-04  
Iw=1,202E-06 Iyz=0,000 h=0,290 Wpl,yy=0,001 Av,y=0,009  
E=210000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=6,410E-04 Av,z=0,004

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-727,278	-92,467	-0,013	-41,222	0,005	-1,416E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)  
D/C Ratio: 0,439 = 0,269 + 0,170 + 0,000 < 0,950 OK  
=  $NEd / (\chi_z N Rk / \Gamma_{M1}) + k_{zy} (M_y, Ed + NEd eNy) / (\chi_{LT} M_y Rk / \Gamma_{M1})$   
+  $k_{zz} (M_z, Ed + NEd eNz) / (M_z Rk / \Gamma_{M1})$  (EC3 6.3.3(4)-6.62)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-727,278	4011,500	4011,500				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	4011,500	4149,360	9020,446	9020,446	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	76110,578	0,230	0,531	0,990	3969,385
MajorB (y-y)	b	0,340	76110,578	0,230	0,531	0,990	3969,385
Minor (z-z)	c	0,490	6575,270	0,781	0,947	0,674	2703,903
MinorB (z-z)	c	0,490	6575,270	0,781	0,947	0,674	2703,903
Torsional TF	c	0,490	9020,446	0,667	0,837	0,745	2988,909

#### MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	-92,467	-92,467	490,965	490,965	461,125	467,764	
Minor (z-z)	-0,013	-0,040	227,555	227,555	227,555		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,400	0,601	0,953	2,700	3066,182
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,005	0,632	0,860	1,053			

#### SHEAR DESIGN

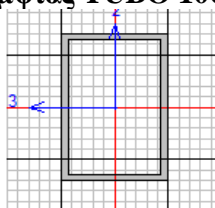
	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	41,222	0,000	773,721	0,053	OK
Minor (y)	0,005	0,000	1859,595	2,875E-06	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
Reduction	773,721	1,200	0,438		

#### BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P	P
	Comp	Tens
Axial	-727,278	0,000

### 5.3.7 Οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμγιάς TUBO 100x70x4

Units KN, m, C



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

Frame : 1040 X Mid: 33,075 Combo: COMB7 Design Type: Brace  
Length: 4,537 Y Mid: 60,125 Shape: TUBO100X70X4 Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 0,000 Z Mid: 8,719 Class: Class 1 Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,001 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,001 iyy=1,810E-06 iyy=0,037 Wel,yy=3,620E-05 Weff,yy=3,620E-05  
It=1,982E-06 Izz=1,031E-06 izz=0,028 Wel,zz=2,946E-05 Weff,zz=2,946E-05  
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,100 Wpl,yy=4,381E-05 Av,y=5,336E-04  
E=210000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=3,409E-05 Av,z=7,624E-04

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-67,989	0,000	0,000	-0,305	0,000	0,000

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

D/C Ratio: 0,748 = 0,729 + 0,019 + 0,000 < 0,950 OK  
=  $\frac{Ned}{(\chi_z Rk / \Gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(My, Ed + Ned eNy)}{(\chi_{LT} My, Rk / \Gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(Mz, Ed + Ned eNz)}{(Mz, Rk / \Gamma_{M1})}$  (EC3 6.3.3(4)-6.62)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc, Rd	Nt, Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-67,989	460,080	460,080				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	460,080	475,891	73026,984	103,819	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	0,210	182,262	1,589	1,908	0,337	155,202
MajorB (y-y)	a	0,210	182,262	1,589	1,908	0,337	155,202
Minor (z-z)	a	0,210	103,819	2,105	2,916	0,203	93,259
MinorB (z-z)	a	0,210	103,819	2,105	2,916	0,203	93,259
Torsional TF	a	0,210	103,819	2,105	2,916	0,203	93,259

#### MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,000	0,346	15,553	15,553	15,553	14,330	
Minor (z-z)	0,000	0,000	12,102	12,102	12,102		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Cl	Mcr
LTB	d	0,760	0,303	0,585	0,921	1,316	169,629
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,283	0,950	0,770	1,583			

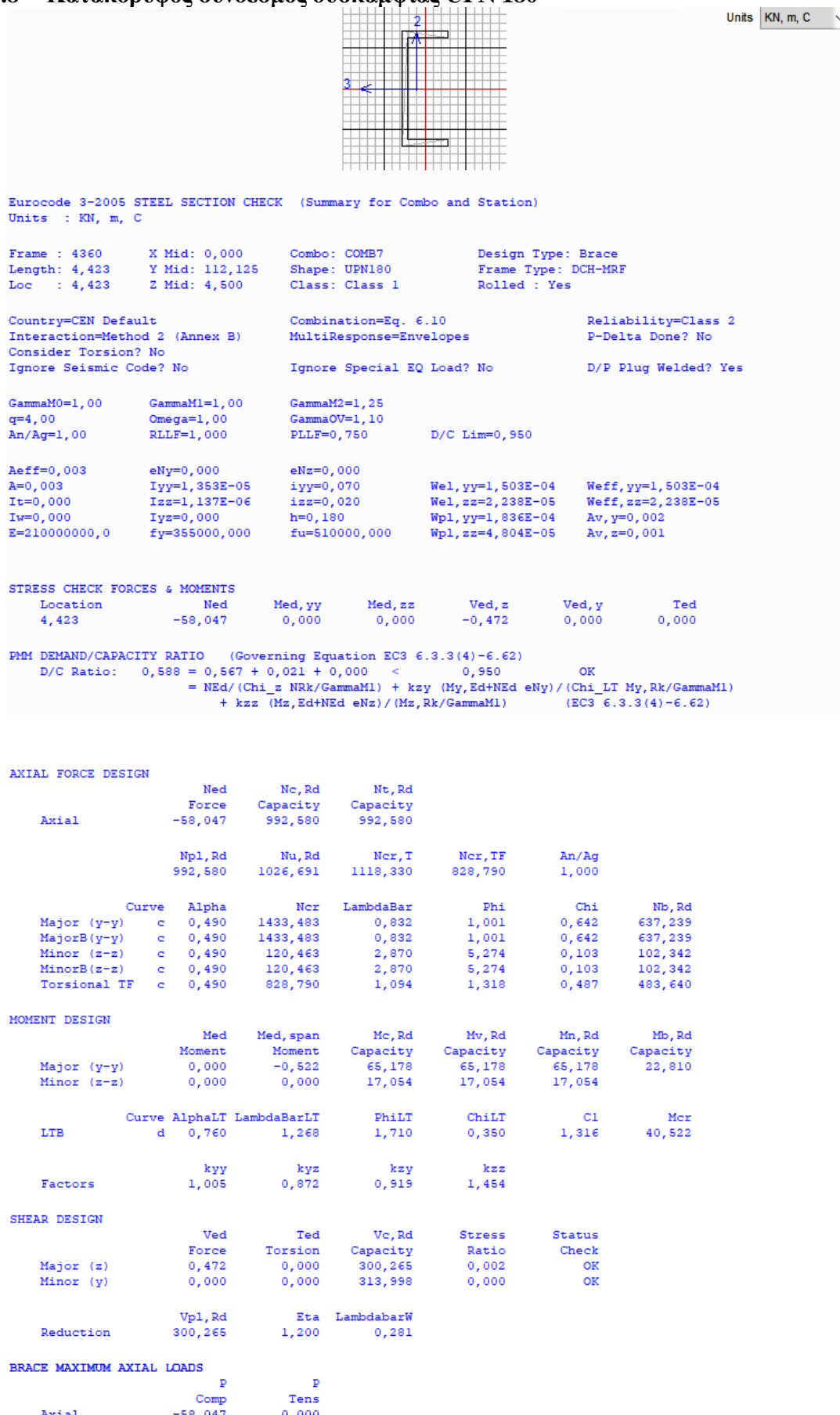
#### SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc, Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	0,305	0,000	156,251	0,002	OK
Minor (y)	0,000	0,000	109,376	0,000	OK
	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW		
Reduction	156,251	1,200	0,327		

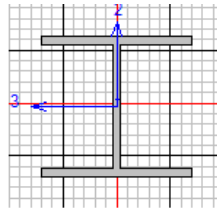
#### BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS

	P	P
	Comp	Tens
Axial	-67,989	0,000

### 5.3.8 Κατακόρυφος σύνδεσμος δισκαμψίας UPN 180



### 5.3.9 Τεγίδα HEA 140



Units KN, m, C

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

Frame : 3061 X Mid: 2,100 Combo: COMB7 Design Type: Beam  
Length: 6,500 Y Mid: 48,750 Shape: HE140A Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 6,500 Z Mid: 7,208 Class: Class 1 Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,003 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,003 Iyy=1,033E-05 iyy=0,057 Wel,yy=1,553E-04 Weff,yy=1,553E-04  
It=0,000 Izz=3,890E-06 izz=0,035 Wel,zz=5,557E-05 Weff,zz=5,557E-05  
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,133 Wpl,yy=1,730E-04 Av,y=0,003  
E=210000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=8,480E-05 Av,z=0,001

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
6,500	10,200	0,000	0,000	7,593	0,000	0,000

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

D/C Ratio: 0,381 = 0,000 + 0,381 + 0,000 < 0,950 OK  
=  $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{(M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny})}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{(M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz})}{(M_{z,Rk}/\gamma_{M1})}$  (EC3 6.3.3(4)-6.62)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Npl,Rd 1114,700	Nu,Rd 1153,008	Ncx,T 1607,931	Ncx,TF 1607,931	An/Ag 1,000
Axial	10,200	1114,700	1114,700					
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd	
Major (y-y)	b	0,340	506,749	1,483	1,818	0,349	388,484	
MajorB (y-y)	b	0,340	506,749	1,483	1,818	0,349	388,484	
Minor (z-z)	c	0,490	190,828	2,417	3,964	0,141	156,877	
MinorB (z-z)	c	0,490	190,828	2,417	3,964	0,141	156,877	
Torsional TF	c	0,490	1607,931	0,833	1,002	0,642	715,294	

#### MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major (y-y)	0,000	12,339	61,415	61,415	61,415	32,392	
Minor (z-z)	0,000	0,000	30,104	30,104	30,104		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	1,204	1,330	0,527	1,136	42,360
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,950	0,600	1,000	1,000			

#### SHEAR DESIGN

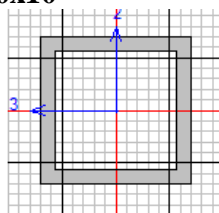
	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	7,593	0,000	207,163	0,037	OK
Minor (y)	0,000	0,000	512,808	0,000	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
Reduction	207,163	1,200	0,300		

#### CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor Left	VMajor Right
Major (V2)	7.593	7.593



### 5.3.10 Κεφαλοδοκός TUBO 100x100x10



Units KN, m, C

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

Frame : 2971 X Mid: 0,000 Combo: COMB10 Design Type: Beam  
Length: 6,500 Y Mid: 48,750 Shape: TUBO100X100X10 Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 6,500 Z Mid: 7,000 Class: Class 1 Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,00 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,004 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,004 Iyy=4,920E-06 iyy=0,037 Wel,yy=9,840E-05 Weff,yy=9,840E-05  
It=7,290E-06 Izz=4,920E-06 izz=0,037 Wel,zz=9,840E-05 Weff,zz=9,840E-05  
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,100 Wpl,yy=1,220E-04 Av,y=0,002  
E=210000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=1,220E-04 Av,z=0,002

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
6,500	1,220	0,000	0,000	-8,849	0,000	0,000

#### BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)

D/C Ratio: 0,347 = 0,000 + 0,347 + 0,000 < 0,950 OK  
= NEd/(Chi\_y NRk/GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi\_LT My,Rk/GammaM1)  
+ kyz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	1,220	1278,000	1278,000				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1278,000	1321,920	215417,448	241,356	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	241,356	2,301	3,368	0,172	219,297
MajorB (y-y)	a	0,210	241,356	2,301	3,368	0,172	219,297
Minor (z-z)	a	0,210	241,356	2,301	3,368	0,172	219,297
MinorB (z-z)	a	0,210	241,356	2,301	3,368	0,172	219,297
Torsional TF	a	0,210	241,356	2,301	3,368	0,172	219,297

#### MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,000	-14,380	43,310	43,310	43,310	39,418	
Minor (z-z)	0,000	0,000	43,310	43,310	43,310		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,318	0,595	0,910	1,136	428,384
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,950	0,600	0,570	1,000			

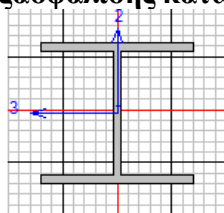
#### SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	8,849	0,000	368,927	0,024	OK
Minor (y)	0,000	0,000	368,927	0,000	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
Reduction	368,927	1,200	0,114		

#### CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	8,849	8,849

### 5.3.11 Οριζόντια δοκός HEA 140( εξασφάλιση κάτω πέλματος ζυγώματος)



Units KN, m, C

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

Frame : 3457 X Mid: 6,300 Combo: COMB24 Design Type: Beam  
Length: 6,500 Y Mid: 48,750 Shape: HE140A Frame Type: DCH-MRF  
Loc : 3,250 Z Mid: 6,000 Class: Class 1 Rolled : Yes

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

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25  
q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10  
An/Ag=1,00 RLLF=1,00 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,003 eNy=0,000 eNz=0,000  
A=0,003 Iyy=1,033E-05 iyy=0,057 Wel,yy=1,553E-04 Weff,yy=1,553E-04  
It=0,000 Izz=3,890E-06 izz=0,035 Wel,zz=5,557E-05 Weff,zz=5,557E-05  
Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,133 Wpl,yy=1,730E-04 Av,y=0,003  
E=210000000,0 fy=355000,000 fu=510000,000 Wpl,zz=8,480E-05 Av,z=0,001

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,250	0,088	-0,188	0,072	18,446	0,020	6,585E-04

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

D/C Ratio: 0,008 = 0,000 + 0,006 + 0,002 < 0,950 OK  
=  $\frac{Ned}{(\chi_{z,z} N_{Rk}/\gamma_{M1})} + k_{zy} \frac{(My,Ed+NEd eNy)}{(\chi_{LT} My,Rk/\gamma_{M1})} + k_{zz} \frac{(Mz,Ed+NEd eNz)}{(Mz,Rk/\gamma_{M1})}$  (EC3 6.3.3(4)-6.62)

#### AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
Force	Capacity	Capacity					
Axial	0,088	1114,700	1114,700	1607,931	1607,931	1,000	
	Npl,Rd	Nu,Rd					
	1114,700	1153,008					
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	2026,995	0,742	0,867	0,760	846,863
MajorB (y-y)	b	0,340	2026,995	0,742	0,867	0,760	846,863
Minor (z-z)	c	0,450	190,828	2,417	3,964	0,141	156,877
MinorB (z-z)	c	0,450	190,828	2,417	3,964	0,141	156,877
Torsional TF	c	0,450	1607,931	0,833	1,002	0,642	715,294

#### MOMENT DESIGN

	Med	Med, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
Moment	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	-0,188	-0,188	61,415	61,415	61,415	30,673	
Minor (z-z)	0,072	0,072	30,104	30,104	30,104		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	1,250	1,391	0,499	1,055	39,321
	kyy	kzy	kzz				
Factors	0,670	0,540	1,000	0,900			

#### SHEAR DESIGN

	Ved	Ted	Vc,Rd	Stress	Status
Force	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check
Major (z)	19,348	6,841E-04	207,163	0,093	OK
Minor (y)	0,022	0,000	512,808	4,307E-05	OK
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW		
Reduction	207,163	1,200	0,300		

#### CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS

	VMajor	VMajor
	Left	Right
Major (V2)	0,473	0,473

## 5.4 Έλεγχος βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στην παράγραφο αυτή θα ελεγχθούν τα βέλη από τα δυσμενέστερα μέλη κάθε ομάδας στοιχείων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, και θα συγκριθούν με τις αντίστοιχες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης του πίνακα 10.

Τα βέλη υπολογίζονται από το SAP2000 για ανάλυση με τους συνδυασμούς σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

Έλεγχος σε κατακόρυφα βέλη κάμψης

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

όπου:

$\delta_0$  είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

$\delta_1$  είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων

$\delta_2$  είναι το βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων

Τα μέγιστα βέλη κάμψης που βρέθηκαν στα ζυγώματα των πλαισίων από την ανάλυση στο SAP2000 είναι:

$$\delta_1 = 2,93\text{cm}$$

$$\delta_2 = 1,47\text{cm} < \delta_{2\max} = 2532/250 = 10,13\text{cm}$$

$$\delta = 4,4\text{cm} < \delta_{\max} = 2532/200 = 12,66\text{cm}$$

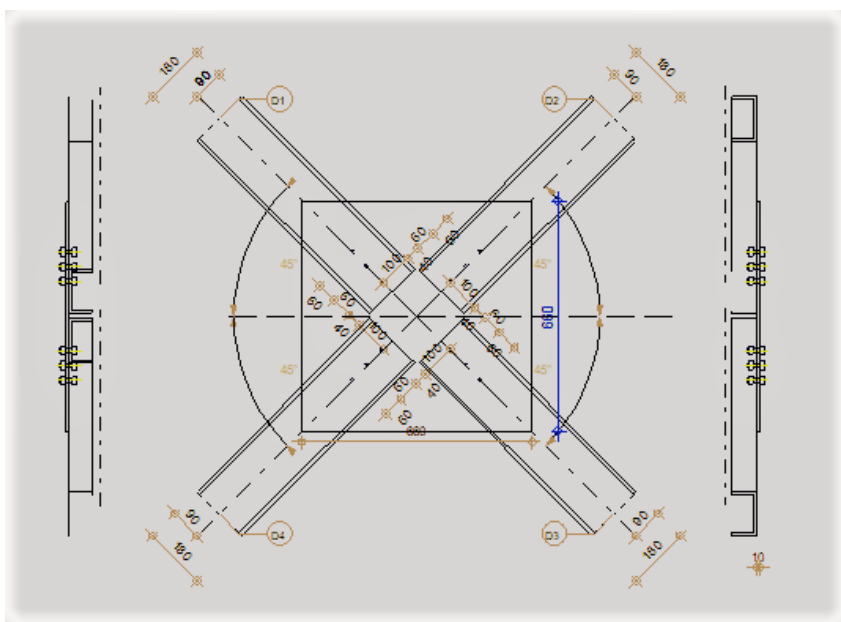
## 6 Έλεγχος συνδέσεων

### 6.1 Εισαγωγή

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν τον συνολικό φορέα. Οι συνδέσεις αναλαμβάνουν τη μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων της κατασκευής και ουσιαστικά την τελική ροή των δράσεων επί της κατασκευής. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων. Οι συνδέσεις διαστασιολογήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος Robot Structural Analysis 2020. Τα φορτία που επιλέχθηκαν για τις συνδέσεις είναι τα δυσμενέστερα εντατικά φορτία για κάθε τύπου σύνδεση που έδωσε το πρόγραμμα SAP2000.

### 6.2 Έλεγχοι συνδέσεων στην παρούσα εργασία

#### 6.2.1 Σύνδεση Κατακόρυφου Συνδέσμου Δυσκαμψίας



Σχήμα 6.1: Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΡΑΒΔΟΙ

	ΡΑΒΔΟΣ 1	ΡΑΒΔΟΣ 2	ΡΑΒΔΟΣ 3	ΡΑΒΔΟΣ 4	
<b>ΔΙΑΤΟΜΗ:</b>	UPN 180	UPN 180	UPN 180	UPN 180	
h	180	180	180	180	mm
b <sub>f</sub>	70	70	70	70	mm
t <sub>w</sub>	8	8	8	8	mm
t <sub>f</sub>	11	11	11	11	mm

		ΡΑΒΔΟΣ 1	ΡΑΒΔΟΣ 2	ΡΑΒΔΟΣ 3	ΡΑΒΔΟΣ 4		
	r	11	11	11	11		mm
	A	27,83	27,83	27,83	27,83		cm <sup>2</sup>
<b>ΥΛΙΚΟ</b>		S355	S355	S355	S355		
	f <sub>y</sub>	355,00	355,00	355,00	355,00		MPa
	f <sub>u</sub>	490,00	490,00	490,00	490,00		MPa
<b>ΓΩΝΙΑ</b>	a	45,0	45,0	45,0	45,0		Deg

## ΚΟΧΛΙΕΣ

### **ΡΑΒΔΟΙ 1-4**

ΠΟΙΟΤΗΤΑ =	8.8	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ
d =	12 [mm]	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ
d <sub>0</sub> =	13 [mm]	Διάμετρος οπής κοχλία
A <sub>s</sub> =	0,84 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ
A <sub>v</sub> =	1,13 [cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
f <sub>yb</sub> =	640,00 [MPa]	ΟΡΙΟ ΔΙΑΡΡΟΗΣ
f <sub>ub</sub> =	800,00 [MPa]	Εφελκυστική αντοχή κοχλία
n =	3	ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ
ΚΕΝΟ ΚΟΧΛΙΑ	60;60 [mm]	
e <sub>1</sub> =	40 [mm]	Απόσταση του κέντρου βάρους του πρώτου κοχλία από το άκρο του μέλους
e <sub>2</sub> =	90 [mm]	Απόσταση του άξονα των κοχλιών από το άκρο του μέλους
e <sub>c</sub> =	100 [mm]	Απόσταση του άκρου του μέλους από την τομή των αξόνων των μελών

### ΣΥΝΔΕΤΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

l <sub>p</sub> =	660 [mm]	ΜΗΚΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
h <sub>p</sub> =	660 [mm]	ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
t <sub>p</sub> =	10 [mm]	ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ
Κέντρο βάρους λεπίδας σε σχέση με το κέντρο βάρους των ράβδων	(0;0)	
e <sub>v</sub> =	330 [mm]	Κάθετη απόσταση του άκρου της λεπίδας από την τομή των αξόνων του μέλους
e <sub>H</sub> =	330 [mm]	Οριζόντια απόσταση του άκρου της λεπίδας από την τομή των αξόνων του μέλους
ΥΛΙΚΟ	S355	
f <sub>y</sub> =	355,00 [MPa]	ΑΝΤΟΧΗ

### ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

g <sub>M0</sub> =	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
g <sub>M2</sub> =	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

### ΦΟΡΤΙΑ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ:	ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.
N <sub>b1,Ed</sub> =	33,00 [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
N <sub>b2,Ed</sub> =	-58,00 [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
N <sub>b3,Ed</sub> =	33,00 [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ
N <sub>b4,Ed</sub> =	-58,00 [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΡΑΒΔΟΣ 1 ΚΑΙ 3

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

F<sub>v,Rd</sub> = 43,43 [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία F<sub>v,Rd</sub> = 0.6\*f<sub>ub</sub>\*A<sub>v</sub>\*m/g<sub>M2</sub>

#### Κοχλίες στη ράβδο

Διεύθυνση x

k<sub>1x</sub> = 2,50 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ F<sub>b,Rd</sub> k<sub>1x</sub> = min[2.8\*(e<sub>2</sub>/d<sub>0</sub>) - 1.7, 2.5]

k<sub>1x</sub> > 0.0 2,50 > 0,00 **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

a<sub>bx</sub> = 1,0 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ a<sub>bx</sub> = min[e<sub>1</sub>/(3\*d<sub>0</sub>), p<sub>1</sub>/(3\*d<sub>0</sub>) - 0.25, f<sub>ub</sub>/f<sub>u</sub>, 1]  
 = 0 ΚΟΧΛΙΩΝ

$a_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{b,Rd} = 94$ [kN] ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ		$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$
$a_{bx} = 08$ N] ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ		

Διεύθυνση z

$k = 2,50$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$a_{bz} = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{b,Rd1z} = 94,08$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$

#### Κοχλίες στην πλάκα

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2,50$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$a_{bx} = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΠΟ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ	$a_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>

$F_{b,Rd2x} = 117,60$  [kN] ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2,50$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$a_{bz} = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>
$F_{b,Rd2z} = 117,60$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_{M2}$

### Έλεγχος σύνδεσης σύμφωνα με τις δυνάμεις που εφαρμόζονται στους κοχλίες

#### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{NSd} = 11,00$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ
$F_{x,Ed} = 11,00$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z
$F_{Ed} = 11,00$ [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ
$F_{Rdx} = 94,08$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x
$F_{Rdz} = 94,08$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 11,00  < 94,08$ <b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,12)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0,00  < 94,08$ <b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$11,00 < 43,43$ <b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,25)

### Έλεγχος διατομής μειωμένης αντοχής λόγω ανοιγμάτων

$A_{net} = 26,79$ [cm <sup>2</sup> ]	Περιοχή καθαρής διατομής	$A_{net} = A - t \cdot d_0$
$N_{uRd} = 945,02$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή καθαρής διατομής	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{t1}) / g_{M2}$
$N_{plRd} = 987,83$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής	$N_{plRd} = A \cdot f_{y1} / g_{M0}$
$ N_{b1,Ed}  \leq N_{tRd}$	$ 33,00  < 945,02$ <b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,03)	
$ N_{b1,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 33,00  < 987,83$ <b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,03)	

### Έλεγχος ραβδού – αποσχισή

$A_{nt} = 6,68$ [cm <sup>2</sup> ]	ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ
$A_{nv} = 10,20$ [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$V_{effRd} = 339,99$ [kN]	ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ
$ N_{b1,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 33,00  < 339,99$ <b>ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,10)

### ΡΑΒΔΟΣ 2 ΚΑΙ 4

#### ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 43,43$  [kN] Αντοχή σε διάτμηση του βυθιζόμενου τμήματος κοχλία  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / g_{M2}$

Κοχλίες στη ράβδο

Διεύθυνση x			
$k_{1x} = 2,50$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	
$a_{bx} = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ	$a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$a_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	
$F_{b,Rd1x} = 94,08$ [kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ		

Διεύθυνση z			
$k_{1z} = 2,50$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	
$a_{bz} = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$a_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	
$F_{b,Rd1z} = 94,08$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / gM2$	

### Κοιλίες στην πλάκα

Διεύθυνση x			
$k_{1x} = 2,50$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	
$a_{bx} = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΠΟΥ ΟΡΙΖΕΤΑΙ ΑΠΟ ΤΗΝ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ	$a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$a_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	
$F_{b,Rd2x} = 117,60$ [kN]	ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΕΙΟΥ	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / gM2$	

Διεύθυνση z			
$k_{1z} = 2,50$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	
$a_{bz} = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$a_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	
$F_{b,Rd2z} = 117,60$ [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / gM2$	

## Έλεγχος σύνδεσης συμφώνα με τις δυνάμεις που εφαρμόζονται στους κοιλίες

### ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{NSd} = -19,33$ [kN]	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ	$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
$F_{x,Ed} = -19,33$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοιλία στη διεύθυνση y	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN]	Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοιλία στη διεύθυνση z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 19,33$ [kN]	ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 94,08$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοιλία στη διεύθυνση x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} = 94,08$ [kN]	Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοιλία στη διεύθυνση z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ -19,33  < 94,08$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,21)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 0,00  < 94,08$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$19,33 < 43,43$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,45)

## Έλεγχος διατομής μειωμένης αντοχής λόγω ανοιγμάτων

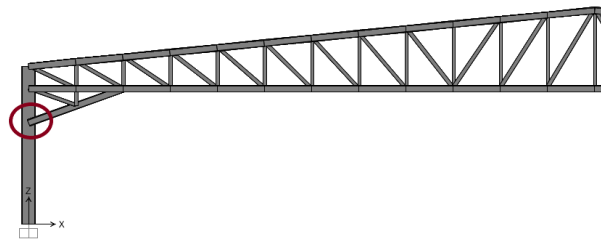
$A_{net} = 26,79$ [cm <sup>2</sup> ]	Περιοχή καθαρής διατομής	$A_{net} = A - t * d_0$
$N_{u,Rd} = 945,02$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή καθαρής διατομής	$N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{t2}) / gM2$
$N_{pl,Rd} = 987,83$ [kN]	Σχεδιαστική πλαστική αντοχή μεικτής διατομής	$N_{pl,Rd} = A * f_{y2} / gM0$
$ N_{b2,Ed}  \leq N_{t,Rd}$	$ -58,00  < 945,02$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,06)
$ N_{b2,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -58,00  < 987,83$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,06)

## Έλεγχος ραβδού – αποσχίση

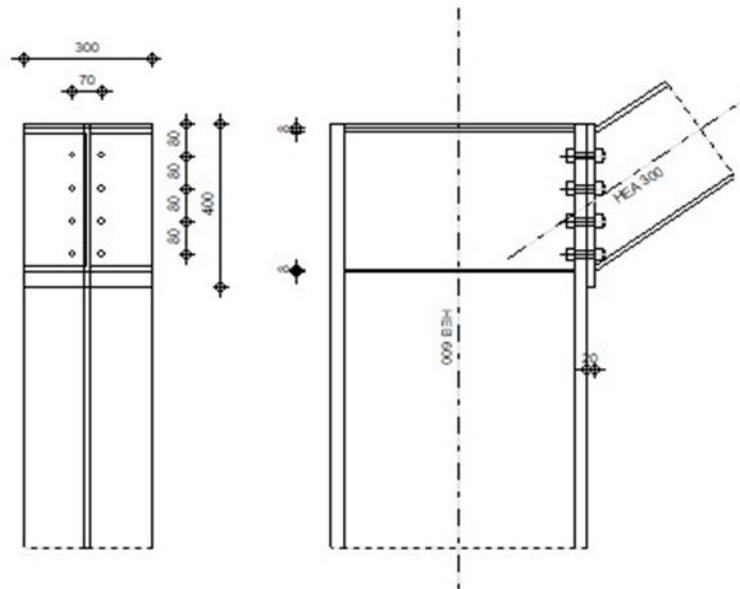
$A_{nt} = 6,68$	[cm <sup>2</sup> ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ]		
$A_{nv} = 10,20$	[cm <sup>2</sup> ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ]		
$V_{effRd} = 339,9$	[kN] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2}$ $(1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	+
$ N_{b2,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ -58,00  < 339,99$	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b>	(0,17)

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ** ΛΟΓΟΣ 0,45

### 6.2.2 Σύνδεση υποστύλωματος με δοκό μικρού δικτυώματος



Σχήμα 6.2: Σημείο της σύνδεσης στο φορέα



Σχήμα 6.3: Σύνδεση υποστύλωματος με την αντίστοιχη δοκό

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 600

$a = -90,0$	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_c = 600$	[mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_{fc} = 300$	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} = 16$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{fc} = 30$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΑΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c = 27$	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ



ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 600  
a = -90,0 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ  
A<sub>c</sub> = 269,96 [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
I<sub>xc</sub> = 171041,00 [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S355  
f<sub>yc</sub> = 355,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### ΔΟΚΟΣ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEA 300  
a = 35,0 [Deg] ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ  
h<sub>b</sub> = 290 [mm] ΥΨΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
b<sub>f</sub> = 300 [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
t<sub>wb</sub> = 9 [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
t<sub>fb</sub> = 14 [mm] ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
r<sub>b</sub> = 27 [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
r<sub>b</sub> = 27 [mm] ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
A<sub>b</sub> = 112,53 [cm<sup>2</sup>] ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ  
I<sub>xb</sub> = 18263,50 [cm<sup>4</sup>] ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΤΟΥ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

ΥΛΙΚΟ S355  
f<sub>yb</sub> = 355,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### ΚΟΧΛΙΕΣ

d = 16 [mm] ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  
ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10.9 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ  
F<sub>tRd</sub> = 113,04 [kN] Εφελκυστική αντοχή κοχλία  
n<sub>h</sub> = 2 ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ  
n<sub>v</sub> = 4 ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ  
h<sub>1</sub> = 80 [mm] Απόσταση μεταξύ πρώτου κοχλία και άνω άκρου λεπίδας σύνδεσης  
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ e<sub>i</sub> = 70 [mm]  
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ p<sub>i</sub> = 80;80;80 [mm]

### ΠΛΑΚΑ

h<sub>p</sub> = 400 [mm] ΥΨΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ  
b<sub>p</sub> = 300 [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ  
t<sub>p</sub> = 20 [mm] ΠΑΧΟΣ ΛΕΠΙΔΑΣ

ΥΛΙΚΟ S355  
f<sub>yp</sub> = 355,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

#### ΑΝΩ

h<sub>su</sub> = 540 [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ  
b<sub>su</sub> = 142 [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ  
t<sub>hu</sub> = 8 [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235  
f<sub>ysu</sub> = 235,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

#### ΚΑΤΩ

h<sub>sd</sub> = 540 [mm] ΥΨΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ  
b<sub>sd</sub> = 142 [mm] ΠΛΑΤΟΣ ΝΕΥΡΩΣΗΣ  
t<sub>hd</sub> = 8 [mm] ΠΑΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

ΥΛΙΚΟ S235  
f<sub>ysu</sub> = 235,00 [MPa] ΑΝΤΟΧΗ

### Συγκολλήσεις εξωραφής

a<sub>w</sub> = 5 [mm] ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ ΚΟΡΜΟΥ  
a<sub>r</sub> = 8 [mm] ΚΟΛΛΗΣΗ ΠΕΛΜΑΤΟΣ  
a<sub>s</sub> = 5 [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

## ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ

$g_{M0} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$g_{M1} =$	1,00	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$g_{M2} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]
$g_{M3} =$	1,25	ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	[2.2]

## ΦΟΡΤΙΑ

### **ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ**

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$M_{b1,Ed} = -84,00$	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$V_{b1,Ed} = -38,00$	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$N_{b1,Ed} = -680,00$	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ
$M_{c1,Ed} = 690,00$	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$V_{c1,Ed} = -307,00$	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$N_{c1,Ed} = -450,00$	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ
$M_{c2,Ed} = 590,00$	[kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$V_{c2,Ed} = 320,00$	[kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
$N_{c2,Ed} = -185,00$	[kN]	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΑΝΩΤΑΤΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ

#### **ΘΛΙΨΗ**

$A_b = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / g_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 3994,74$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ EN1993-1-1:[6.2.4]

#### **ΔΙΑΤΜΗΣΗ**

$A_{vb} = 37,28$  [cm<sup>2</sup>] ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / g_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 764,05$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,05 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,05)

#### **ΚΑΜΨΗ - ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΡΟΠΗ(ΧΩΡΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ)**

$W_{plb} = 1383,40$  [cm<sup>3</sup>] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ modulus EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / g_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 491,1$  [kN\*m] ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ (ΧΩΡΙΣ EN1993-1-1:  
= 1 ] ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ) 1:[6.2.5.(2)]

#### **ΚΑΜΨΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η'ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ**

$W_{el} = 1776,49$  [cm<sup>3</sup>] ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / g_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 630,65$  [kN\*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

#### **ΚΑΜΨΗ ΜΕ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕ ΠΛΑΚΑ Η' ΣΕ ΣΥΝΔΕΔΕΜΕΝΟ ΜΕΛΟΣ -**

$n = 0,17$  ΛΟΓΟΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΠΡΟΣ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]

$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$

$M_{Nb,Rd} = 523,3$  [kN\*m] ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ(ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ)ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ EN1993-1-1:  
= 0 ] ΚΑΜΨΗ 1:[6.2.9.2.(1)]

#### **ΠΕΛΑΜΑ-ΚΟΡΜΟΣ ΘΛΙΨΗ**

$M_{cb,Rd} = 630,65$  [kN\*m] ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 337$  [mm] ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΠΕΛΑΜΑΤΩΝ [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 1871,74$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΘΛΙΒΟΜΕΝΟΥ ΠΕΛΑΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΚΟΡΜΟΥ [6.2.6.7.(1)]

## ΑΝΤΟΧΕΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

**ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ**

$M_{b1,Ed} = -84,00$ [kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΔΕΞΙ ΔΟΚΑΡΙ)	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m]	ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ (ΑΡΙΣΤΕΡΟ ΔΟΚΑΡΙ)	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = -307,00$ [kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΒΑΣΗΣ)	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 320,00$ [kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (ΑΝΩΤΕΡΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ)	[5.3.(3)]
$z = 261$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = -7,78$ [kN]	ΔΥΝΑΜΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΠΟΥ ΕΦΑΡΜΟΖΕΤΑΙ ΣΕ ΚΟΡΜΟ	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 110,81$ [cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 110,81$ [cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 346$ [mm]	ΚΕΝΤΡΟΒΑΡΙΚΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 23,96$ [kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$ [kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΥΨΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$ [kN*m]	ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΗΣ ΧΑΜΗΛΟΤΕΡΗΣ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 ( A_{vs} * f_{y,wc} ) / ( \sqrt{3} g_{M0} ) + \text{Min}( 4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , ( 2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd} ) / d_s )$		
$V_{wp,Rd} = 2189,0$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	<b>ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ</b> (0,00)

**ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΑΝΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ**

ΦΕΡΩΝ:

$t_{wc} = 16$ [mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 365$ [mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 110,81$ [cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$w = 0,86$	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 114,70$ [MPa]	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,19$ [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} + A_s f_{ys} / g_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 2185,67$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

$d_{wc} = 486$ [mm]	ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$l_p = 1,04$	ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$r = 0,78$	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ	[6.2.6.2.(1)]
$l_s = 5,47$	ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$c_s = 1,00$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M1} + A_s c_s f_{ys} / g_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 1797,35$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} ( F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2} )$		
$F_{c,wc,Rd} = 1797,35$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(1)]

**ΚΟΡΜΟΣ- ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΘΛΙΨΗ - ΣΤΑΘΜΗ ΚΑΤΩ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ**

ΦΕΡΩΝ:

$t_{wc} = 16$ [mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 343$ [mm]	ΕΝΕΡΓΟ ΠΛΑΤΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΓΙΑ ΘΛΙΨΗ	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 110,81$ [cm <sup>2</sup> ]	ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$w = 0,88$	ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 114,70$ [MPa]	ΜΕΓΙΣΤΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΤΟ ΚΟΡΜΟ	[6.2.6.2.(2)]

$t_{wc} = 16$  [mm] ΕΝΕΡΓΟ ΠΑΧΟΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(6)]  
 $k_{wc} = 1,00$  ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ [6.2.6.2.(2)]  
 $A_s = \frac{19,1}{9}$  [cm<sup>2</sup>] ΕΜΒΑΔΟ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΟΡΜΟΥ EN1993-1-1:[6.2.4]

$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$   
 $F_{c,wc,Rd1} = 2108,24$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]

ΛΥΓΙΣΜΟΣ:

$d_{wc} = 486$  [mm] ΥΨΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ [6.2.6.2.(1)]  
 $I_p = 1,01$  ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΠΛΑΚΑΣ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]  
 $r = 0,79$  ΜΕΙΩΤΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΛΥΓΙΣΜΟ ΜΕΛΟΥΣ [6.2.6.2.(1)]  
 $I_s = 5,47$  ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΕΓΚΑΡΣΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ EN1993-1-1:[6.3.1.2]  
 $c_s = 1,00$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$F_{c,wc,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s c_s f_{ys} / \gamma_{M1}$   
 $F_{c,wc,Rd2} = 1766,93$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]

ΤΕΛΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$   
 $F_{c,wc,Rd,upp} = 1766,93$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ [6.2.6.2.(1)]

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

### ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ-ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΠΕΛΜΑΤΟΣ

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	6	-	115	-	80	35	45	35	45	98	2	2	2
2	6	-	115	-	80	35	166	35	166	160	80	80	80
3	6	-	115	-	80	35	166	35	166	160	80	80	80
4	6	-	115	-	80	35	45	35	45	98	2	2	2

### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ-ΜΠΡΟΣΤΙΝΟ ΕΛΑΣΜΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	25	-	115	-	80	158	201	158	201	159	119	119	119
2	25	-	115	-	80	158	244	158	244	160	80	80	80
3	25	-	115	-	80	158	244	158	244	160	80	80	80
4	25	-	115	-	80	158	244	158	244	159	162	159	162

m – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟΝ ΚΟΡΜΟ  
 m<sub>x</sub> – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΟ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ  
 e – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΚΡΑΙΑ ΑΚΜΗ  
 e<sub>x</sub> – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΚΟΧΛΙΑ ΑΠΟ ΤΗΝ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΕΞΩ ΑΚΜΗ  
 p – ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 l<sub>eff,cp</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ  
 l<sub>eff,nc</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ  
 l<sub>eff,1</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 1  
 l<sub>eff,2</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ mode 2  
 l<sub>eff,cp,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ  
 l<sub>eff,nc,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΜΗ ΚΥΚΛΙΚΗ ΜΟΡΦΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ  
 l<sub>eff,1,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 1  
 l<sub>eff,2,g</sub> – ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΟΜΑΔΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΓΙΑ mode 2

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp} )$   
 $N_{j,Rd} = 3533,85$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ [6.2]  
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  0,19 < 1,00 **ΕΠΙΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,19)

## ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ

$F_{t,Rd} = 113,04$  [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΓΙΑ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]  
 $B_{p,Rd} = 354,67$  [kN] Διατρητική διατμητική αντοχή κοχλία [ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]  
 $F_{t,fc,Rd}$  – 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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = w \text{ beff}_{t,wc} t_{wc} f_{yc} / gM0 \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = \text{beff}_{t,wb} t_{wb} f_{yb} / gM0 \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 1

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	195,03	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(1)} = 226,08$	226,08	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(1)} = 195,03$	195,03	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(1)} = 226,08$	226,08	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(1)} = 475,75$	475,75	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 709,35$	709,35	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/b = 2189,02$	2189,02	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} = 1766,93$	1766,93	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} = 1871,74$	1871,74	ΠΕΛΑΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 2

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	195,03	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(2)} = 226,08$	226,08	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(2)} = 195,03$	195,03	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(2)} = 226,08$	226,08	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(2)} = 475,75$	475,75	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 709,35$	709,35	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^1 F_{ii,Rd} = 2189,02 - 195,03$	1994,00	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1766,93 - 195,03$	1571,90	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1871,74 - 195,03$	1676,72	ΠΕΛΑΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 195,03$	257,13	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 447,53 - 195,03$	252,50	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 452,16 - 195,03$	257,13	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 599,53 - 195,03$	404,50	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - ΤΥΠΟΣ</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	195,03	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(3)} = 226,08$	226,08	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(3)} = 195,03$	195,03	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(3)} = 226,08$	226,08	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(3)} = 475,75$	475,75	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 709,35$	709,35	Κοχλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^2 F_{ii,Rd} = 2189,02 - 390,05$	1798,97	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1766,93 - 390,05$	1376,87	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1871,74 - 390,05$	1481,69	ΠΕΛΑΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 195,03$	257,13	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 853,06 - 195,03$	658,04	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 390,05$	288,19	ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 863,19 - 390,05$	473,13	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 452,16 - 195,03$	257,13	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠ
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 482,80 - 195,03$	287,77	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠ

$F_{t3,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t3,Rd,comp}$ p	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 678,24 - 390,05$	288,19	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 840,93 - 390,05$	450,88	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠΙ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ Νο. 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - ΤΥΠΟΣ	$F_{t4,Rd,comp}$	ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	195,03	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕΙΡΑΣ ΚΟΧΛΙΩΝ
$F_{t,fc,Rd(4)} = 226,08$	226,08	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wc,Rd(4)} = 195,03$	195,03	Column ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$F_{t,ep,Rd(4)} = 226,08$	226,08	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ
$F_{t,wb,Rd(4)} = 475,75$	475,75	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ
$B_{p,Rd} = 709,35$	709,35	Κοιλίες λόγω της διάτρησης από διάτμηση
$V_{wp,Rd/b} - \sum 1^3 F_{ii,Rd} = 2189,02 - 585,08$	1603,94	ΚΟΡΜΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΣΗ
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1766,93 - 585,08$	1181,85	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΟΡΜΟΥ-ΘΛΙΨΗ
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 1871,74 - 585,08$	1286,66	ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΑΡΙΟΥ - ΘΛΙΨΗ
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 195,03$	257,13	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 447,53 - 195,03$	252,50	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 390,05$	288,19	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 863,19 - 390,05$	473,13	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 585,08$	319,24	ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 873,29 - 585,08$	288,21	ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΟΣ - ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ - ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 452,16 - 195,03$	257,13	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 730,42 - 195,03$	535,39	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 678,24 - 390,05$	288,19	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 971,82 - 390,05$	581,77	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 904,32 - 585,08$	319,24	ΜΠΡΟΣΤΙΝΗ ΠΛΑΚΑ-ΤΑΣΗ-ΓΚΡΟΥΠΙ
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1329,95 - 585,08$	744,87	ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ-ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ-ΓΚΡΟΥΠΙ

#### 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	301	195,03	226,08	195,03	226,08	475,75	226,08	709,35
2	221	195,03	226,08	195,03	226,08	475,75	226,08	709,35
3	141	195,03	226,08	195,03	226,08	475,75	226,08	709,35
4	61	195,03	226,08	195,03	226,08	475,75	226,08	709,35

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

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

$$M_{j,Rd} = 141,55 \text{ [kN*m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,59 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,59)$$

#### ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ Μ+Ν ΑΛΛΗΠΙΔΡΑΣΗΣ

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,79 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,79)$$

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

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

$$F_{v,Rd} = 96,51 \text{ [kN]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ} \quad [\text{ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4}]$$

$a_v =$	0,60	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{v,Rd}$	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	113,04 [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	313,60 [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΔΙΑΜΕΣΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	313,60 [kN]	ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΠΙΟ ΑΠΟΜΑΚΡΥΣΜΕΝΟΥ ΚΟΧΛΙΑ	[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	226,08	-170,00	195,03	115,73	-54,27	193,02
2	226,08	-170,00	195,03	115,73	-54,27	193,02
3	226,08	-170,00	195,03	115,73	-54,27	193,02
4	226,08	-170,00	195,03	115,73	-54,27	193,02

$F_{tj,Rd,N}$  – 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

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

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

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

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

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 772,08 \text{ [kN]} \quad \text{ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

[ΠΙΝΑΚΑΣ 3.4]

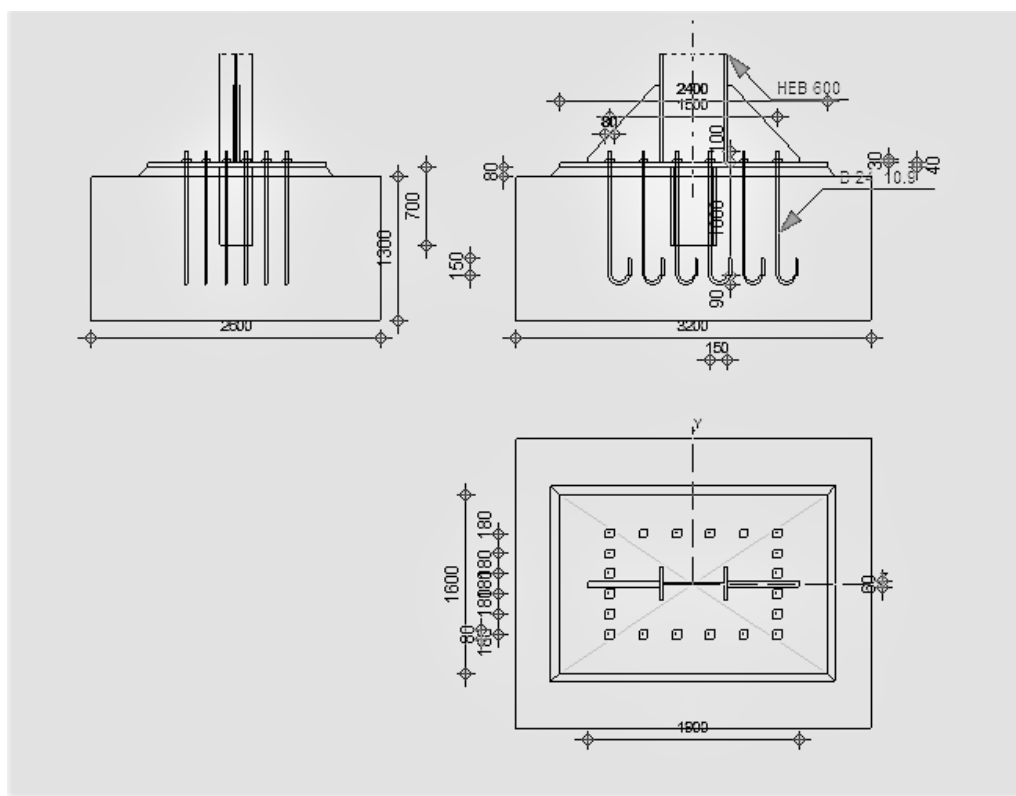
$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0,05)$$

### ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

$A_w =$	111,39 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΛΩΝ ΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	86,00 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	25,39 [cm <sup>2</sup> ]	ΕΜΒΑΔΟ ΚΑΘΕΤΩΝ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	26334,70 [cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΜΕ ΣΕΒΑΣΜΟ ΤΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΥ ΑΞΟΝΑ	[4.5.3.2(5)]
$s^{\wedge}max = t^{\wedge}max =$	-83,99 [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.2(6)]
$s^{\wedge}t =$	-71,80 [MPa]	ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΑΘΕΤΗ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.2(5)]
$t_{II} =$	-14,97 [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.2(5)]
$b_w =$	0,90	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΣΥΣΧΕΤΙΣΗΣ	[4.5.3.2(7)]
$\ddot{O}[s^{\wedge}max^2 + 3*(t^{\wedge}max^2)] \leq f_u / (b_w * g_{M2})$	167,98 < 435,56	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,39)
$\ddot{O}[s^{\wedge}t^2 + 3*(t^{\wedge}t^2)] \leq f_u / (b_w * g_{M2})$	145,92 < 435,56	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,34)
$s^{\wedge} \leq 0.9 * f_u / g_{M2}$	83,99 < 352,80	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ	(0,24)

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ 0,79**

### 6.2.3 Σύνδεση θεμελίου υποστυλώματος



Σχήμα 6.4: Κάτοψη και όψεις σύνδεσης θεμελίου υποστυλώματος

## ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ

### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 600

$L_c = 7,00$	[m]	ΜΗΚΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$a = 0,0$	[Deg]	ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ
$h_c = 600$	[mm]	ΥΨΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$b_{fc} = 300$	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{wc} = 16$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$t_{fc} = 30$	[mm]	ΠΑΧΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$r_c = 27$	[mm]	ΑΚΤΙΝΑ ΣΥΝΑΡΜΟΓΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$A_c = 269,96$	[cm <sup>2</sup> ]	ΔΙΑΣΤΑΥΡΟΥΜΕΝΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ
$I_{yc} = 171041,00$	[cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{yc} = 355,00$	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ
$f_{uc} = 490,00$	[MPa]	ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

### ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$l_{pd} = 2400$	[mm]	ΜΗΚΟΣ
$b_{pd} = 1600$	[mm]	ΠΛΑΤΟΣ
$t_{pd} = 40$	[mm]	ΠΑΧΟΣ

ΥΛΙΚΟ S355

$f_{ypd} = 355,00$	[MPa]	ΑΝΤΟΧΗ
$f_{upd} = 490,00$	[MPa]	ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΕΝΟΣ ΥΛΙΚΟΥ

### ΔΓΚΥΡΩΣΗ



ΠΟΙΟΤΗΤΑ = 10,9                      ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΑΓΚΥΡΩΣΗΣ  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa]                      ΤΑΣΗ ΔΙΑΡΡΟΗΣ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ  
 $f_{ub} = 1000,00$  [MPa]                      ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ ΤΟΥ ΑΓΚΥΡΙΟΥ  
 $d = 24$  [mm]                      ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ ΚΟΧΛΙΑ  
 $A_s = 3,53$  [cm<sup>2</sup>]                      ΕΝΕΡΓΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΑ  
 $A_v = 4,52$  [cm<sup>2</sup>]                      ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΟΜΗΣ ΚΟΧΛΙΩΝ  
 $n_H = 6$                       ΑΡΙΘΜΟΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ  
 $n_v = 6$                       ΑΡΙΘΜΟΣ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ  
ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ  $e_{Hi} = 300;300;300$  [mm]  
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ  $e_{vi} = 180;180;180$  [mm]

#### **ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ**

$L_1 = 100$  [mm]  
 $L_2 = 1000$  [mm]  
 $L_3 = 180$  [mm]  
 $L_4 = 150$  [mm]

#### **ΔΑΚΤΥΛΙΟΣ**

$l_{wd} = 80$  [mm]                      ΜΗΚΟΣ  
 $b_{wd} = 80$  [mm]                      ΠΛΑΤΟΣ  
 $t_{wd} = 30$  [mm]                      ΠΑΧΟΣ

#### **ΠΤΕΡΥΓΙΟ**

ΔΙΑΤΟΜΗ: HEB 400  
 $l_w = 700$  [mm]                      ΜΗΚΟΣ  
ΥΛΙΚΟ S355  
 $f_{yw} = 355,00$  [MPa]                      ΑΝΤΟΧΗ

#### **ΕΝΙΣΧΥΣΗ**

$l_s = 1900$  [mm]                      ΜΗΚΟΣ  
 $h_s = 700$  [mm]                      ΥΨΟΣ  
 $t_s = 60$  [mm]                      ΠΑΧΟΣ  
 $d_1 = 50$  [mm]                      ΤΟΜΗ  
 $d_2 = 50$  [mm]                      ΤΟΜΗ

#### **ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ**

$g_{M0} = 1,00$                       ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ  
 $g_{M2} = 1,25$                       ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ  
 $g_C = 1,50$                       ΜΕΡΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

#### **ΒΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

$L = 3200$  [mm]                      ΜΗΚΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ  
 $B = 2600$  [mm]                      ΠΛΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ  
 $H = 1300$  [mm]                      ΥΨΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ

#### **ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΠΟΙΟΤΗΤΑ C30/37  
 $f_{ck} = 30,00$  [MPa]                      ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

#### **ΣΤΡΩΣΗ ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑΤΟΣ**

$t_g = 80$  [mm] ΠΑΧΟΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (ΤΣΙΜΕΝΤΕΝΕΜΑ)  
 $f_{ck,g} = 12,0$  [MPa]                      ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΘΛΙΨΗ  
 $= 0$  ]

$C_{f,d} = 0,30$                       ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΤΡΙΒΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΕΩΣ ΚΑΙ ΤΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

#### **ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ**

$a_p = 40$  [mm] ΠΛΑΚΑ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΗΣ ΒΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ  
 $a_w = 35$  [mm] ΠΤΕΡΥΓΙΟ  
 $a_s = 15$  [mm] ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

#### **ΦΟΡΤΙΑ**

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΑΠΟ ΧΡΗΣΤΗ.

$N_{j,Ed} = -481,00$  [kN]                      ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ  
 $V_{j,Ed,y} = -0,50$  [kN]                      ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

$N_{j,Ed} = -481,00$  [kN] ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ  
 $V_{j,Ed,z} = -321,00$  [kN] ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ  
 $M_{j,Ed,y} = -730,00$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ  
 $M_{j,Ed,z} = -1,50$  [kN\*m] ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,08 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,08)
$e_y = 1393$ [mm]	ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ [6.2.8.3]	
$z_{c,y} = 506$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{l,y} = 750$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 774,47$ [kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,87 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,87)
$e_z = 3$ [mm]	ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ [6.2.8.3]	
$z_{c,z} = 126$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{l,z} = 450$ [mm]	ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 18,35$ [kN*m]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,08 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,08)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,95 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,95)

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 8462,61$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,00)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 6502,61$ [kN]	ΑΝΤΟΧΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,05)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,05 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,05)

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

#### ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)

$M_1 = 267,21$ [kN*m]	ΚΑΜΠΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΔΡΩΣΑ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
$Q_1 = 640,32$ [kN]	ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΔΡΩΣΑ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	
$z_s = 167$ [mm]	ΘΕΣΗ ΤΟΥ ΟΥΔΕΤΕΡΟΥ ΑΞΟΝΑ (ΑΠΟ ΤΗΝ ΒΑΣΗ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ)	
$I_s = \frac{519511}{07}$ [cm <sup>4</sup> ]	ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ ΜΙΑΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	
$s_d = 6,51$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΕΝ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ	1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_g = 29,49$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΤΙΣ ΑΝΩ ΙΝΕΣ	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$t = 15,25$ [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗ	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_z = 27,20$ [MPa]	ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	0,08 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,08)

### ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΒΑΣΗΣ

$s^* = 9,95$ [MPa]	ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ	[4.5.3.(7)]
$t^* = 9,95$ [MPa]	ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$t_{yII} = -0,01$ [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$t_{zII} = -3,91$ [MPa]	ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟ $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$b_w = 0,90$	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ	[4.5.3.(7)]
$s^* / (0.9 * f_u / g_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,03)
$\ddot{O}(s^*^2 + 3.0 (t_{yII}^2 + t^*^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,05 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,05)
$\ddot{O}(s^*^2 + 3.0 (t_{zII}^2 + t^*^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0,04)

## ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

**ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)**

$s^{\wedge} = 77,12$  [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ [4.5.3.(7)]

$t^{\wedge} = 77,12$  [MPa] ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$t_{II} = 30,49$  [MPa] ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$s_z = 163,03$  [MPa] ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$b_w = 0,90$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$\max (s^{\wedge}, t_{II} * 3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,37 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,37)

## ΕΓΚΑΡΣΙΕΣ ΚΟΛΛΗΣΕΙΣ ΕΝΙΣΧΥΣΕΩΝ

**ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ (ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΗΣ ΕΠΕΚΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ)**

$s^{\wedge} = 23,22$  [MPa] ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ ΣΕ ΜΙΑ ΚΟΛΛΗΣΗ [4.5.3.(7)]

$t^{\wedge} = 23,22$  [MPa] ΚΑΘΕΤΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$t_{II} = 38,54$  [MPa] ΠΑΡΑΛΛΗΛΗ ΕΦΑΠΤΟΜΕΝΙΚΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$s_z = 81,31$  [MPa] ΟΛΙΚΗ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗ ΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

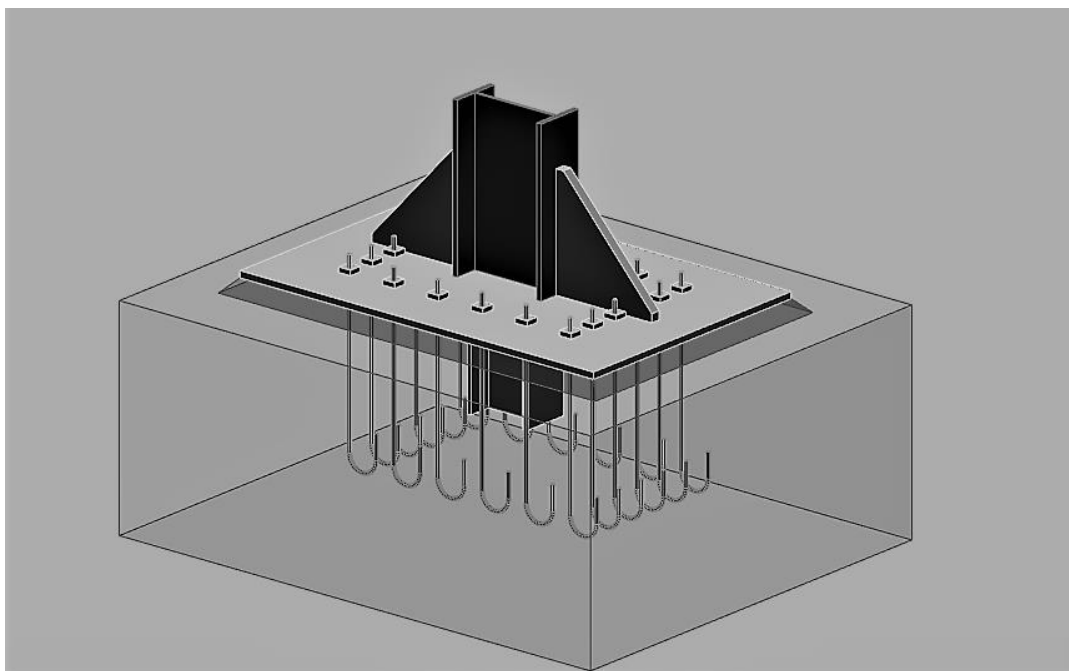
$b_w = 0,90$  ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΕΞΑΡΤΩΜΕΝΟΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ [4.5.3.(7)]

$\max (s^{\wedge}, t_{II} * 3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$  (4.1)  $0,19 < 1,00$  **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0,19)

**Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ**

ΛΟΓΟΣ

0,95



Σχήμα 6.5: Τρισδιάστατη απεικόνιση σύνδεσης θεμελίου - υποστυλώματος

## 7 Συμπεράσματα

Όπως έχουν δείξει τα στοιχεία από την παρούσα μελέτη:

- Η κατασκευή στεγάστρου ενός ανοίγματος χωρίς ενδιάμεσα υποστυλώματα δημιουργεί την δυνατότητα για καλύτερη αξιοποίηση του χώρου του σταθμού, προς όφελος της κυκλοφορίας πεζών και οχημάτων καθώς και της στάθμευσης εντός του σταθμού.
- Σε μεταλλικά στέγαστρα μεγάλων ανοιγμάτων όπου συνηθίζεται οι κύριοι φορείς να είναι πλαίσια με δικτυωτά ζυγώματα, έχει σημασία η μελέτη του δικτυώματος. Στην εργασία παρατηρήθηκε πως με τη διαφορετική τοποθέτηση ορισμένων διαγωνίων ράβδων του δικτυώματος, για κατακόρυφα φορτία, ελαχιστοποιούνται οι ράβδοι του δικτυώματος που θλίβονται. Στα υπόλοιπα στοιχεία δεν παρατηρούνται διαφορές.
- Στην περίπτωση του στεγάστρου που παρουσιάστηκε, όπου περιβάλλεται από τα κτίρια του σταθμού και έχει δύο πλευρές ανοιχτές, κύρια φόρτιση είναι τα μόνιμα φορτία και το χιόνι. Σε περίπτωση αλλαγής χρήσης και αξιοποίησής του ως κλειστό βιομηχανικό κτίριο, αποκτά κύριο ρόλο ο άνεμος σε συνδυασμό με τα μόνιμα φορτία και το χιόνι.
- Το φορτίο ανέμου έχει υπολογιστεί και για τις δύο περιπτώσεις και έχει ληφθεί υπόψη στην επιλογή των διατομών, έτσι ώστε σε περίπτωση μετεγκατάστασης του σταθμού και αλλαγής χρήσης, αυτό να μπορεί να επιτευχθεί εύκολα και χωρίς να πρέπει να κατασκευαστεί από την αρχή.

## 8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) - «Σχεδιασμός δομικών έργων απόχάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) - «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Ερμόπουλος Ι. - «Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
4. Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού (EN1990:2002)
5. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών – Μέρος 1-3: Φορτία Χιονιού(EN1991-1-3:2003)
6. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών – Μέρος 1.1: Γενικές Δράσεις- Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (EN1991-1-5:2003)
7. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών – Μέρος 1.5: Θερμοκρασιακές Δράσεις(EN1991-1-5:2003)
8. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών – Μέρος 1.4: Δράσεις Ανέμου(EN1991-1-4:2005)
9. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών – Μέρος 3: Φορτία οφειλόμενα σεγερανούς και μηχανές (EN1991-3:2006)
10. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα – Μέρος 1.8: Γενικοί κανόνες –Σχεδιασμός κόμβων ( EN1993-1-8:2003)
11. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα – Μέρος 1.1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN1993-1-1:2005)
12. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα – Μέρος 6: Κατασκευές που υποστηρίζουν γερανούς (EN1993-6:2007)
13. Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός 2000 – ΕΑΚ 2000
14. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων – Μέρος 1 (EC8)
15. Ηλεκτρονικές σημειώσεις από τις παραδόσεις των μαθημάτων Σιδηρές Κατασκευές Ι & Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ