Περιεχόμενα

Περίληψη 4

Abstract 5

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ 6

1.1 Δομικός χάλυβας 6

1.2 Μεταλλικές κατασκευές 7

1.3 Τυπικό Μονώροφο Κτίριο 8

1.3.1 Κύριοι φορείς 8

1.3.2 Κεφαλοδοκός 9

1.3.3 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας 9

1.3.4 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας 10

1.3.5 Τεγίδες 11

1.3.6 Μηκίδες 12

1.3.7 Μετωπικά υποστυλώματα 13

1.3.8 Φύλλα επικάλυψης 13

1.3.9 Θεμελίωση 14

1.4 Πρόγραμμα Προσομοίωσης 14

1.5 Παρουσίαση του κτιρίου 15

2. ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ 18

2.1 Γενικά 18

2.2 Τροχιές κύλισης γερανογέφυρας 20

2.3 Χαρακτηριστικά γερανογέφυρας 22

2.4 Φορτία γερανογέφυρας 25

2.4.1 Δυναμικοί συντελεστές φ 27

2.4.2 Κατακόρυφα φορτία 29

2.4.3 Οριζόντια φορτία 33

2.4.4 Δοκιμαστική Φόρτιση 40

3. ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ 43

3.1 Γενικά 43

3.2 Έλεγχοι επάρκειας δοκού κύλισης 44

3.3 Διαστασιολόγηση δοκού κύλισης 51

3.3.1 Εντατικά μεγέθη ... 53
3.3.2 Έλεγχος διατομής στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας ... 58
3.3.3 Έλεγχος διατομής στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας ... 62
3.3.4 Έλεγχος δοκού κύλισης σε Κόπωση ... 65
4. ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ... 68
4.1 Γενικά ... 68
4.2 Μόνιμες δράσεις (G) ... 68
4.3 Μεταβλητές δράσεις (Q) ... 69
4.3.1 Φορτίο χιονιού (S) ... 69
4.3.2 Δράσεις ανέμου (W) ... 73
4.3.3 Θερμοκρασιακές δράσεις ... 90
4.4 Σεισμικά φορτία (E) ... 91
4.4.1 Συντελεστής σπουδαιότητας ... 91
4.4.2 Κατηγορία εδάφους ... 92
4.4.3 Φάσμα σχεδιασμού ... 93
4.4.4 Μέθοδος ανάλυσης ... 99
4.5 Δράσεις γερανογέφυρας (C) ... 102
4.6 Συνδυασμοί δράσεων ... 103
4.6.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) ... 104
4.6.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) ... 105
4.6.3 Συνδυασμοί δράσεων στο κτίριο ... 105
5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ ... 108
5.1 Γενικά ... 108
5.2 Διαστασιολόγηση μελών ... 109
5.2.1 Υποστυλώματα ... 109
5.2.2 Ζυγώματα ... 110
5.2.3 Κεφαλοδοκοί ... 112
5.2.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ... 113
5.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ... 114
5.2.6 Μετωπικά υποστυλώματα ... 115
5.2.7 Υποστυλώματα παταριού ... 116
5.2.8 Δοκοί παταριού ... 117
5.2.9 Βραχείς πρόβολοι ... 118

5.2.10 Τεγίδες 119
5.2.11 Μηκίδες 130
5.3 Έλεγχος βελών στην Ο.Κ.Λ. (SLS) 137
5.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών 139
5.5 Ικανοτικός έλεγχος 140
5.5.1 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας 140
5.5.2 Κεφαλοδοκός 141
5.5.3 Υποστύλωμα 142
5.6 Έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως 143
6. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ 145
6.1 Γενικά 145
6.2 Σύνδεση ζυγωμάτων 147
6.3 Σύνδεση ζυγώματος-υποστυλώματος 148
7. ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ 150
Συμπεράσματα 151
Βιβλιογραφία 152
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ 153

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2018/18

Σχεδιασμός Βιομηχανικού Κτιρίου με Γερανογέφυρα και Πατάρι

Κωνσταντινίδης Κωνσταντίνος (Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός ενός βιομηχανικού κτιρίου, κατασκευασμένου από χάλυβα S235. Στο εσωτερικό του κτιρίου λειτουργεί γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 10tn. Επίσης, προβλέπεται πατάρι που θα λειτουργήσει ως χώρος γραφείων. Το κτίριο, διαστάσεων 52,2m x 24m, θεωρείται ότι βρίσκεται στην περιοχή Κορωπί του νομού Αττικής.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση έγινε με βάση τους ισχύοντες Ευρωκώδικες και τα σχετικά Εθνικά Προσαρτήματα και κανονισμούς. Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε είναι το SAP2000 (version 18).

Στο Κεφάλαιο 1 περιγράφονται τα μέλη ενός μονώροφου μεταλλικού κτιρίου, παρουσιάζεται συνοπτικά το πρόγραμμα SAP2000, που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση, και το κτίριο της μελέτης.

Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται αναφορά στη γερανογέφυρα και υπολογίζονται τα φορτία της.

Στο Κεφάλαιο 3 γίνεται διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης.

Στο Κεφάλαιο 4 περιγράφονται τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό του κτιρίου καθώς και οι συνδυασμοί φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν για τη διαστασιολόγηση.

Στο Κεφάλαιο 5 γίνεται ανάλυση και διαστασιολόγηση των μελών του φορέα σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας.

Στο Κεφάλαιο 6 περιγράφονται ο σχεδιασμός και ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του φορέα.

Στο Κεφάλαιο 7 παρουσιάζεται μια ενδεικτική κοστολόγηση του κτιρίου.

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

DIPLOMA THESIS
ΕΜΚ ΔΕ 2018/18

Design of an Industrial Building with bridge crane and loft office

Konstantinidis Konstantinos (supervised by Tasos Avraam)

Abstract

The subject of this diploma thesis is the design of an industrial building made of S235 steel. Inside the building there is a crane lifting capacity of 10tn. There is also a loft initiated as an office space. The building, measuring 52.2m x 24m, is supossed to be located in the Koropi area of Attica.

The analysis and design were done in accordance to the applicable Eurocodes and the relevant National Annexes and Regulations. The software that was used is SAP2000 (version 18).

In Chapter 1, there are being described the members of a single storey metal building, summarized in the SAP2000 program, which has been used for analysis, design and the study of the building.

In Chapter 2, there is a reference to the bridge crane and its' loads are being calculated.

In Chapter 3, there is being a dimensioning of the runway beam.

In Chapter 4, the loads that were taken into account in the building design are being described, as well as the load combinations used for dimensioning.

In Chapter 5, there is being an analysis and dimensioning of the members of the building in Ultimate Limit State of Design and Serviceability.

In Chapter 6, the design and control of the members' links are being described.

In Chapter 7, an indicative cost of the building is being presented.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας αποτελεί ένα διαδεδομένο κατασκευαστικό υλικό, όπως το σκυρόδεμα και το ξύλο. Είναι κράμα κυρίως σιδήρου (Fe), άνθρακα (C) σε περιεκτικότητα από 0.15% έως 0.29%, και άλλων στοιχείων σε μικρότερες περιεκτικότητες, όπως: Μαγγάνιο (Mn), Πυρίτιο (Si), Νικέλιο (Ni), Χαλκό (Cu), Χρώμιο (Cr), Μολυβδαίνιο (Mo), Βανάδιο (V), Ζιρκόνιο (Zr), Θείο (S), Φώσφορο (P). Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, ολκιμότητα, συγκολλησιμότητα), ενώ μικρή μεταβολή στην αναλογία τους οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα είναι:

1. Μεγάλη αντοχή
2. Ομοιογένεια υλικού (σταθερά χαρακτηριστικά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού)
3. Μονιμότητα (εξασφάλιση απεριόριστης διάρκειας ζωής της κατασκευής με κατάλληλη συντήρηση)
4. Ελαστικότητα (ελαστική συμπεριφορά μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις)
5. Ολκιμότητα (μπορεί να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί)
6. Ευχέρεια διάνοιξης οπών για τη διέλευση καναλιών κλιματισμού και άλλων εγκαταστάσεων
7. Δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης

Πίνακας 1.1 : Ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ (EN 1993-1-1:2005, Πίνακας 3.1)

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} \leq t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]	f_y [N/mm^2]	f_u [N/mm^2]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

Οι τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού λαμβάνονται ως εξής (EN 1993-1-1 §3.2.6):

- Μέτρο ελαστικότητας $E = 210000$ MPa
- Μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000$MPa
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha_t = 12 \times 10^{-6}$/ °C (για $T \leq 100$°C)
- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5$ kN/m^3
- Πυκνότητα $\rho = 7850$ kg/ m^3

1.2 Μεταλλικές κατασκευές

Τα τελευταία χρόνια, η αλματώδης ανάπτυξη της τεχνολογίας και η τυποποίηση στην βιομηχανική παραγωγή του δομικού χάλυβα, έχουν συντελέσει στην ανάδειξη του υλικού αυτού, ως το πιο αξιόπιστο και ευρέως χρησιμοποιούμενο σε πλήθος εφαρμογών μηχανικών όλων των ειδικοτήτων. Αναφορικά με την ειδικότητα του πολιτικού μηχανικού, ο δομικός χάλυβας σήμερα χρησιμοποιείται ευρύτατα για τη μόρφωση στοιχείων του φέροντα οργανισμού (αμιγώς μεταλλικού ή σε συνδυασμό με δομικά στοιχεία άλλων υλικών) μιας κατασκευής, όπως για παράδειγμα σε μονώροφα, μεταλλικά κτίρια, σε πολυώροφα (χρήση κατοικίας ή εμπορική χρήση), σε γέφυρες, αλλά και για την προσεισμική ή μετασεισμική ενίσχυση σεισμικά ευάλωτων κατασκευών.

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις, αλλά και άλλες παραγωγικές, εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, αποτελούν και στην Ελλάδα ένα παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα. Τα κτίρια αυτά συνδέονται, κατά κανόνα, με την απουσία ωφέλιμων φορτίων επί της οροφής τους και με τη χρήση ελαφρών υλικών για την επικάλυψη και πλευρική επένδυσή τους.

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

1. Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις
2. Η δυνατότητα στέγασης μεγάλων ανοιγμάτων και οι μικρές διαστάσεις των υποστυλωμάτων προσφέρουν εσωτερικούς χώρους μεγάλης επιφάνειας με ευελιξία στη διαμόρφωση και τη διαρρύθμισή τους
3. 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, ενώ η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, μπορεί να αρχίσει αμέσως μετά
4. Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του
5. Η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε σεισμικές δονήσεις, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα
6. Η επισκευασιμότητά τους και η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφόσον απαιτηθεί
7. Η ευκολία στην επέκταση και επαναδιαμόρφωση του χώρου καθώς ο σχεδιασμός μιας μεταλλικής κατασκευής είναι ιδιαίτερα ευέλικτος με τα σύγχρονα στατικά προγράμματα

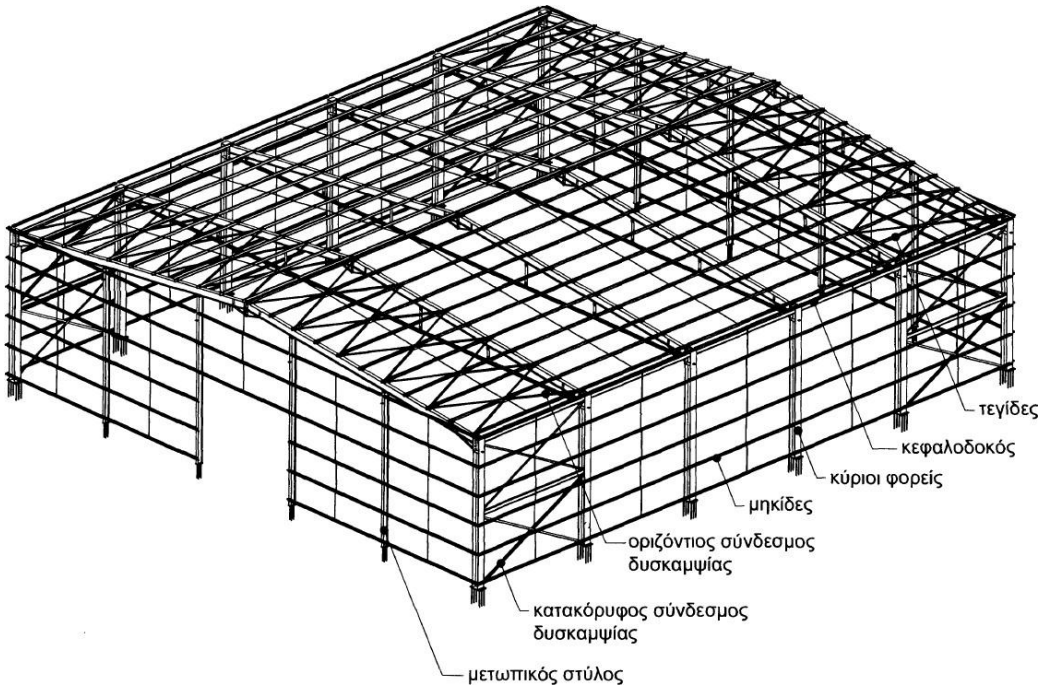
Για να εξασφαλιστούν όλα αυτά τα πλεονεκτήματα πρέπει να καταβληθεί αυξημένη μελετητική προσπάθεια, ιδιαίτερα στη φάση της μελέτης εφαρμογής και της διαμόρφωσης των κατασκευαστικών λεπτομερειών

Υπάρχουν, όμως και κάποια μειονεκτήματα που παρουσιάζουν τα μεταλλικά κτίρια. Αυτά είναι:

1. Κατασκευαστικές ατέλειες μελών και συνδέσεων
2. Ευαισθησία στη διάβρωση και τη πυρκαγιά
3. Απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού
4. Κόστος μελέτης

1.3 Τυπικό Μονώροφο Κτίριο

Στο Σχήμα 1.1 φαίνεται ένα τυπικό μονώροφο μεταλλικό κτίριο και σημειώνονται τα επιμέρους στοιχεία από τα οποία αποτελείται. Παρακάτω γίνεται μια συνοπτική αναφορά στα στοιχεία αυτά καθώς και στη λειτουργία τους στο συνολικό φέροντα οργανισμό του κτιρίου.

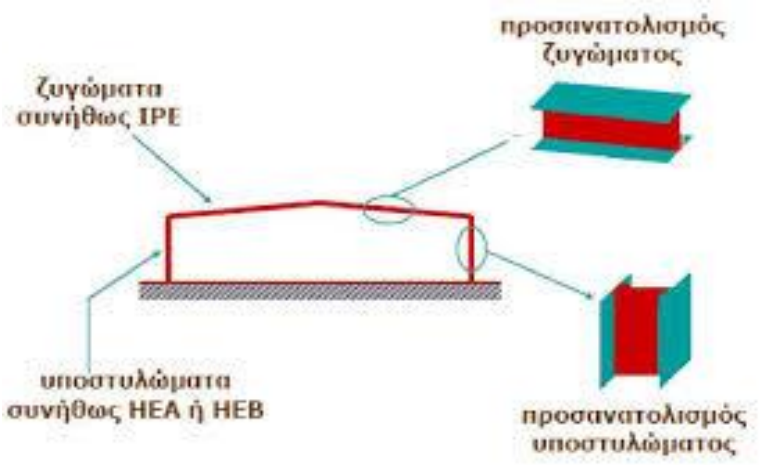


Σχήμα 1.1: Στοιχεία φέροντος οργανισμού τυπικού μεταλλικού κτιρίου

1.3.1 Κύριοι φορείς

Είναι συνήθως πλαίσια που διατάσσονται κατά κανόνα σε ίσες αποστάσεις μεταξύ τους και παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία εντός του επιπέδου τους. Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών διαμορφώνονται έτσι, ώστε να έχουν ικανότητα παραλαβής ροπών. Τα πλαίσια παραλαμβάνουν τα φορτία τη κατασκευής και εν συνεχεία με τη θεμελίωση τα μεταφέρουν στο έδαφος. Μπορούν να μορφωθούν ως αμφίπακτα ή αμφιαρθρωτά. Τα αμφίπακτα έχουν συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης, αλλά παρουσιάζουν ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και μειωμένη παραμορφωσιμότητα. Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από υποστυλώματα και ζυγώματα τα οποία μπορούν ως μέλη να είναι ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής ή δικτυωτά. Τα υποστυλώματα είναι συνήθως πλατύπελμες διατομές, όπως HEA, HEB, ενώ τα ζυγώματα υψίκορμες διατομές IPE.

Για δεδομένο μήκος κτιρίων, ο μελετητής ορίζει τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων που θα προσφέρουν βέλτιστη διάταξη. Μικρότερες αποστάσεις οδηγούν σε περισσότερους κύριους φορείς, με μικρότερες όμως διαστάσεις. Ο μεγάλος αριθμός κύριων φορέων έχει δυσμενή επίπτωση στο κόστος κατεργασίας και ανέγερσης, οδηγεί όμως σε τεγίδες με μικρότερα ανοίγματα και επομένως μικρότερη διατομή. Όταν το κριτήριο μόρφωσης είναι η οικονομικότητα της λύσης, συνήθως η βέλτιστη απόσταση μεταξύ των κύριων φορέων είναι ίση ή λίγο μεγαλύτερη από 6,0 m.



Σχήμα 1.2 : Προσανατολισμός μελών κυρίου φορέα

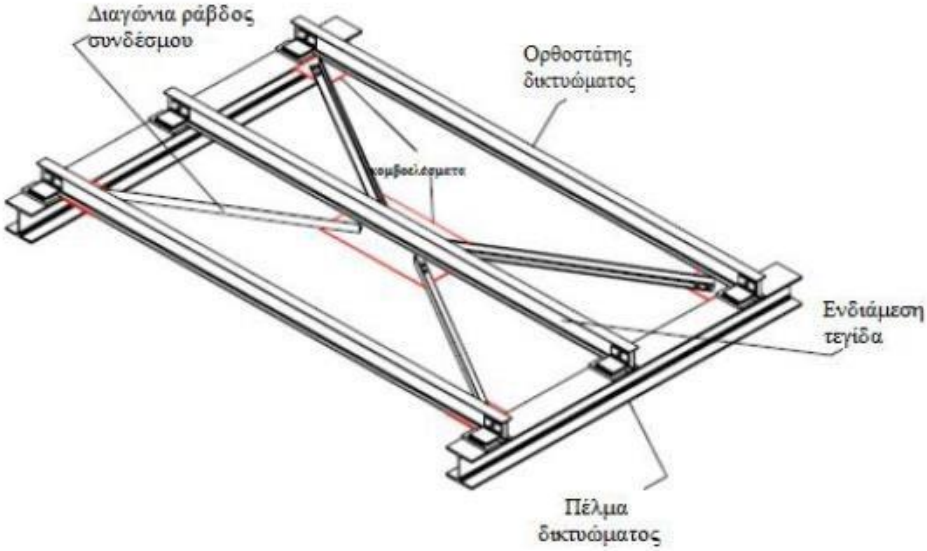
1.3.2 Κεφαλοδοκός

Είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε πλαισίου 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 των υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση της ανέγερσης επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Η σύνδεση, εξάλλου, κατά τη φάση αυτή, ενός νέου τοποθετούμενου υποστυλώματος με το προηγούμενό του μέσω της κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

1.3.3 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς που διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και καταλαμβάνουν το εύρος μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων. Το δικτύωμα συγκροτείται από τα ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων (ως πελμάτων), ορισμένες τεγίδες και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους. Σκοπός των επιμέρους αυτών φορέων είναι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων, που ασκούνται στο επίπεδο της επιστέγασης καθέτως προς τα επίπεδα των κύριων φορέων, στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας. Επίσης, προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα έναντι στρεμπτοκαμπτικού λυγισμού. Αν και ονομάζονται «οριζόντιοι», οι σύνδεσμοι αυτοί παρακολουθούν την κλίση των ζυγωμάτων των κύριων φορέων και δεν είναι επίπεδοι φορείς (παρόλο που συνήθως αντιμετωπίζονται ως τέτοιοι). Τοποθετούνται υποχρεωτικά στα δύο ακραία φατνώματα της κατασκευής για να παραλάβουν τα θλιπτικά ή εφελκυστικά φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φατνώματα του υποστέγου κρίνεται απαραίτητη για μεγάλου μήκους κτίρια. Οι συνδέσεις των διαγώνιων ράβδων στους κόμβους εκτελούνται στο εργοτάξιο και για αυτό το λόγο προβλέπονται

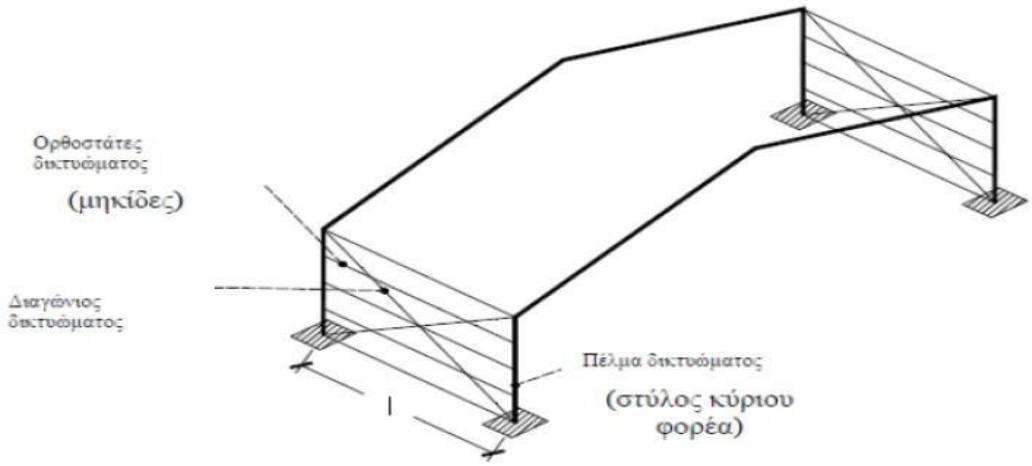
κοχλιωτές. Θεωρείται ότι καταπονούνται μόνο αξονικά. Κατά την εφαρμογή των οριζόντιων δυνάμεων (ανέμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκυόμενη εκ των δύο διαγωνίων κάθε φατνώματος. Συνήθως χρησιμοποιούνται γωνιακές ισοσκελείς διατομές L ή κοίλες ορθογωνικές (SHS,RHS)/κυκλικές διατομές(CHS).



Σχήμα 1.3: Τυπική μορφή οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

1.3.4 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 . Επίσης, προσφέρουν προσωρινή ευστάθεια στην κατασκευή κατά την ανέγερσή της. Στα παραπάνω δικτυώματα, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα , ανώτερο οριζόντιο στοιχείο η κεφαλοδοκός, και συμπληρώνονται με πρόσθετα διαγώνια και ενδεχομένως με πρόσθετα οριζόντια στοιχεία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνιστάται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οι οριζόντιοι σύνδεσμοι. Οι μορφές τους μπορεί να είναι χιαστί, Λ χωρίς εκκεντρότητα και Λ με εκκεντρότητα, με διαφορετική λειτουργία για κάθε μορφή. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται συνήθως είναι τα απλά ή διπλά γωνιακά, κοίλες διατομές ή διπλές διατομές U.



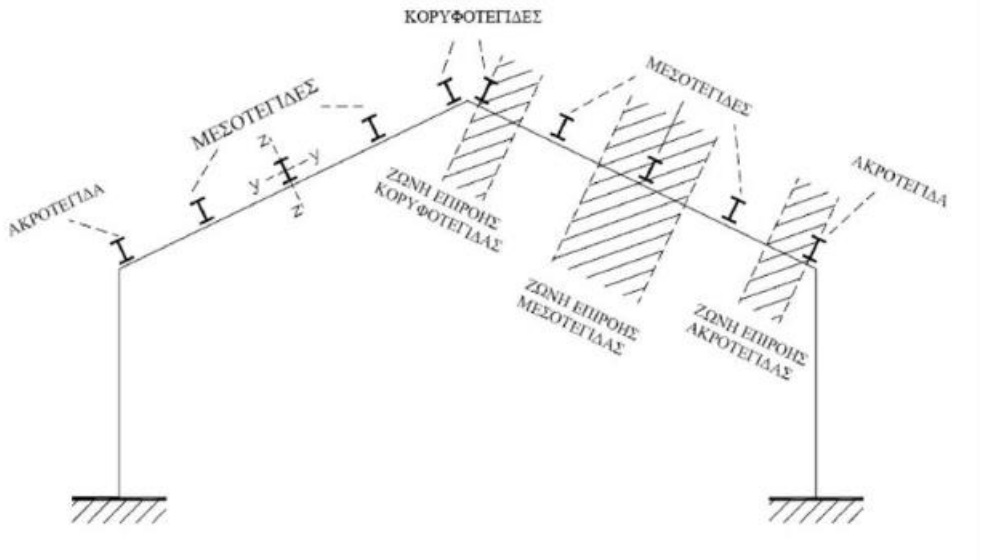
Σχήμα 1.4 : Τυπική μορφή κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

1.3.5 Τεγίδες

Είναι οι 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 δυνατόν από τις τεγίδες να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου. Εκτός όμως από το να μεταφέρουν τις δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς μπορεί να συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και να προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα. Οι τεγίδες διατάσσονται, κατά κανόνα , ανά ίσες αποστάσεις μεταξύ τους μεταξύ 1,5m και 4m. Καταπονούνται κυρίως σε κάμψη και σχεδιάζονται από ελατές διατομές I, συνηθέστερα από τη σειρά IPE. Τοποθετούνται με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο άνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος.

Οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέρειστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί. Αρκετά συνηθισμένες είναι και οι τεγίδες τύπου Gerber, συνεχείς τεγίδες με ενδιάμεσες αρθρώσεις. Τα αμφιέρειστα στοιχεία είναι πιο εύκολα στη σύνδεση και στην ανέγερση, όμως υπό το ίδιο φορτίο, συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές, παρουσιάζουν μεγαλύτερες καμπτικές ροπές και μεγαλύτερες παραμορφώσεις, δηλαδή χρειάζονται μεγαλύτερες διατομές. Οι συνεχείς τεγίδες επί δύο διαδοχικών ανοιγμάτων έχουν την ίδια μέγιστη καμπτική ροπή με τα αμφιέρειστα στοιχεία, όμως παρουσιάζουν μικρότερες παραμορφώσεις. Μειονέκτημά τους είναι η δυσκολία τοποθέτησής τους στην φάση της ανέγερσης του κτιρίου. Οι δοκοί Gerber πλεονεκτούν στην κατανομή των καμπτικών ροπών περί τον ισχυρό άξονα της διατομής με την κατάλληλη επιλογή των θέσεων των αρθρώσεων. Σαν ισοστατικός φορέας ωστόσο μειονεκτεί στην περίπτωση τοπικής αστοχίας της τεγίδας στο άνοιγμά της ή στην άρθρωση, που έχει ως αποτέλεσμα την αστοχία της τεγίδας σε όλο της το μήκος. Διακρίνονται σε ακροτεγίδες, μεσοτεγίδες και κορυφοτεγίδες ανάλογα με τη θέση τους πάνω στο ζύγωμα.

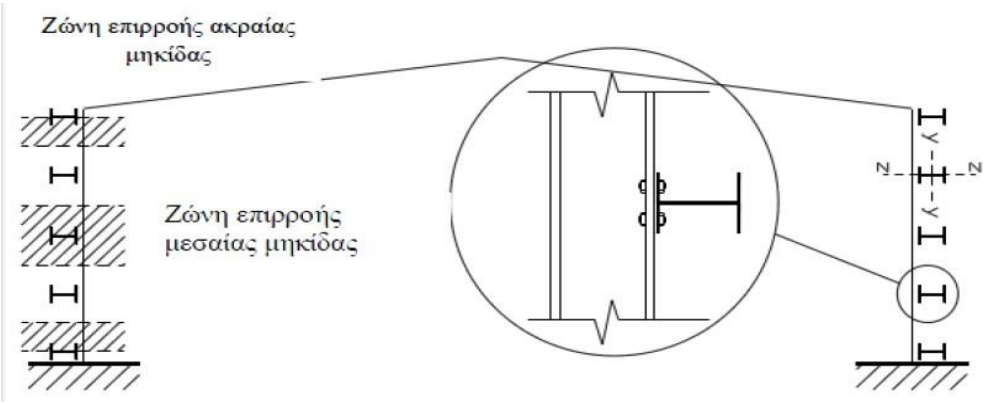
- Αμφιέρειστη Τεγίδα: max M = $q*l^2/8$ στο άνοιγμα
- Συνεχής Τεγίδα Δύο ανοιγμάτων: max M = $q*l^2/8$ στη στήριξη
- Τεγίδα Gerber: max M = $q*l^2/16$ στο άνοιγμα και στη στήριξη



Σχήμα 1.5 : Τοποθέτηση τεγίδων επί του ζυγώματος

1.3.6 Μηκίδες

Είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετούνται, ανά ίσες αποστάσεις (συνήθως από 1,5m έως 2,5m), 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 η ανεμοπίεση και επιλέγεται συνήθως διατομή IPE. Πιο συγκεκριμένα, ο ισχυρός άξονας των μηκίδων παραλαμβάνει τον άνεμο, ενώ ο ασθενής άξονας παραλαμβάνει το ίδιο βάρος και τα βάρος των φύλλων επένδυσης. Διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέρειστα στοιχεία, για τα οριζόντια φορτία, μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί. Είναι σημαντικά στοιχεία της οικονομίας του έργου, αφού λόγω του μεγάλου αριθμού τους αγγίζουν μαζί με τις τεγίδες το 30% με 40% του συνολικού βάρους του φορέα. Συνεπώς έχει μεγάλη σημασία η σωστή επιλογή της διατομής τους, η μεταξύ τους απόσταση και η μόρφωση του καταλληλότερου στατικού τους συστήματος.



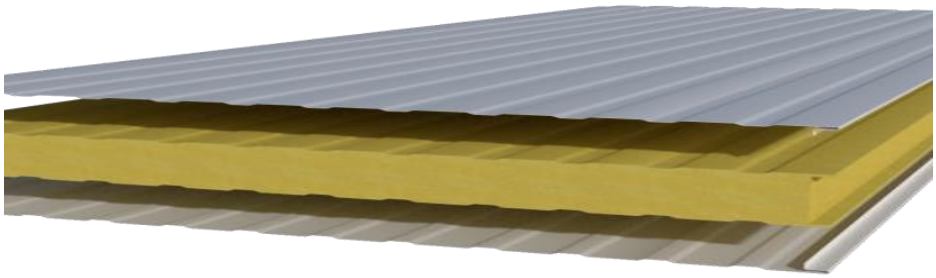
Σχήμα 1.6 : Τυπική διάταξη μηκίδων επί του πλαισίου

1.3.7 Μετωπικά υποστυλώματα

Προκειμένου 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. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν (συνήθως 4,0 έως 7,0 m). Σε ορισμένες περιπτώσεις, τα φύλλα πλευρικής επένδυσης μπορεί να τοποθετούνται απευθείας επί των μετωπικών στύλων (με οριζόντιες τις νευρώσεις των φύλλων), χωρίς την παρεμβολή μηκίδων, οπότε οι αποστάσεις μεταξύ των μετωπικών στύλων πρέπει να προσαρμόζονται στη φέρουσα ικανότητα των φύλλων. Επιδιώκεται οι στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας. Η θέση τους καθορίζεται και από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά υποστυλώματα είναι η ανεμοπίεση, δηλαδή καταπονούνται κυρίως σε κάμψη, επομένως τα πέλματά τους είναι προσανατολισμένα παράλληλα στην όψη του κτιρίου. Όταν τα μέτωπα έχουν μεγάλο ύψος οι μετωπικοί στύλοι μπορεί να κατασκευάζονται δικτυωτοί με επίπεδα δικτυώματα.

1.3.8 Φύλλα επικάλυψης

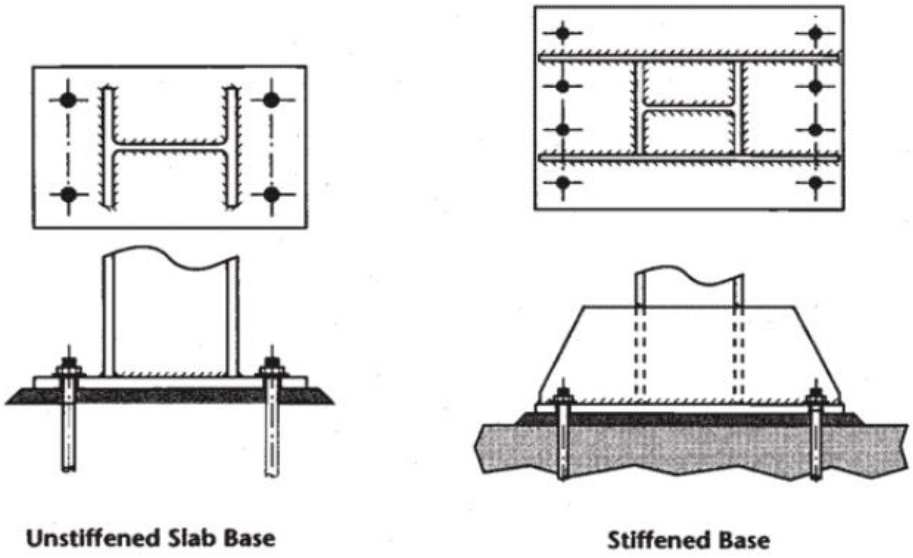
Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε 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. Πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική και υγρομονωτική ικανότητα. Δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού της κατασκευής, προς τον οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι το υλικό επικάλυψης, κατάλληλα και επαρκώς αγκυρωμένο επί του μεταλλικού σκελετού, αποτελεί διάφραγμα ικανό να μεταφέρει οριζόντια φορτία μέσα στο επίπεδό του.



Σχήμα 1.7 : Φύλλο επικάλυψης

1.3.9 Θεμελίωση

Το ιδιαίτερος στοιχείο το οποίο χαρακτηρίζει τα θεμέλια (πέδιλα) των μονώροφων κτιρίων από χάλυβα είναι το σχετικά μικρό κατακόρυφο φορτίο, το οποίο καταλήγει στην έδραση των υποστυλωμάτων (άνω στάθμη θεμελίου) σε σχέση προς τα οριζόντια φορτία (από άνεμο, σεισμό, γερανογέφυρες). Για το λόγο αυτό τα θεμέλια ελέγχονται έναντι ανατροπής (είτε ο έλεγχος γίνεται άμεσα είτε έμμεσα μέσω περιορισμού της εκκεντρότητας) και έναντι ολίσθησης, που μπορεί να αποτελούν τις κρίσιμες οριακές καταστάσεις. Για την αύξηση των κατακόρυφων φορτίων και την ενίσχυση της ευστάθειας του θεμελίου, αυτό κατασκευάζεται με σημαντικό όγκο σκυροδέματος, σε μορφή ορθογωνίου παραλληλεπιπέδου, κεντρικά συνήθως ως προς το υποστύλωμα, δεδομένου ότι οι οριζόντιες δυνάμεις (άνεμος, σεισμός) είναι εναλλασσόμενης φοράς. Για αμφίπακτα πλαίσια η θεμελίωση γίνεται μέσω μικροπασσάλων γύρω από την περιοχή της διατομής.



Σχήμα 1.8 : Κάτοψη-Όψη θεμελίωσης με άρθρωση και πάκτωση

1.4 Πρόγραμμα Προσομοίωσης

Για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του κτιρίου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 (version 18). Το SAP2000 είναι διεθνώς αναγνωρισμένο εδώ και χρόνια ως ένα γενικής χρήσης λογισμικό πολιτικού μηχανικού, ιδανικό για την ανάλυση και το σχεδιασμό οποιουδήποτε τύπου δομικού συστήματος. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με πανίσχυρες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων. Μερικές από τις δυνατότητές του είναι οι εξής:

- *Δυνατότητες προσομοίωσης*: Το SAP2000 παρέχει εξαιρετικές δυνατότητες για τη προσομοίωση πολλών δομημάτων, συμπεριλαμβανομένων γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτιρίων. Το γραφικό περιβάλλον 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. Διαθέτει σχεδιαστικά εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ. για γρήγορη και εύκολη δημιουργία μοντέλων, αλλά και καρτεσιανό και κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων.

- *Δυνατότητες ανάλυσης*: Οι τύποι των στοιχείων ποικίλουν από στοιχεία Δοκών / Δικτυωμάτων (Frame/Truss), Κελύφους / Δίσκου (Shell / Plate) σε Μη Γραμμικά στοιχεία σύζευξης (Nonlinear Link Elements), όπως σεισμικούς μονωτήρες βάσης (base isolators), αποσβεστήρες (dampers), και αποκλειστικά εφελκυόμενα ή θλιβόμενα ελαστικά στοιχεία (hook and gap elements).
- *Δυνατότητες φορτίσεων*: Οι δυνατότητες στατικών φορτίσεων επιτρέπουν 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. Τα προγράμματα υποστηρίζουν ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz.
- *Δυνατότητες διαστασιολόγησης*: 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.

Με το SAP2000, όπως και με κάθε άλλο πρόγραμμα ανάλυσης, ο χρήστης μηχανικός είναι ο μόνος υπεύθυνος για τυχόν λάθη που θα παρουσιάσει το πρόγραμμα στα αποτελέσματα, αφού πρέπει να γνωρίζει με βεβαιότητα τι εισάγει σε αυτό. Για τον λόγο αυτό δεν πρέπει να παρασύρεται από τα όμορφα γραφικά και την ευκολία χρήσης του προγράμματος. Κάθε μηχανικός πρέπει να έχει αίσθηση του σωστού αποτελέσματος και να γνωρίζει τις δυνατότητες και τους περιορισμούς του προγράμματος. Μάλιστα το ίδιο το πρόγραμμα απαλλάσσεται από την ευθύνη και υποχρεώνει τον χρήστη να επιβεβαιώσει τα αποτελέσματα του.

1.5 Παρουσίαση του κτιρίου

Στη παρούσα εργασία μελετάται ο σχεδιασμός βιομηχανικού κτιρίου με γερανογέφυρα και πατάρι στον νομό Αττικής. Το κτίριο καλύπτει μια επιφάνεια συνολικού εμβαδού 1252,8 m^2 με συνολικό μήκος 52,2m και πλάτος 24m. Το μέγιστο ύψος στον κορφιά είναι τα 12m, ενώ στην ανώτατη στάθμη των υποστυλωμάτων τα 9,5m.

Ο σκελετός αποτελείται από 10 όμοια δίρριχτα αμφίπακτα πλαίσια ανοίγματος 24m με κλίση 11,77° ,διατεταγμένα σε απόσταση μεταξύ τους ανά 5,8m. Τα πλαίσια αποτελούνται από ολόσωμα υποστυλώματα και ζυγώματα και συνδέονται μεταξύ τους με κεφαλοδοκούς. Επίσης, κεφαλοδοκός τοποθετήθηκε και στο ύψος του κορφιά. Τα πλαίσια ενισχύονται εξωτερικά με τεγίδες ανά 2m στο άνω μέρος των πλαισίων και πλευρικά με μηκίδες ανά 1,5m μετωπικά και ανά 1,6m πλευρικά. Ο σχεδιασμός γίνεται για συνδυασμό τεγίδων: αμφιέρειστων, τριών ανοιγμάτων

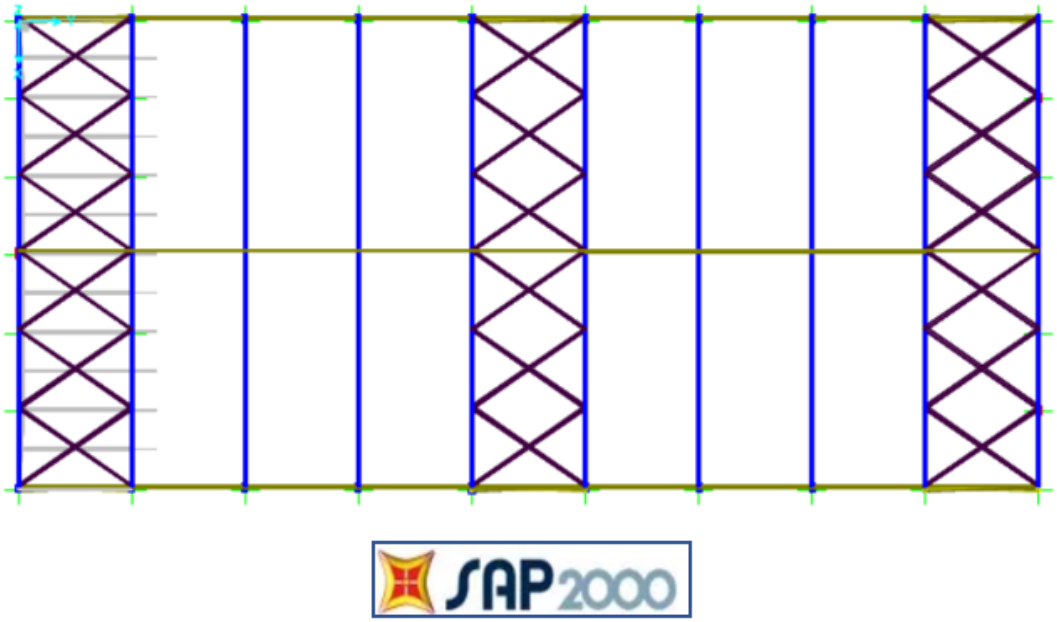
και Gerber. Στο πρώτο, στο μεσαίο και στο τελευταίο φάτνωμα έχουν τοποθετηθεί χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οριζόντιοι και κατακόρυφοι, για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας.

Τοποθετούνται μετωπικά υποστυλώματα ανά 4m. Θεωρώ νότια την πλευρά που βρίσκεται το πατάρι. Στη βόρεια πλευρά του κτιρίου δεν τοποθετώ το μεσαίο μετωπικό υποστύλωμα λόγω θύρας που θα κατασκευαστεί μήκους μεγαλύτερου των 4m με τη μορφή πολύσπαστης βιομηχανικής πόρτας. Η θύρα πρόκειται να έχει διαστάσεις 6m μήκος και 4,5m ύψος ώστε να επιτρέπει την είσοδο και την έξοδο βαρέων οχημάτων (διαστάσεις οχήματος 2,55m x 4m). Τα ανοίγματα μεταξύ των μετωπικών υποστυλωμάτων των 4m δίνουν την δυνατότητα ανοίγματος πρόσθετης θύρας ικανοποιητικού μήκος και στη νότια πλευρά του κτιρίου. Προβλέπονται και δύο θύρες για την είσοδο προσωπικού στο κτίριο μία στη βόρεια πλευρά και μία στη νότια πλευρά, διαστάσεων 1m μήκος και 2,30m ύψος.

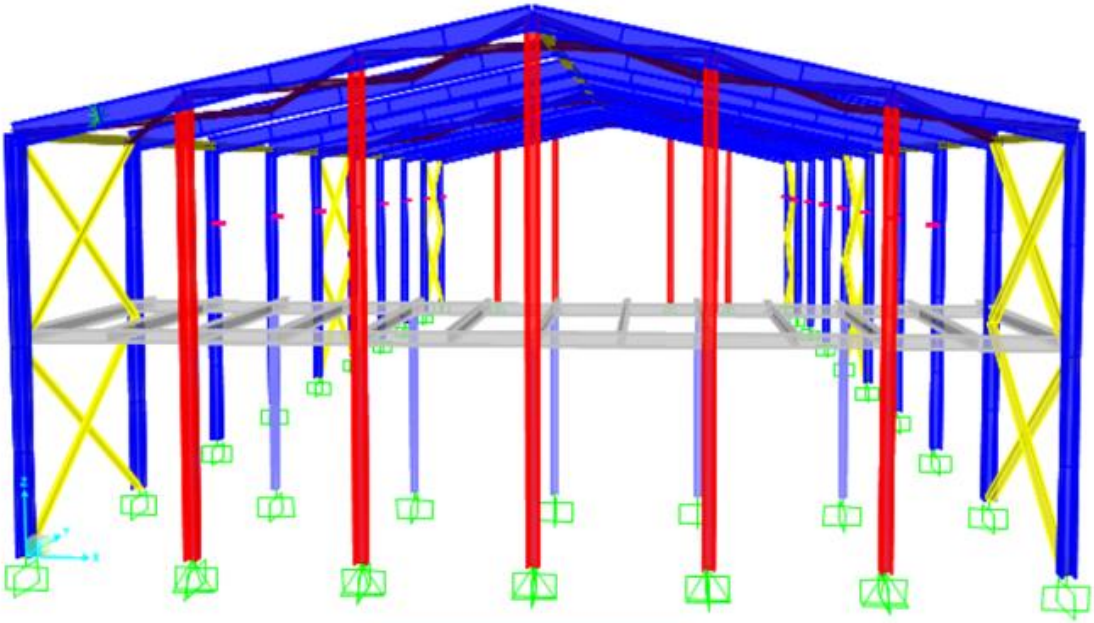
Έχει προβλεφθεί στο εσωτερικού του κτιρίου λειτουργία γερανογέφυρας ανυψωτικής ικανότητας 10tn, η οποία βρίσκεται σε ύψος 7m από την στάθμη του δαπέδου και διατρέχει το κτίριο για 40,6m κατά μήκος της διάστασης των 52,2m από τη βόρεια προς τη νότια πλευρά του κτιρίου. Η δοκός κύλισης της γερανογέφυρας θα στηριχτεί σε βραχείς προβόλους, οι οποίοι θα βρίσκονται στα 7m ύψος από το δάπεδο του κτιρίου και θα συνδέονται στα υποστυλώματα των πλαισίων.

Στη νότια πλευρά του κτιρίου υπάρχει πατάρι, που θα λειτουργήσει ως χώρος γραφείων, σε ύψος 5m από το δάπεδο. Εκτείνεται σε όλο το άνοιγμα του πλαισίου και έχει πλάτος 7m. Κατέχει δηλαδή επιφάνεια εμβαδού 168m^2. Στηρίζεται σε περιμετρικές δοκούς και αμφιέρειστες διαδοκίδες. Τοποθετούνται πρόσθετα υποστυλώματα σε κατάλληλες θέσεις για την υποστήριξή του.

Θα χρησιμοποιηθεί χάλυβας S235.



Σχήμα 1.9 : Κάτοψη κτιρίου



Σχήμα 1.10 : Όψη κτιρίου

2. ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ

2.1 Γενικά

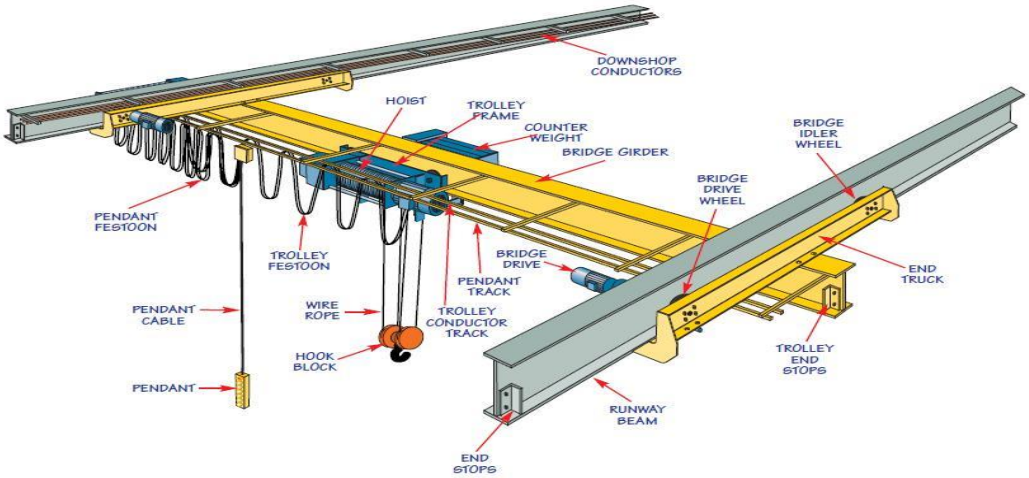
Σε βιομηχανικά κτίρια ή σε αποθηκευτικούς και άλλους χώρους τίθεται εξαρχής στις προδιαγραφές τους η ανάγκη μετακίνησης και μεταφοράς προϊόντων στο εσωτερικό τους. Αυτό επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη τοποθέτησης γερανογέφυρας, μίας ή και περισσοτέρων. Ανάλογα του είδους των μετακινούμενων στοιχείων, καθορίζεται η ανυψωτική ικανότητα της γερανογέφυρας αλλά και αν χρειάζεται να τοποθετηθεί άλλη ανάρτηση για το φορτίο εκτός του αγκίστρου (π.χ. αρπάγες, κάδοι, μαγνήτες κ.λπ.).

Σχήμα 2.1 : Γερανογέφυρα με αρπαγές και μαγνήτες

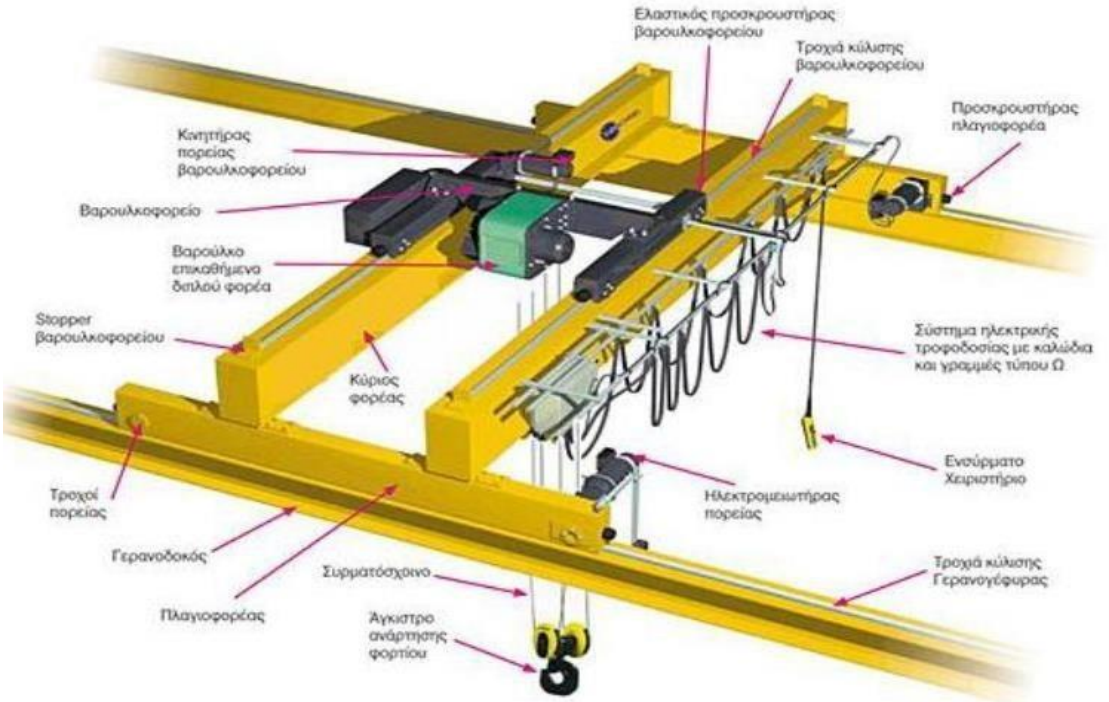
Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν, δηλαδή έχει τυποποιημένες διαστάσεις αναλόγως του ανοίγματος και της φέρουσας ικανότητας. Διατίθεται μαζί με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα, άγκιστρο ανάρτησης, κινητήρες). Κατά κανόνα δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Η διάταξη αποτελείται από έναν φορέα ή δύο παράλληλους φορείς, κιβωτοειδούς διατομής οι οποίοι απολήγουν στα φορεία. Κάθε φορείο έχει συνήθως δύο τροχούς ή τέσσερις για περιπτώσεις με απαιτήσεις μεγάλης ανυψωτικής ικανότητας από τη γερανογέφυρα. Οι τροχοί κυλίονται επάνω σε τροχιές εδραζόμενες σε δοκούς κύλισης. Οι δοκοί πάνω στις οποίες κυλίονται οι γερανογέφυρες, είναι αντικείμενο διαστασιολόγησης και μελέτης από τον στατικό μηχανικό καθόσον η συμπεριφορά των δοκών αυτών έχει άμεση επίδραση στη στατική συμπεριφορά του κτιρίου.

Ανάλογα με τις εκάστοτε ανάγκες (σε ανυψούμενο φορτίο και σε άνοιγμα κτιρίου) έχουμε δύο είδη γερανογέφυρας: τις γερανογέφυρες μονού φορέα (single girder) για μικρά φορτία και ανοίγματα και τις γερανογέφυρες διπλού φορέα (double girder) για μεγαλύτερα φορτία και ανοίγματα. Υπάρχουν και γερανογέφυρες που ο φορέας τους είναι σύνθετο δικτύωμα και χρησιμοποιούνται συνήθως όταν υπάρχει ανάγκη για μεγάλο ανυψούμενο φορτίο. Άλλη μια κατηγοριοποίηση είναι οι αναρτώμενες (underslung) και οι επικαθήμενες (top-mounted) γερανογέφυρες. Αναρτώμενες είναι αυτές που κινούνται στο κάτω μέρος της γερανοδοκού, η οποία στηρίζεται συνήθως στην οροφή του κτιρίου, και χρησιμοποιούνται κυρίως σε περιπτώσεις περιορισμένου χώρου. Ενώ επικαθήμενες είναι αυτές που κινούνται στο πάνω μέρος των

σιδηροτροχιών κύλισης που εδράζονται στις γερανοδοκούς, οι οποίες στηρίζονται στα υποστυλώματα του κτιρίου.



Σχήμα 2.2 : Διάταξη αναρτημένης γερανογέφυρας μονού φορέα (single girder)



Σχήμα 2.3 : Διάταξη επικαθήμενης γερανογέφυρας διπλού φορέα (double girder)

Τα πλεονεκτήματα χρήσης γερανογέφυρας σε ένα βιομηχανικό κτίριο είναι:

1. Αυξημένη παραγωγικότητα: Βοηθά τους εργάτες να εργάζονται πιο παραγωγικά απ' ότι όταν χρησιμοποιούν τον κλασσικό jib crane. Αυτό δείχνει έρευνα του Human Factors Laboratory στο Rochester Institute of Technology και μάλιστα αυτή η αυξημένη παραγωγικότητα υπολογίζεται στο 28% και πιθανότατα οφείλεται στο ότι οι γερανογέφυρες απαιτούν λιγότερη προσπάθεια στη μετακίνηση των φορτίων σε σχέση με τους άλλους τύπου γερανού.
2. Αυξημένη ποιότητα προϊόντων: Η ευκολία μεταφοράς των φορτίων έχει άμεσο αντίκτυπο στην ποιότητα των προϊόντων που κατασκευάζονται σε μια βιομηχανία. Οι ζημιές που υπόκεινται τα φορτία μειώνονται δραματικά, το ίδιο και τα ελαττωματικά προϊόντα που επιστρέφονται για αντικατάσταση.
3. Αυξημένη ευελιξία στη χρήση: Ο χειρισμός μιας γερανογέφυρας έχει βρεθεί ότι μπορεί να γίνει από το 90% των εργατών σε μια βιομηχανία, με μια στοιχειώδη εκπαίδευση μερικών ωρών. Ενώ, την ασφαλή μετακίνηση σε έναν κλασικό γερανό κινητής δοκού μπορούν να πραγματοποιήσουν λιγότεροι από το 20% των εργατών.

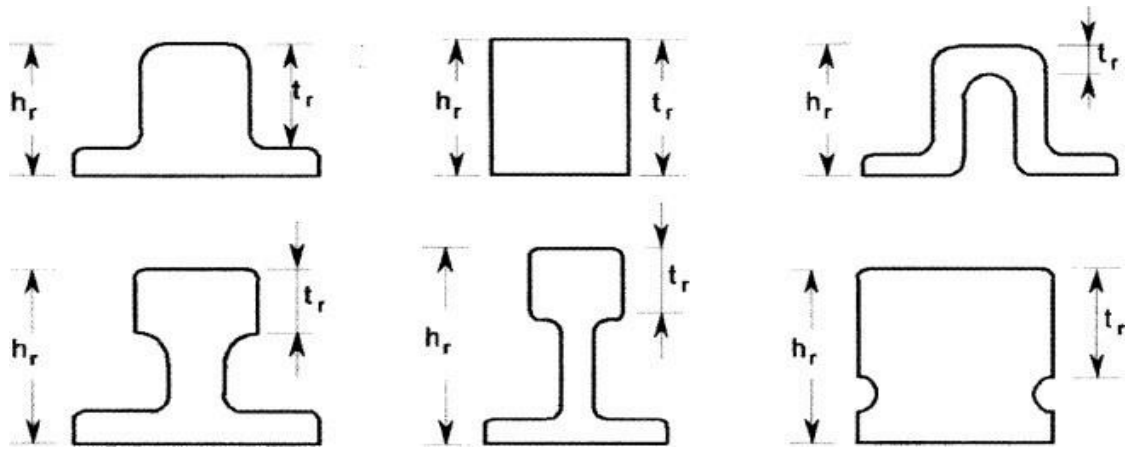
Ενώ, τα μειονεκτήματα χρήσης γερανογέφυρας είναι:

1. Περιορισμένη επιφάνεια εργασιών: Η γερανογέφυρα μπορεί να πραγματοποιήσει μεταφορές μόνο εκεί που επιτρέπουν οι σταθερές σιδηροτροχιές. Πολλές φορές είναι απαραίτητη η εγκατάσταση πολλών παράλληλων γεφυρών ώστε να καλυφτεί όλος ο χώρος εργασιών αλλά και να διατηρηθούν οι κανονισμοί ασφαλούς φόρτισης της κατασκευής.
2. Αυξημένο κόστος συντήρησης: Σε σχέση με τους πιο απλούς γερανούς που μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε σε ένα βιομηχανικό περιβάλλον μια γερανογέφυρα λειτουργεί με πολλούς ηλεκτροκινητήρες. Επίσης, η αλλαγή σε ρουλεμάν και φρένα είναι συχνή.

2.2 Τροχιές κύλισης γερανογέφυρας

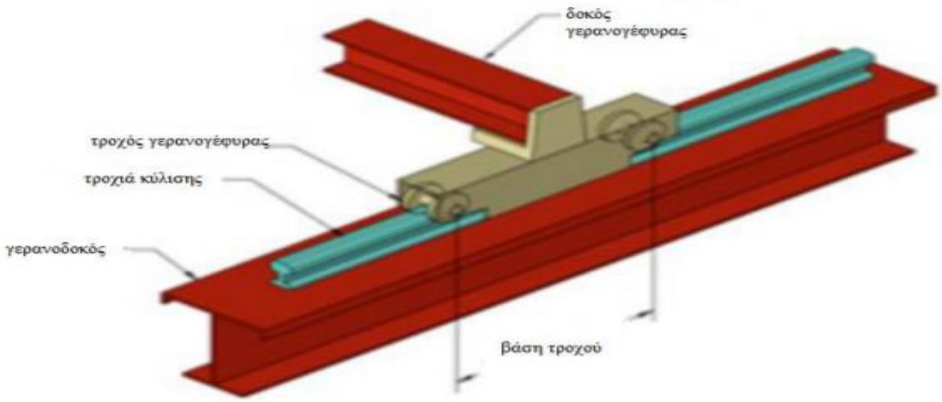
Οι τροχιές συνήθως είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι για περιπτώσεις μικρής ανυψωτικής ικανότητας ή ράβδοι με συνήθεις διατομές τροχιών για μεγαλύτερα φορτία. Μπορούν να είναι συγκολλητές επί των δοκών κύλισης με διακεκομμένες ραφές (συνηθέστερη περίπτωση), να συνδέονται με αυτές μέσω εφαρμοσμένων ή προεντεταμένων κοχλιών ή να στερεώνονται επί αυτών με ειδικές σταθεροποιητικές διατάξεις. Στην πρώτη περίπτωση στους υπολογισμούς λαμβάνουμε την διατομή της τροχιάς ως μέρος της διατομής της δοκού κυλίσεως υπό την προϋπόθεση ότι τα συνδετικά μέσα είναι σε θέση να μεταφέρουν τις δυνάμεις στη διεπιφάνεια τροχιάς – δοκού. Στην περίπτωση των απλών μέσων στερεώσεως, το καθένα υπολογίζεται να επαρκεί για την πλευρική ώθηση που ασκεί ένας μεμονωμένος τροχός. Συνηθίζεται επιπλέον η παρεμβολή ελαστομερούς φύλλου μικρού πάχους μεταξύ τροχιάς και δοκού κυλίσεως.

Ο χρόνος ζωής της τροχιάς πρέπει να προσδιορίζεται στην προδιαγραφή του έργου και μπορεί να είναι μικρότερος από το χρόνο ζωής του έργου, να προβλέπεται δηλαδή αντικατάστασή της σε ενδιάμεσες χρονικές στιγμές. Ως χρόνος ζωής μπορεί να ορίζονται τα 25 χρόνια. Σε περίπτωση ίδιου χρόνου ζωής με το έργο λαμβάνεται υπόψη η απομείωση της διατομής λόγω φθοράς. Στον EN1991-3:2006 υποδεικνύεται στους ελέγχους αντοχής να λαμβάνεται υπόψη μειωμένη διατομή ίση προς 0,25tr. Στους ελέγχους κόπωσης λαμβάνεται υπόψη το μισό της απομείωσης αυτής.



Σχήμα 2.4 : Μορφές τροχιών κύλισης γερανογέφυρας

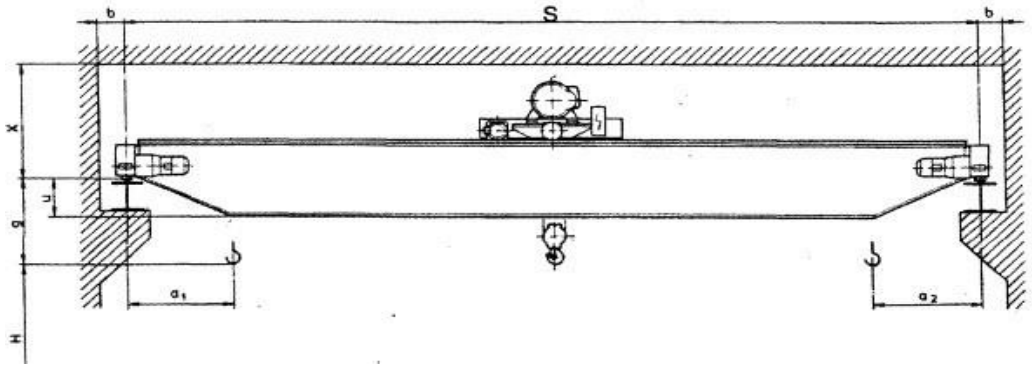
Για τις τροχιές χρησιμοποιούνται ειδικοί χάλυβες με αυξημένη σκληρότητα και εφελκυστική αντοχή μεταξύ 500MPa και 1200MPα. Οι τροχιές μπορεί να κατασκευάζονται με αρμούς ή συνεχείς (χωρίς αρμούς). Στην πρώτη περίπτωση λαμβάνεται μέριμνα ώστε να μην προκαλείται ‘’τράνταγμα’’ κατά τη διέλευση των τροχών πάνω από τον αρμό (π.χ. διαμόρφωση λοξού αρμού ως προς τον κατά μήκος άξονα). Οι τροχιές τοποθετούνται μετά την ολοκλήρωση της ανέγερσης του υπόστεγου (και των δοκών κύλισης) με μεγάλη ακρίβεια οριζοντιογραφικά και υψομετρικά. Σε περίπτωση κτιρίων που θεμελιώνονται επί κακών εδαφών με ενδεχόμενες μελλοντικές μικρές καθιζήσεις, λαμβάνεται μέριμνα για τη δυνατότητα ρύθμισής τους (π.χ. στήριξη τροχιών μέσω ανεξάρτητων στηριγμάτων).



Σχήμα 2.5. : Τροχιά και δοκός κύλισης

2.3 Χαρακτηριστικά γερανογέφυρας

Βασικό λειτουργικό στοιχείο της μελέτης ενός βιομηχανικού κτιρίου με γερανογέφυρα είναι η ανώτερη στάθμη του αγκίστρου (hook height). Ο καθορισμός της γίνεται με βάση το μέγεθος των διακινούμενων προϊόντων και των αρχιτεκτονικών απαιτήσεων. Από τη στάθμη αυτή προκύπτει το απαιτούμενο καθαρό εσωτερικό ύψος του κτιρίου και κατά συνέπεια και το ολικό ύψος. Στη παρακάτω όψη γερανογέφυρας έχουν σημειωθεί τα γεωμετρικά μεγέθη που συνδέονται με την γερανογέφυρα και είναι απαραίτητα για την μελέτη της κατασκευής. Τα στοιχεία αυτά δίνονται από τον κατασκευαστή της γερανογέφυρας.



Σχήμα 2.6 : Όψη γερανογέφυρας

Όπου: α, ακραία θέση του αγκίστρου

L, μήκος φορείου

e_1, απόσταση τροχών

S, άνοιγμα

g, υψομετρική διαφορά μεταξύ ανώτερης στάθμης του αγκίστρου και ανώτερης στάθμης τροχιάς

b, ελάχιστη απαιτούμενη καθαρή διάσταση πλευρικά

x, ελάχιστο απαιτούμενο καθαρό ύψος άνω της στάθμης της τροχιάς

Πίνακας 2.1 : Πίνακας γεωμετρικών χαρακτηριστικών γερανογέφυρας (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 7.1)

	H	S	g	a_1	a_2	e_1	L	d_1	t	x	b
	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
2,0 t	3,5	12	0	750	750	2000	2470	250	1000	920	200
		16	0	750	750	2500	2970	250	1400	920	200
		20	+ 50	900	750	3150	3620	250	1400	920	200
		25	− 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1040	200
		30	− 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1040	200
	7	12	+ 150	750	750	2000	2470	250	1000	990	200
		16	+ 150	750	750	2500	2970	250	1400	990	200
		20	+ 150	900	750	3150	3620	250	1400	990	200
		25	+ 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1100	200
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200
3,2 t	3,5	12	+ 150	750	750	2000	2470	250	1000	990	200
		16	+ 150	750	750	2500	2970	250	1400	990	200
		20	+ 150	900	750	3150	3620	250	1400	990	200
		25	+ 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1100	200
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200
	7	12	+ 300	750	750	2000	2470	250	1000	1055	200
		16	+ 300	750	750	2500	2970	250	1400	1055	200
		20	+ 300	900	750	3150	3620	250	1400	1055	200
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1165	200
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200
4,0 t	3,5	12	+ 150	750	750	2000	2470	250	1000	990	200
		16	+ 150	750	750	2500	2970	250	1400	990	200
		20	+ 150	900	750	3150	3620	250	1400	990	200
		25	+ 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1100	200
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200
	7	12	+ 300	750	750	2000	2470	250	1000	1055	200
		16	+ 300	750	750	2500	2970	250	1400	1055	200
		20	+ 300	900	750	3150	3620	250	1400	1055	200
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1165	200
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200
5,0 t	8	12	+ 350	750	750	2000	2470	250	1000	1115	200
		16	+ 350	750	750	2500	2970	250	1400	1115	200
		20	+ 350	900	750	3150	3620	250	1400	1115	200
		25	+ 300	1100	750	4000	4650	400	2240	1225	200
		30	+ 300	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200
6,3 t	3,5	12	+ 200	750	750	2000	2470	250	1000	1050	200
		16	+ 200	750	750	2500	2970	250	1400	1050	200
		20	+ 200	900	750	3150	3620	250	1400	1050	200
		25	+ 100	1100	750	4000	4650	400	2240	1160	200
		30	+ 100	1100	750	4560	5210	400	2800	1160	200
	8	12	+ 300	750	750	2000	2470	250	1000	1115	200
		16	+ 300	750	750	2500	2970	250	1400	1115	200
		20	+ 300	900	750	3150	3620	250	1400	1115	200
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1225	200
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200
8,0 t	3,5	16	+ 100	750	750	2500	3150	400	1400	1165	200
		20	+ 100	900	750	3150	3800	400	1400	1165	200
		25	+ 100	1100	750	4000	4650	400	2240	1165	200
		30	+ 100	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200
	12	16	+ 450	750	750	2500	3150	400	1400	1355	200
		20	+ 450	900	750	3150	3800	400	1400	1355	200
		25	+ 450	1100	750	4000	4650	400	2240	1355	200
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200
10,0 t	4	16	+ 200	750	750	2500	3150	400	1400	1225	200
		20	+ 200	900	750	3150	3800	400	1400	1225	200
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1225	200
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200
	12	16	+ 450	750	750	2500	3150	400	1400	1355	200
		20	+ 450	900	750	3150	3800	400	1400	1355	200
		25	+ 450	1100	750	4000	4650	400	2240	1355	200
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200
12,5 t	4	14	− 150	900	900	2500	3150	400	1400	1385	200
		20	− 150	900	900	3150	3800	400	1400	1385	200
		25	− 150	1000	900	4000	4650	400	2240	1385	200
		30	− 250	1100	900	4560	5350	500	2800	1485	250
	6	14	+ 50	900	900	2500	3150	400	1400	1500	200
		20	+ 50	900	900	3150	3800	400	1400	1500	200
		25	+ 50	1000	900	4000	4650	400	2240	1500	200
		30	− 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
16,0 t	6	11	+ 50	900	900	2500	3150	400	1400	1470	200
		25	− 50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250
		30	− 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
20,0 t	6	25	− 50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250
		30	− 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250
25,0 t	6	20	100	1350	1350	4000	4790	500	2240	1850	250
		25	100	1500	1350	4000	4790	500	2240	1850	250

Οι γερανογέφυρες ανάλογα με τη χρήση και τον τόπο λειτουργίας τους χωρίζονται σε τέσσερις κατηγορίες ανύψωσης (hoisting classes), από HC1 έως HC4, και σε δέκα κατηγορίες κόπωσης (S-classes), από S0 έως S9. Από τον Πίνακα 2.2 για την περίπτωση 6 , επιλέγω κατηγορία ανύψωσης HC3 και κατηγορία κόπωσης S4. Οι ταχύτητες ανύψωσης ποικίλουν και εξαρτώνται από τη χρήση της γερανογέφυρας. Συνηθίζεται να είναι από 3m/min έως 8m/min.

Στο κτίριο της μελέτης θα λειτουργήσει γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 10tn. Επιλέγεται μια επικαθήμενη γερανογέφυρα διπλού φορέα της εταιρείας MUNCK με άνοιγμα 22,86m. Στο Παράρτημα Α επισυνάπτονται αναλυτικά όλα τα χαρακτηριστικά της. Επιλέγω γερανογέφυρα σαφώς μικρότερη από το πλάτος του κτιρίου (24m) λαμβάνοντας υπόψη τις ελάχιστες αποστάσεις από τα υποστυλώματα βάσει κανονισμού, αλλά και τη διάσταση των υποστυλωμάτων. Επιπλέον οι τροχιές πάνω στις οποίες κυλίονται οι τροχοί έχουν ληφθεί με συμπαγή ορθογωνική διατομή b_r=50mm και h_r =30mm.

Πίνακας 2.2 : Κατηγοριοποίηση γερανογεφυρών αναλόγως φόρτισης (EN 1991-3:2006, Παράρτημα B, Πίνακας B.1)

Item	Type of crane	Hoisting class	*S-classes*
1	Hand-operated cranes	HC 1	S0, S1
2	Assembly cranes	HC1, HC2	S0, S1
3	Powerhouse cranes	HC1	S1, S2
4	Storage cranes - with intermittend operation	HC2	S4
5	Storage cranes, spreader bar cranes, scrap yard cranes -with continuous operation	HC3, HC4	S6 ,S7
6	Workshop cranes	HC2, HC3	S3,S4
7	Overhead travelling cranes, ram cranes - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
8	Casting cranes	HC2, HC3	S6, S7
9	Soaking pit cranes	HC3, HC4	S7, S8
10	Stripper cranes, charging cranes	HC4	S8, S9
11	Forging cranes	HC4	S6, S7
12	Transporter bridges, semi-portal cranes, portal cranes with trolley or slewing crane - with hook operation	HC2	S4, S5
13	Transporter bridges, semi-portal cranes, portal cranes with trolley or slewing crane – with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
14	Travelling belt bridge with fixed or sliding belt(s)	HC1	S3, S4
15	Dockyard cranes, slipway cranes, fitting-out cranes - with hook operation	HC2	S3, S4
16	Wharf cranes, slewing, floating cranes, level luffing slewing - with hook operation	HC2	S4, S5
17	Wharf cranes, slewing, floating cranes, level luffing slewing - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S6, S7
18	Heavy duty floating cranes, gantry cranes	HC1	S1, S2
19	Shipboard cargo cranes - with hook operation	HC2	S3, S4
20	Shipboard cargo cranes - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S4, S5
21	Tower slewing cranes for the construction industry	HC1	S2, S3
22	Erection cranes, derrick cranes - with hook operation	HC1, HC2	S1, S2
23	Rail mounted slewing cranes - with hook operation	HC2	S3, S4
24	Rail mounted slewing cranes - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S4, S5
25	Railway cranes authorised on trains	HC2	S4
26	Truck cranes, mobile cranes - with hook operation	HC2	S3, S4
27	Truck cranes, mobile cranes - with grab or magnet operation	HC3, HC4	S4, S5
28	Heavy duty truck cranes, heavy duty mobile cranes	HC1	S1, S2

Πίνακας 2.3 : Χαρακτηριστικά γερανογέφυρας

Άνοιγμα S	22.86 m	**Ταχύτητα ανύψωσης**	4.88 m/min
Ανυψωτική ικανότητα	10 tn	**Κατηγορία ανύψωσης**	HC3
Μήκος αγκίστρου	8.83 m	**Κατηγορία κόπωσης**	S4
H	7 m	**Σύστημα κίνησης τροχών**	IFF
a_1	0.711 m	**Βάρος βαρουλκοφορείου**	595 kg
a_2	0.635 m	**Μήκος φορείου L**	4.14 m
Απόσταση τροχών e_1	3.66 m	**Hoist Model: 3122-2426**	

2.4 Φορτία γερανογέφυρας

Οι γερανογέφυρες μεταφέρουν φορτία, κατακόρυφα και οριζόντια, επί των δοκών κύλισης, τα οποία στη συνέχεια μεταφέρονται στο έδαφος μέσω των υποστυλωμάτων και άλλων στοιχείων του φέροντος οργανισμού (σύνδεσμοι δυσκαμψίας μεταξύ των υποστυλωμάτων, πλευρικά στηρίγματα άνω πέλματος δοκών κύλισης κ.α.). Ο μελετητής καλείται να προσδιορίσει τα φορτία που ασκούν οι γερανογέφυρες στον φέροντα οργανισμό και να τα λάβει υπόψη του (ως μεταβλητές δράσεις) στους συνδυασμούς φορτίσεων που θα εξεταστούν για να διαστασιολογήσει έπειτα τις δοκούς κύλισης.

Τα φορτία της γερανογέφυρας διακρίνονται σε μεταβλητά (variable) και τυχηματικά (accidental). Τα μεταβλητά χωρίζονται σε:

- κατακόρυφες δράσεις εξαιτίας του ίδιου βάρους της γερανογέφυρας και του φορτίου ανύψωσης
- οριζόντιες δράσεις εξαιτίας της επιτάχυνσης ή επιβράδυνσης ή λόγω λοξής κίνησης επί των δοκών κύλισης ή από άλλα δυναμικά φαινόμενα.

Τα τυχηματικά είναι χρήσιμα κυρίως σε τοπικούς ελέγχους και αφορούν:

- την ενδεχόμενη πρόσκρουση της γερανογέφυρας σε ειδικά τερματικά στοιχεία επί των δοκών κυλίσεως (buffer forces).
- την ενδεχόμενη πρόσκρουση των εξαρτημάτων ανύψωσης σε εμπόδια (tilting forces).

Τα τυχηματικά φορτία δεν θα εξεταστούν στα πλαίσια της παρούσας εργασίας. Επίσης, βάσει του Ευρωκώδικα (EN 1991-3:2006) οι δυνάμεις H_{T3} λόγω επιτάχυνσης/επιβράδυνσης του βαρούλκου ή του ανυψωτικού συστήματος υποτίθεται ότι καλύπτονται από τα τυχηματικά φορτία, άρα ούτε αυτές εξετάζονται.

Ο Ευρωκώδικας EN 1991-3 προβλέπει τη θεώρηση δέκα διαφορετικών συνδυασμών κατακόρυφων, οριζόντιων και λοιπών φορτίων για καθένα από τα οποία , κατά περίπτωση, προβλέπει ειδικούς δυναμικούς συντελεστές φ.

Δηλαδή, η χαρακτηριστική τιμή ενός φορτίου γερανογέφυρας δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$F_{\varphi,k} = \varphi_i * F_k$$

όπου: $F_{\varphi,k}$, η χαρακτηριστική τιμή της δράσης της γερανογέφυρας

φ_i , ο δυναμικός συντελεστής

F_k , η στατικώς προσδιοριζόμενη δράση της γερανογέφυρας

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι συνδυασμοί φορτίων. Τονίζεται ότι τα φορτία κάθε στήλης θεωρούνται ως μια ενιαία δράση. Λαμβάνεται έτσι υπόψη η ταυτόχρονη εφαρμογή δράσεων. Επειδή η γερανογέφυρα βρίσκεται εντός του κελύφους του κτιρίου η δράση λόγω ανέμου αμελείται.

Πίνακας 2.4: Συνδυασμοί φορτίων (EN 1991-3:2006, Πίνακας 2.2)

	Σύμβολο	Ομάδες φορτίων										
		Οριακή κατάσταση αστοχίας							Δοκιμαστική		Τυχηματική	
		1	2	3	4	5	6	7	8α	8β	9	10
Ίδιο βάρος της γερανογέφυρας	Q_C	Φ_1	Φ_1	1	Φ_4	Φ_4	Φ_4	1	Φ_1	Φ_1	1	1
Ανυψούμενο φορτίο	Q_H	Φ_2	Φ_3	-	Φ_4	Φ_4	Φ_4	η	-	-	1	1
Επιτάχυνση της γερανογέφυρας	H_L, H_T	Φ_5	Φ_5	Φ_5	Φ_5	-	-	-	Φ_5	Φ_5	-	-
Παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας	H_S	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-	-
Επιτάχυνση ή τροχοπέδηση του βαρούλκου ή του ανυψωτικού συστήματος	H_{T3}	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
Άνεμος κατά τη λειτουργία της γερανογέφυρας	F_W	1	1	1	1	1	-	-	1	1	-	-
Δοκιμαστικό φορτίο	Q_T	-	-	-	-	-	-	-	Φ_6	Φ_6	-	-
Δύναμη πρόσκρουσης στα άκρα	H_B	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Φ_7	-
Δύναμη πρόσκρουσης της ανυψωτικής διάταξης ή του φορτίου σε εμπόδιο	H_{TA}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Σημαντική περίπτωση φόρτισης για τη γερανογέφυρα και τις δοκούς κυλίσεως είναι αυτή του δοκιμαστικού φορτίου. Αυτό αναρτάται από τη γερανογέφυρα, κατά την παραλαβή της. Κατά κανόνα είναι μεγαλύτερο από την ονομαστική φέρουσα ικανότητα της γερανογέφυρας, όμως μπορεί να ληφθεί χωρίς την ταυτόχρονη εφαρμογή οριζοντίων δυνάμεων.

Το δοκιμαστικό φορτίο λαμβάνεται ως το δυσμενέστερο από τις εξής περιπτώσεις:

- το ονομαστικό φορτίο της γερανογέφυρας προσαυξημένο κατά 10% και επιπλέον πολλαπλασιασμένο επί ειδικό δυναμικό συντελεστή. Το φορτίο θεωρείται εν κινήσει αναπτύσσονται δηλαδή οι αντιστοιχούσες οριζόντιες δυνάμεις
- το ονομαστικό φορτίο προσαυξημένο κατά 25% χωρίς ταυτόχρονη δράση οριζοντίων δυνάμεων και χωρίς δυναμικό συντελεστή

2.4.1 Δυναμικοί συντελεστές φ

Οι τιμές των συντελεστών φ λαμβάνουν υπόψη τον τύπο ανάρτησης, το είδος του αναρτώμενου φορτίου και την ταχύτητα ανύψωσης.

Πίνακας 2.5 : Δυναμικοί συντελεστές φ (EN 1991-3, Πίνακας 2.1)

Δυναμικοί συντελεστές	*Επιρροές που πρέπει να ληφθούν υπόψη*	*Για εφαρμογή στο*
Φ_1	Δυναμική διέγερση της γερανογέφυρας λόγω της ανύψωσης του φορτίου από το έδαφος	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας
Φ_2 Ή Φ_3	Δυναμική επιρροή κατά τη μεταφορά του ανυψούμενου φορτίου από το έδαφος στη γερανογέφυρα Δυναμική επιρροή κατά την απότομη απόθεση του αναρτημένου φορτίου εάν χρησιμοποιούνται αρπάγες ή μαγνήτες	Ανυψούμενο φορτίο
Φ_4	Δυναμικές επιρροές εισαγόμενες κατά τη μετακίνηση επί συστημάτων τροχών ή επί δοκών	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο
Φ_5	Δυναμική επιρροή οφειλόμενη στις δυνάμεις προώθησης	Οριζόντιες δυνάμεις
Φ_6	Δυναμική επιρροή δοκιμαστικού φορτίου όταν αυτό κινείται κατά τον τρόπο με τον οποίο χρησιμοποιείται η γερανογέφυρα	Δοκιμαστικό φορτίο
Φ_7	Ελαστική δυναμική δράση φορτίου στα άκρα των τροχών	Δυνάμεις επί των διατάξεων τέρματος στα άκρα των τροχιών

Πίνακας 2.6: Τιμές δυναμικών συντελεστών φ (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.4)

	Τιμές των δυναμικών συντελεστών
ϕ_1	$0,9 < \phi_1 < 1,1$ Οι τιμές 1,1 και 0,9 αντικατοπτρίζουν τις ανώτερες και τις κατώτερες τιμές των παλμών δόνησης
ϕ_2	$\phi_2 = \phi_{2,min} + \beta_2 * V_h$ Όπου: V_h , η ταχύτητα ανύψωσης του φορτίου σε m/s $\phi_{2,min}$ και β_2 προκύπτουν σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα
ϕ_3	$\phi_3 = 1- (\Delta m/m)*(1+\beta_3)$ Όπου: Δm , μέρος του ανυψούμενου φορτίου που έχει πέσει ή ελευθερωθεί m , η συνολική μάζα ανύψωσης β_3= 0,5 , για γερανογέφυρες με αρπαγές β_3 = 1 , για γερανογέφυρες με μαγνήτες ή παρόμοιες ξαφνικής αποδέσμευσης συσκευές
ϕ_4	ϕ_4 = 1, εφόσον έχουν τηρηθεί οι ανοχές για τα φορεία τροχών που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα (EN1991-3:2006)

• **Δυναμικός συντελεστής φ_1**

Ισχύει: $0,9 < \varphi_1 < 1,1$, επί το δυσμενέστερο λαμβάνουμε $\varphi_1 = 1,1$

• **Δυναμικός συντελεστής φ_2**

Ισχύει: $\varphi_2 = \varphi_{2min} + \beta_2 * V_h$, όπου τα β_2 , φ_{2min} εξαρτώνται από την κατηγορία ανύψωσης και δίνονται ως εξής:

Πίνακας 2.7: Τιμές των β_2 και $\varphi_{2,min}$ (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.5)

Hoisting class of appliance	β_2	$\varphi_{2,min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

NOTE: Cranes are assigned to Hoisting Classes HC1 to HC4 to allow for the dynamic effects of transferring the load from the ground to the crane. The selection depends on the particular type of crane, see recommendation in annex B.

Ενώ V_h είναι η ταχύτητα ανύψωσης του φορτίου, που έχει οριστεί στα 4,88 m/min. Επομένως $\varphi_2 = 1,15 + 0,51*4,88/60 \rightarrow \varphi_2 = 1,191$

• **Δυναμικός συντελεστής φ_3**

Ισχύει: $\varphi_3 = 1 - (\Delta m/m)*(1 + \beta_3)$

Θεωρούμε ότι δεν υπάρχει δυνατότητα ξαφνικής απελευθέρωσης του φορτίου δηλαδή είναι $\Delta m = 0$. Επομένως: $\varphi_3=1,0$

• **Δυναμικός συντελεστής φ_4**

Θεωρούμε ότι τηρούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα που αφορούν τις ανοχές για τα φορεία τροχών. Επομένως: $\varphi_4 =1,0$

• **Δυναμικός συντελεστής φ_5**

Εφόσον δεν ορίζει κάτι διαφορετικό ο κατασκευαστής της γερανογέφυρας στις προδιαγραφές, τότε ο συντελεστής αυτός λαμβάνεται από τα καθοριζόμενα στον Ευρωκώδικα. Δηλαδή:

Πίνακας 2.8: Τιμές συντελεστή φ_5 (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.6)

Τιμές του δυναμικού συντελεστή ϕ_5	**Συγκεκριμένη χρήση**
$\phi_5 = 1$	Για φυγόκεντρες δυνάμεις
$1,0 \leq \phi_5 \leq 1,5$	Συστήματα στα οποία οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά
$1,5 \leq \phi_5 \leq 2,0$	Για απότομες αλλαγές δυνάμεων
$\phi_5 = 3$	Καθοδήγηση με σημαντικές νεκρές διαδρομές

Επομένως, για ομαλή μεταβολή των δυνάμεων δυσμενέστερα έχουμε: $\varphi_5 = 1,5$

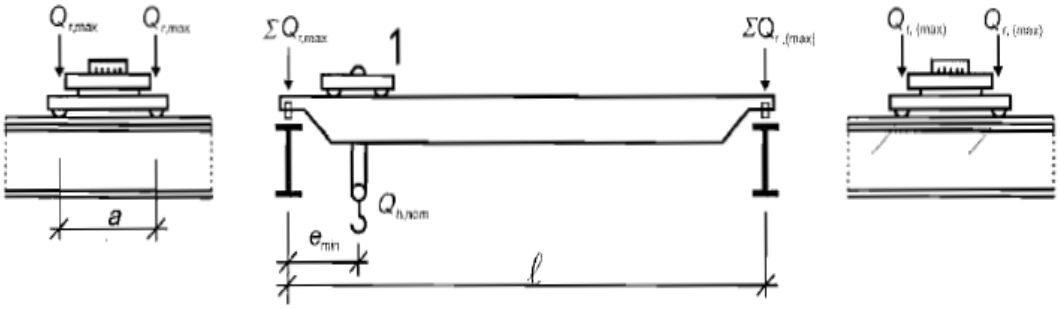
• **Δυναμικός συντελεστής φ_6**

Εδώ διακρίνουμε 2 περιπτώσεις:

- Δυναμικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο
  $\varphi_6 = 0,5*(1 + \varphi_2) = 0,5*(1 + 1,201) \rightarrow \varphi_6 = 1,101$
- Στατικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο
  $\varphi_6 = 1,0$

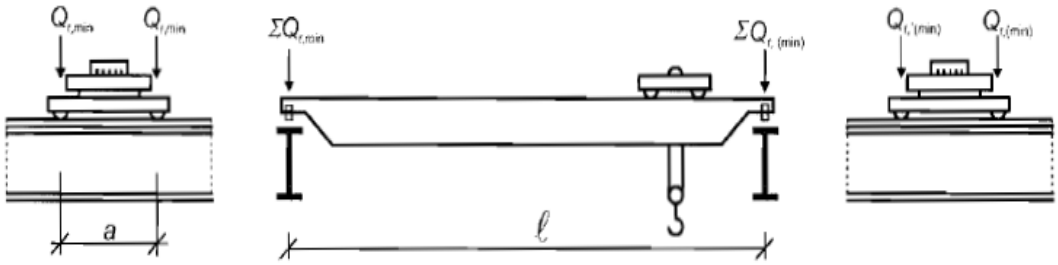
2.4.2 Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία οφείλονται στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας, το βάρος του βαρουλκοφορείου και το φορτίο ανύψωσης. Τα δύο τελευταία κινούνται μεταξύ των δύο άκρων της γερανογέφυρας, επομένως η διαστασιολόγηση των δοκών κύλισης θα πρέπει να γίνει με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να μπορούν να παραλάβουν τις μέγιστες τιμές των δράσεων αυτών. Κατά συνέπεια το φορείο με το αναρτώμενο φορτίο θα θεωρήσουμε ότι βρίσκεται όσο το δυνατόν πλησιέστερα είτε στον άξονα της δοκού κύλισης 1 είτε στον άξονα της δοκού κύλισης 2, αφού οι ελάχιστες αποστάσεις του αγκίστρου a_1 και a_2 διαφέρουν. Θα επιλέξουμε τα δυσμενέστερα υπέρ της ασφαλείας και για τις δύο δοκούς κύλισης. Επιπρόσθετα αφού οι τροχοί κυλίσεως είναι δύο, το συνολικό φορτίο θα διαμοιράζεται εξίσου και στους δύο τροχούς.



Σχήμα 2.7: Όψη γερανογέφυρας με μέγιστες δράσεις στη δοκό κύλισης 1

Εκτός από τις μέγιστες δράσεις για τις δοκούς κύλισης, θα πρέπει να εξεταστεί και η περίπτωση των ελάχιστων δράσεων. Δηλαδή η γερανογέφυρα να είναι αφόρτιστη και το φορείο να βρίσκεται όσο το δυνατόν πλησιέστερα στην άλλη δοκό κύλισης. Θα εφαρμοστεί η ίδια μεθοδολογία με τις μέγιστες δράσεις.



Σχήμα 2.8: Όψη γερανογέφυρας με ελάχιστες δράσεις στη δοκό κύλισης 1

- **Ίδιο βάρος γερανογέφυρας**

Ανυψωτική ικανότητα 10 tn → Q_{rnom} = 10*9,81 = 98,1 KN

Βάρος βαρουλκοφορείου 595 kg → G_c = 0,595*9,81 = 5,84 KN

Πίνακας 2.9: Πίνακας μεγίστων-ελαχίστων αντιδράσεων γερανογέφυρας σε κάθε τροχό (kg)
(Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 7.2)

		6 m	8 m	10 m	12 m	14 m	16 m	18 m
2,0 t	max	1 450	1 550	1 600	1 750	1 900	2 000	2 150
	min	450	500	500	600	750	800	950
3,2 t	max	2 050	2 200	2 300	2 400	2 550	2 650	2 850
	min	550	550	550	650	750	850	1 000
4,0 t	max	2 450	2 550	2 700	2 800	3 000	3 150	3 350
	min	600	600	650	650	800	900	1 100
5,0 t	max	2 900	3 100	3 250	3 400	3 550	3 750	3 950
	min	650	650	700	750	850	1 000	1 200
6,3 t	max	3 550	3 750	3 900	4 100	4 250	4 450	4 700
	min	750	700	750	850	950	1 100	1 300
8,0 t	max	4 600	4 850	5 050	5 250	5 450	5 700	5 050
	min	950	900	950	1 000	1 150	1 300	1 650
10,0 t	max	5 550	5 850	6 100	6 300	6 600	6 850	7 150
	min	1 100	1 050	1 050	1 150	1 350	1 500	1 750
12,5 t	max	6 500	6 900	7 200	7 500	7 800	8 100	8 400
	min	1 500	1 400	1 350	1 450	1 600	1 750	1 950
16,0 t	max	8 350	8 800	9 200	9 700	9 900	10 350	10 600
	min	1 850	1 600	1 600	1 800	1 900	2 050	2 250
20,0 t	max	10 300	10 850	11 300	11 700	12 000	12 350	12 750
	min	2 350	2 100	2 050	2 050	2 150	2 300	2 550
25,0 t	max	11 900	12 900	13 600	14 150	14 600	15 150	15 550
	min	3 950	3 350	3 050	2 850	2 950	3 100	3 250

		20 m	22 m	24 m	26 m	28 m	30 m
2,0 t	max	2 250	2 950	3 050	3 350	3 600	3 900
	min	1 050	1 700	1 850	2 100	2 400	2 300
3,2 t	max	3 100	3 600	3 900	4 150	4 300	4 600
	min	1 250	1 750	2 000	2 250	2 400	2 700
4,0 t	max	3 550	4 050	4 300	4 600	4 850	5 150
	min	1 300	1 750	2 000	2 250	2 550	2 800
5,0 t	max	4 150	4 650	4 850	5 200	5 400	5 750
	min	1 350	1 850	2 000	2 400	2 550	2 900
6,3 t	max	4 900	5 350	5 600	5 900	6 150	6 450
	min	1 500	1 900	2 150	2 400	2 650	2 900
8,0 t	max	6 300	6 550	6 800	7 100	7 500	7 800
	min	1 800	2 000	2 250	2 550	2 900	3 200
10,0 t	max	7 450	7 650	7 950	8 350	8 650	8 950
	min	2 000	2 150	2 400	2 750	3 050	3 350
12,5 t	max	8 650	9 000	9 300	9 700	10 100	10 550
	min	2 150	2 450	2 700	3 000	3 400	3 850
16,0 t	max	11 000	11 300	11 700	12 150	12 600	13 000
	min	2 550	2 750	3 100	3 600	3 900	4 250
20,0 t	max	13 150	13 550	14 100	14 400	15 250	15 550
	min	2 850	3 200	3 650	3 900	4 650	4 950
25,0 t	max	16 000	16 550	16 950			
	min	3 500	3 900	4 150			

Από τον Πίνακα 2.9 με γραμμική παρεμβολή έχω max V = 7,78 tn και min V = 2,26 tn. Επειδή έχω 2 τροχούς σε κάθε πλευρά είναι:

$Q_{ολικό}$ = 2*(7,78 + 2,26) = 20,08 tn ή 197 KN

Όμως: $Q_{ολικό} = Q_c + Q_{rnom} + G_c \rightarrow Q_c$ = 93,06 KN

Δηλαδή, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας είναι 93,06 KN και ανηγμένο στο μήκος της είναι: q_c = 93,06/22,86 = 4,07 KN/m

Ίδια τιμή σχεδόν για το ίδιο βάρος γερανογέφυρας δίνει και από το Παράρτημα Α με τα χαρακτηριστικά της.

• Ελάχιστες τιμές - Γερανογέφυρα αφόρτιστη

Περισσότερο φορτισμένη δοκός:

$$\sum Q_{r(min)} = \frac{1}{2} * \varphi_{Qc} * q_c * S + \varphi_{Qc} * G_c * (S- \alpha_2)/S$$

Λιγότερο φορτισμένη δοκός:

$$\sum Q_{rmin} = \frac{1}{2} * \varphi_{Qc} * q_c * S + \varphi_{Qc} * G_c * \alpha_2/S$$

Φορτίο ανά τροχό:

$$Q_{rmin} = \sum Q_{rmin} /2$$

Έστω ότι το φορείο βρίσκεται στη θέση 1. Η ελάχιστη απόσταση του αγκίστρου είναι a_1 = 0,711m. Άρα:

- Συνδυασμοί φορτίων 1 , 2

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 1 (περισσότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{r(min)} = \frac{1}{2}$ * 1,10 * 4,07 * 22,86 + 1,10 * 5,84 * (22,86- 0,711)/22,86 = 57,4 KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{r(min)}$ = 28,7 KN

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 2 (λιγότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{rmin} = \frac{1}{2}$ * 1,10 * 4,07 * 22,86 + 1,10 * 5,84 * (0,711)/22,86 = 51,37 KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : Q_{rmin} = 25,69 KN

Έστω ότι το φορείο βρίσκεται στη θέση 2. Η ελάχιστη απόσταση του αγκίστρου είναι a_2 = 0,635m. Άρα:

- Συνδυασμοί φορτίων 1 , 2

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 1 (λιγότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{rmin} = \frac{1}{2}$ * 1,10 * 4,07 * 22,86 + 1,10 * 5,84 * (0,635)/22,86 = 51,35 KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : **Q_{rmin} = 25,68 KN**

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 2 (περισσότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{r(min)} = \frac{1}{2} * 1,10 * 4,07 * 22,86 + 1,10 * 5,84 * (22,86-0,635)/22,86 = 57,42$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $\mathbf{Q_{r(min)}}$ **= 28,71 KN**

Παρατηρώ ότι δυσμενέστερες είναι οι τιμές όταν το άγκιστρο βρίσκεται στη θέση 2 άρα στη συνέχεια εξετάζω πάλι αυτήν την περίπτωση υπέρ της ασφαλείας, παρόλο που οι διαφορές είναι μικρές.

- Συνδυασμοί φορτίων 3 , 4 , 5

Για το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας ισχύει ο συντελεστής $\varphi_4 = 1,0$, αντί του $\varphi_1 = 1,1$ πριν. Άρα:

Φορτίο που αντιστοιχεί στη περισσότερο φορτισμένη δοκό κύλισης:

$Q_{r(min)} = 28,71$ KN * (1/1,1) = 26,1 KN ανά τροχό

Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτισμένη δοκό κύλισης:

$Q_{rmin} = 25,68$ KN * (1/1,1) = 23,35 KN ανά τροχό

• Μέγιστες τιμές - Γερανογέφυρα φορτισμένη

Περισσότερο φορτισμένη δοκός:

$$\sum Q_{rmax} = \frac{1}{2} * \varphi_{Qc} * q_c * S + (\varphi_{Qc} * G_c + \varphi_{QH} * Q_{rnom}) * (S- \alpha_2)/S$$

Λιγότερο φορτισμένη δοκός:

$$\sum Q_{r(max)} = \frac{1}{2} * \varphi_{Qc} * q_c * S + (\varphi_{Qc} * G_c + \varphi_{QH} * Q_{rnom}) * \alpha_2/S$$

Φορτίο ανά τροχό:

$$Q_{rmax} = \sum Q_{rmax} /2$$

- Συνδυασμός φορτίων 1

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 1 (λιγότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{r(max)} = \frac{1}{2} * 1,10 * 4,07 * 22,86 + (1,10 * 5,84 + 1,191 * 98,1) * 0,635/22,86$

$= 54,6$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{r(max)} = 27,3$ KN

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 2 (περισσότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{rmax} = \frac{1}{2} * 1,10 * 4,07 * 22,86 + (1,10 * 5,84 + 1,191 * 98,1) * (22,86 – 0,635)/22,86$

$= 171$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{rmax} = 85,5$ KN

- Συνδυασμός φορτίων 2

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 1 (λιγότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{r(max)} = \frac{1}{2} * 1{,}10 * 4{,}07 * 22{,}86 + (1{,}10 * 5{,}84 + 1{,}0 * 98{,}1) * 0{,}635/22{,}86$

$= 54{,}08$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{r(max)} = 27{,}04$ KN

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 2 (περισσότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{rmax} = \frac{1}{2} * 1{,}10 * 4{,}07 * 22{,}86 + (1{,}10 * 5{,}84 + 1{,}0 * 98{,}1) * (22{,}86 – 0{,}635)/22{,}86$

$= 152{,}8$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{rmax} = 76{,}4$ KN

- Συνδυασμοί φορτίων 4 , 5

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 1 (λιγότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{r(max)} = \frac{1}{2} * 1{,}0 * 4{,}07 * 22{,}86 + (1{,}0 * 5{,}84 + 1{,}0 * 98{,}1) * 0{,}635/22{,}86$

$= 49{,}41$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{r(max)} = 24{,}71$ KN

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 2 (περισσότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{rmax} = \frac{1}{2} * 1{,}0 * 4{,}07 * 22{,}86 + (1{,}0 * 5{,}84 + 1{,}0 * 98{,}1) * (22{,}86 – 0{,}635)/22{,}86$

$= 147{,}57$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{rmax} = 73{,}79$ KN

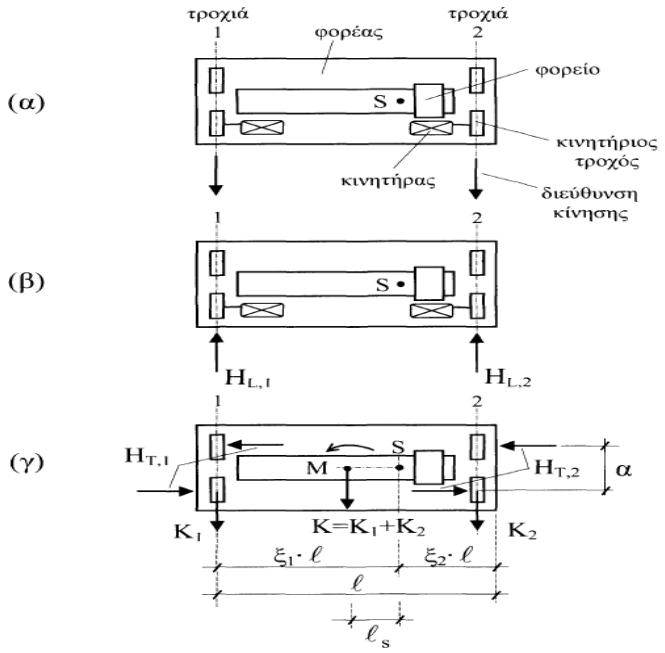
2.4.3 Οριζόντια φορτία

Τα οριζόντια φορτία που ασκούνται επί της δοκού κύλισης εξαιτίας της γερανογέφυρας οφείλονται:

- στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση κατά την κίνησή της γερανογέφυρας
- στη λοξή κίνηση που κάνει η γερανογέφυρα ως προς τις τροχιές
- στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση του βαρούλκου ή του ανυψωτικού συστήματος της γερανογέφυρας κατά την κίνησή τους πάνω σε αυτή
- στην σύγκρουση της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνησή της στο τέλος της διαδρομής
- στην σύγκρουση της ανυψωτικής διάταξης ή του φορτίου σε εμπόδιο

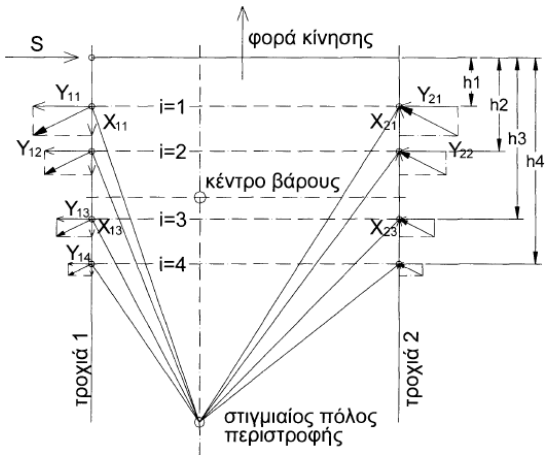
Τα οριζόντια φορτία, τα οποία εμφανίζονται ταυτόχρονα με τα κατακόρυφα, υπεισέρχονται στους υπολογισμούς, κατά την μελέτη, με τους δυναμικούς προσαυξητικούς συντελεστές φ.

Όταν η γερανογέφυρα επιταχύνεται ή επιβραδύνεται, η κινητήρια δύναμη K ασκείται στον άξονα της κίνησης, ενώ το κέντρο βάρους S του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα μαζί με το αναρτημένο φορτίο) απέχουν από τον άξονα αυτό. Συνεπώς για τον λόγω αυτό αναπτύσσεται μία ροπή η οποία εξισορροπείται από ζεύγη δυνάμεων H_T μεταξύ τροχών και τροχιών. Ταυτόχρονα αναπτύσσονται και κατά μήκος δυνάμεις H_L. Αναλόγως της θέσης του βαρουλκοφορείου με το αναρτώμενο φορτίο, η τροχιά στην οποία τα τελευταία βρίσκονται εγγυτέρα, είναι περισσότερο φορτισμένη. Κατά συνέπεια και οι δύο τροχοί στην τροχιά αυτή είναι περισσότερο φορτισμένοι σε σχέση με τους απέναντι. Ως αποτέλεσμα οι δυνάμεις H_T της τροχιάς αυτής να είναι μεγαλύτερες. Αντίθετα οι δυνάμεις H_L είναι ίσες και για τις δύο τροχιές ανεξαρτήτως θέσης των φορτίων.



Σχήμα 2.9: Δυνάμεις H_{Ti} και H_{Li} επί των δοκών κύλισης λόγω επιβράδυνσης/επιτάχυνσης της γερανογέφυρας (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Σχήμα 7.46)

Λόγω της ανοχής μεταξύ τροχιάς και τροχού και λόγω της ενδεχόμενης μικρής απόκλισης του στιγμιαίου άξονα κίνησης επί της τροχιάς ως προς τον άξονα της δοκού κυλίσεως γίνεται μία λοξή κίνηση ως προς τις τροχιές με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται σχετικές οριζόντιες δυνάμεις H_s (skewing forces) επί των δοκών κυλίσεως. Δημιουργείται στιγμιαίος πόλος περιστροφής γύρω από τον οποίο στρέφεται η γερανογέφυρα προκαλώντας την εμφάνιση και κατά μήκος και πλευρικών οριζόντιων δυνάμεων. Η θέση του εξαρτάται από τη σχετική θέση των μέσων καθοδήγησης αλλά και τον τρόπο κίνησης των τροχών.



Σχήμα 2.10: Δυνάμεις H_s επί των δοκών κύλισης λόγω λοξής κίνησης της γερανογέφυρας (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Σχήμα 7.47)

Οι τροχοί, για να αποφευχθεί όσο το δυνατό η ταχύτερη φθορά τους, εφοδιάζονται με ειδικά μέσα καθοδήγησης (π.χ. ένσφαιρους τριβείς, ρουλεμάν με κατακόρυφο άξονα ή ειδικά ελάσματα) που σκοπό έχουν την ευθυγράμμιση των τροχών με την τροχιά. Τα μέσα αυτά είναι δυνατό να προηγούνται ή να έπονται του τροχού, να είναι σταθερά συνδεδεμένα με αυτόν ή να βρίσκονται στη θέση του άξονά του. Επίσης μέσα καθοδήγησης μπορούν να τοποθετούνται στο ένα ή και στα δύο ζεύγη τροχών. Από τους τροχούς, ένα ζεύγος συνήθως είναι το κινητήριο. Καθένας από τους δύο κινητήριους τροχούς έχει κατά κανόνα ανεξάρτητο κινητήρα, μπορεί όμως σπανιότερα οι δύο κινητήριοι τροχοί να έχουν κοινό άξονα κίνησης, να είναι δηλαδή συζευγμένοι (coupled) και σταθερά συνδεδεμένοι (fixed) με αυτόν ή να έχουν την δυνατότητα μικρής κίνησης (mobile) κάθετα επί το μέσο επίπεδο του τροχού, προς απομείωση των δυναμικών πλευρικών ωθήσεων που προκαλούνται. Εάν οι απέναντι τροχοί κάθε τροχιάς είναι μεταξύ τους ανεξάρτητοι τότε έχουμε σύστημα I, εάν είναι συνδεδεμένοι με κοινό άξονα έχουμε σύστημα C. Επίσης εάν ο άξονας κάθε τροχιάς είναι σταθερά συνδεδεμένος και στους δύο τροχούς έχουμε σύστημα FF ή σταθερά με τον ένα τροχό αλλά με δυνατότητα σχετικής πλευρικής κίνησης ως προς τον άλλο έχουμε σύστημα FM. Στη γερανογέφυρα του κτιρίου θεωρώ σύστημα IFF.

• **Κατά μήκος δυνάμεις H_{Li}**

Λαμβάνουμε:

- Συντελεστή τριβής τροχού – τροχιάς μ= 0,20 για διεπιφάνεια χάλυβα – χάλυβα από τον Ευρωκώδικα 1991-3:2006
- $m_w = 2$ για δύο μονοκινητήριους οδηγούς
- $n_r = 2$, ο αριθμός των δοκών κύλισης

➢ Συνδυασμοί φορτίων 1 , 2

Κινητήρια δύναμη: $K = \mu*\Sigma Q_{rmin} = \mu*m_w*Q_{rmin} = 0,20*2*25,68 = 10,28$ KN

Επομένως οι οριζόντιες κατά μήκος δυνάμεις θα είναι:

$H_{L1} = H_{L2} = \varphi_5*K*(1/n_r) = 1,5*\ 10,28\ *\ (1/2) = 7,71$ KN

➢ Συνδυασμοί φορτίων 3 , 4 , 5

Κινητήρια δύναμη: $K = \mu*\Sigma Q_{rmin} = \mu*m_w*Q_{rmin} = 0,20*2*23,35 = 9,34$ KN

Επομένως οι οριζόντιες κατά μήκος δυνάμεις θα είναι:

$H_{L1} = H_{L2} = \varphi_5*K*(1/n_r) = 1,5*\ 9,34\ *\ (1/2) = 7,01$ KN

• **Εγκάρσιες δυνάμεις H_{Ti}**

➢ Συνδυασμός φορτίων 1

Υπολογισμός συντελεστή ξ_1 της απόστασης ξ_1*l του κέντρου βάρους S του συστήματος από την τροχιά 1:

$\xi_1 = \Sigma Q_{rmax}/\Sigma Q_r = \Sigma Q_{rmax} /(\Sigma Q_{rmax} + \Sigma Q_{r(max)}) = 171/(171 + 54,6) = 0,76$

$\xi_2 = 1 – \xi_1 = 0,24$

Απόσταση του κέντρου βάρους S του συστήματος από τον άξονα κίνησης:

$l_s = (\xi_1 – 0,5) *l = (0,76 – 0,50) *22,86 = 5,94$ m

Ροπή στροφής που προκαλείται από την κινητήρια δύναμη:

$M = K*\ l_s = 10,28\ *\ 5,94 = 61,06$ KNm

Οριζόντιες δυνάμεις στη λιγότερο φορτισμένη τροχιά:

$H_{T1} = \varphi_5*\xi_2*(M/\alpha) = 1,5*0,24*(61,06/3,66) = 6,01$ KN

Οριζόντιες δυνάμεις στη περισσότερο φορτισμένη τροχιά:

$H_{T2} = \varphi_5*\xi_1*(M/\alpha) = 1,5*0,76*(61,06/3,66) = 19,02$ KN

➢ Συνδυασμός φορτίων 2

$\xi_1 = \Sigma Q_{rmax}/\Sigma Q_r = \Sigma Q_{rmax} /(\Sigma Q_{rmax} + \Sigma Q_{r(max)}) = 152,8/(152,8 + 54,08) = 0,74$

$\xi_2 = 1 – \xi_1 = 0,26$

$l_s = (\xi_1 – 0,5) *l = (0,74 – 0,50) *22,86 = 5,49$ m

$M = K*\ l_s = 10,28\ *\ 5,49 = 56,44$ KNm

$H_{T1} = \varphi_5*\xi_2*(M/\alpha) = 1,5*0,26*(56,44/3,66) = 6,01$ KN

$H_{T2} = \varphi_5*\xi_1*(M/\alpha) = 1,5*0,74*(56,44/3,66) = 17,12$ KN

➢ Συνδυασμός φορτίων 4

$\xi_1 = \Sigma Q_{rmax}/\Sigma Q_r = \Sigma Q_{rmax} /(\Sigma Q_{rmax} + \Sigma Q_{r(max)}) = 147,57/(147,57 + 49,41) = 0,75$

$\xi_2 = 1 – \xi_1 = 0,25$

$l_s = (\xi_1 – 0,5) *l = (0,75 – 0,50) *22,86 = 5,72$ m

$M = K*\ l_s = 9,34\ *\ 5,72 = 53,42$ KNm

$H_{T1} = \varphi_5 * \xi_2 * (M/\alpha) = 1,5*0,25*(53,42/3,66) = 5,47$ KN

$H_{T2} = \varphi_5 * \xi_1 * (M/\alpha) = 1,5*0,75*(53,42/3,66) = 16,42$ KN

- **Δυνάμεις H_S (skewing forces)**

Αποτελούνται από την οδηγούσα δύναμη S, που ασκείται στη θέση που βρίσκονται τα μέσα καθοδήγησης, και από δύο δυνάμεις σε κάθε τροχό που υπολογίζονται βάσει των συντελεστών f και $\lambda_{S,i,j,k}$ (όπου i η τροχιά, j το ζεύγος τροχών και k η διεύθυνση της δύναμης, L κατά μήκος και T εγκάρσια).

Οι δυνάμεις που πρέπει να υπολογιστούν είναι:

$S = f * \lambda_{S,j} * \Sigma Q_r$

$H_{S,1,j,L} = f * \lambda_{S,1,j,L} * \Sigma Q_r$

$H_{S,2,j,L} = f * \lambda_{S,2,j,L} * \Sigma Q_r$

$H_{S,1,j,T} = f * \lambda_{S,1,j,T} * \Sigma Q_r$

$H_{S,2,j,T} = f * \lambda_{S,2,j,T} * \Sigma Q_r$

Η γωνία λοξότητας α εξαρτάται από το διάκενο μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της τροχιάς αλλά και από τις διακυμάνσεις διαστάσεων και την φθορά τροχών-τροχιάς. Γενικά υπολογίζεται από τη σχέση:

$\alpha = \alpha_f + \alpha_v + \alpha_0 \leq 0,015$, όπου τα α_f, α_v, α_0 λαμβάνονται από τον Πίνακα 2.10. Επειδή δεν υπάρχουν ακριβέστερα δεδομένα λαμβάνω δυσμενέστερα α = 0,015 rad.

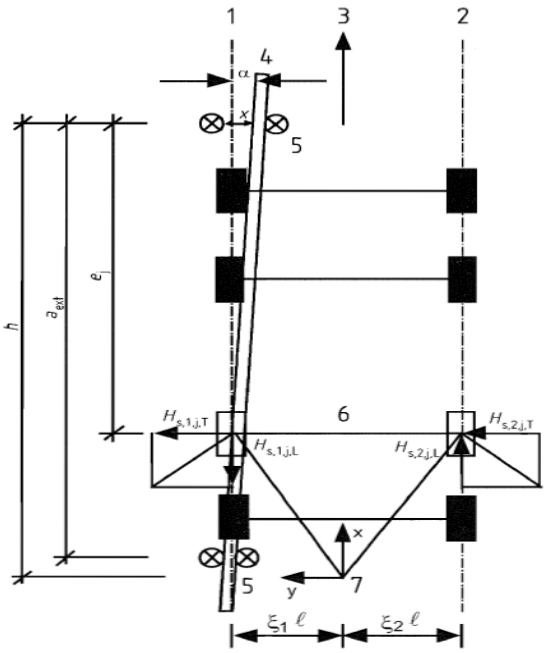
Πίνακας 2.10: Συντελεστές α_f, α_v ,α_0 (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.7)

Γωνίες α_i	*Ελάχιστες τιμές της γωνίας α_i*
$\alpha_F=0,75*x/\alpha_{ext}$	0,75x≥5mm για κυλινδρικούς οδηγούς 0,75x≥10mm για ελάσματα τροχών
$\alpha_V=y/\alpha_{ext}$	y≥0,03b σε mm για κυλινδρικούς οδηγούς y≥0,10b σε mm για ελάσματα τροχών
α_0	$\alpha_0=0,001$

Όπου:
α_{ext} είναι το διάστημα μεταξύ των εξωτερικών μέσων καθοδήγησης ή των ελασμάτων των τροχών κατά τη διεύθυνση της τροχιάς
b είναι το πλάτος της κεφαλής της ράγας
x είναι η μέγιστη καθαρή απόσταση μεταξύ της τροχιάς και των μέσων καθοδήγησης (απόσταση κάθετη στην τροχιά)
y είναι η φθορά της τροχιάς και των μέσων καθοδήγησης
α_0 είναι η δυνατή απόκλιση μεταξύ των διευθύνσεων της τροχιάς και των τροχών

Ο συντελεστής f δίνεται από τη σχέση:

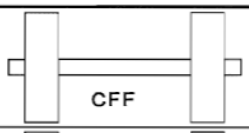
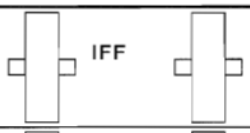
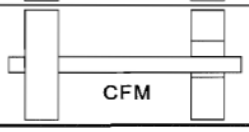
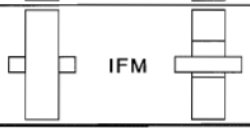
$f = 0,3*(1 - \exp(-250*\alpha)) \leq 0,3 \rightarrow f = 0,3*(1 - \exp(-250*0,015)) = 0,293 \leq 0,3$



Σχήμα 2.11: Γωνία λοξότητας α και απόσταση h (EN1991-3:2006, Σχήμα 2.8)

Οι συντελεστές $\lambda_{S,I,j,k}$ εξαρτώνται από το συνδυασμό των ζευγών τροχών και από την απόσταση h μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και του στιγμιαίου κέντρου στροφής. Τα παραπάνω, σύμφωνα με τον EC3 συνοψίζονται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 2.11: Απόσταση h συναρτήσει συστήματος κίνησης (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.8)

Fixing of wheels according to lateral movements	Combination of wheel pairs		*h*
	coupled (c)	independent (i)	
Fixed/Fixed FF			$\frac{m\xi_1\xi_2 \lvert^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j}$
Fixed/Movable FM			$\frac{m\xi_1 \lvert^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j}$

Where:
h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means;
m is the number of pairs of coupled wheels (*m* = 0 for independent wheel pairs);
$\xi_1 \lvert$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;
$\xi_2 \lvert$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;
ℓ is the span of the appliance;
e_j is the distance of the wheel pair *j* from the relevant guidance means.

Πίνακας 2.12: Συντελεστές $\lambda_{S,i,j,k}$ (EN1991-3:2006, Πίνακας 2.9)

System	$\lambda_{S,j}$	$\lambda_{S,1,j,L}$	$\lambda_{S,1,j,T}$	$\lambda_{S,2,j,L}$	$\lambda_{S,2,j,T}$
CFF	$1-\frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_1}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2\left(1-\frac{\Sigma e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2}{n}\frac{l}{h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	0	0

Where:
n is the number of wheel pairs;
$\xi_1 l$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;
$\xi_2 l$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;
ℓ is the span of the appliance;
e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means;
h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means.

Άρα:

$e_1 = 0$

$e_2 = 3{,}66$ m

m = 0 (δεν υπάρχουν ζεύγη συζευγμένων τροχών)

$h = \Sigma e_j^2 / \Sigma e_j = 3{,}66$ m

$\lambda_{S,j} = 1 - [\Sigma e_j /(n*h)] = 1 - [3{,}66/(2*3{,}66)] = 0{,}5$

Για το πρώτο ζεύγος τροχών:

$\lambda_{s,1,1,L} = 0$

$\lambda_{s,1,1,T} = \xi_2 /n = 0{,}25/2 = 0{,}125$

$\lambda_{s,2,1,L} = 0$

$\lambda_{s,2,1,T} = \xi_1 /n = 0{,}75/2 = 0{,}375$

Για το δεύτερο ζεύγος τροχών:

$\lambda_{s,1,2,L} = 0$

$\lambda_{s,1,2,T} = (\xi_2/n)*(1-e_2/h) = (0{,}25/2)*(1-3{,}66/3{,}66) = 0$

$\lambda_{s,2,2,L} = 0$

$\lambda_{s,2,2,T} = 0$

Επομένως προκύπτουν :

$S = f * \lambda_{S,j} * \Sigma Q_r = 0,293*0,5*147,57 = 21,62$ KN

Για το δεύτερο ζεύγος τροχών μηδενικές δυνάμεις και για το πρώτο ζεύγος τροχών:

$H_{S,1,1,L} = 0$ KN

$H_{S,2,1,L} = 0$ KN

$H_{S,1,1,T} = f * \lambda_{s,1,1,T} * \Sigma Q_r = 0,293 * 0,125 * 147,57 = 5,41$ KN

$H_{S,2,1,T} = f * \lambda_{s,2,1,T} * \Sigma Q_r = 0,293 * 0,375 * 147,57 = 16,22$ KN

Όπου : $\Sigma Q_r = \Sigma Q_{rmax} = 147,57$ KN (από συνδυασμό φορτίων 4,5 φορτισμένης γερανογέφυρας)

Στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών θα έχω:

Τροχιά 1: $H_{S,1,T} = H_{S,1,1,T} - S = -16,22$ KN

Τροχιά 2: $H_{S,2,T} = H_{S,2,1,T} = 16,22$ KN

2.4.4 Δοκιμαστική Φόρτιση

Η δοκιμαστική φόρτιση περιλαμβάνει δύο περιπτώσεις. Στην πρώτη περίπτωση το δοκιμαστικό φορτίο κινείται όπως και στην πραγματική λειτουργία της γερανογέφυρας. Πρέπει να ισούται τουλάχιστον με το 110 % του ονομαστικού φορτίου ανύψωσης.

Στην δεύτερη περίπτωση το δοκιμαστικό φορτίο απλά ανυψώνεται χωρίς να κινείται. Πρέπει να ισούται τουλάχιστον με το 125% του ονομαστικού φορτίου ανύψωσης.

Βάρος βαρουλκοφορείου 595 kg → $G_c = 0,595*9,81 = 5,84$ KN

Ίδιο βάρος γερανογέφυρας ανηγμένο στο μήκος της → $q_c = 4,07$ KN/m

1. 110% * 10tn = 11tn

$Q_{rnom} = 11*9,81 = 107,91$ KN

Βάρος βαρουλκοφορείου 595 kg → $G_c = 0,595*9,81 = 5,84$ KN

Ίδιο βάρος γερανογέφυρας ανηγμένο στο μήκος της → $q_c = 4,07$ KN/m

Έστω ότι το φορείο βρίσκεται στη θέση 2. Η ελάχιστη απόσταση του αγκίστρου είναι $a_2 = 0,635$m. Άρα:

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 1 (λιγότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{r(max)} = \frac{1}{2} * 1,10 * 4,07 * 22,86 + (1,10 * 5,84 + 1,101 * 107,91) * 0,635/22,86$

$= 54,65$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{r(max)} = 27,32$ KN

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 2 (περισσότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{rmax} = \frac{1}{2} * 1,10 * 4,07 * 22,86 + (1,10 * 5,84 + 1,101 * 107,91) * (22,86-0,635)/22,86$

$= 172,93$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{rmax} = 86,47$ KN

Οι κατά μήκος δυνάμεις H_L είναι ίδιες.

$H_{L1} = H_{L2} = 7,71$ KN

Κινητήρια δύναμη → K = 10,28 KN

Οι εγκάρσιες δυνάμεις H_{Ti} :

$\xi_1 = \Sigma Q_{rmax}/\Sigma Q_r = \Sigma Q_{rmax} /(\Sigma Q_{rmax} + \Sigma Q_{r(max)}) = 172,93/(172,93 + 54,65) = 0,76$

$\xi_2 = 1 – \xi_1 = 0,24$

$l_s = (\xi_1 – 0,5) *l = (0,76 – 0,50) *22,86 = 5,94$ m

$M = K* l_s = 10,28 * 5,94 = 61,06$ KNm

$H_{T1} = \varphi_5*\xi_2*(M/\alpha) = 1,5*0,24*(61,06/3,66) = 6,01$ KN

$H_{T2} = \varphi_5*\xi_1*(M/\alpha) = 1,5*0,76*(61,06/3,66) = 19,02$ KN

2. 125% * 10tn = 12,5tn

$Q_{rnom} = 12,5*9,81 = 122,63$ KN

Έστω ότι το φορείο βρίσκεται στη θέση 2. Η ελάχιστη απόσταση του αγκίστρου είναι $a_2 = 0,635$m. Άρα:

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 1 (λιγότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{r(max)} = \frac{1}{2} * 1,10 * 4,07 * 22,86 + (1,10 * 5,84 + 1,0 * 122,63) * 0,635/22,86$

$= 54,76$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{r(max)} = 27,38$ KN

Φορτίο που αντιστοιχεί στη δοκό κύλισης 2 (περισσότερο φορτισμένη):

$\sum Q_{rmax} = \frac{1}{2} * 1,10 * 4,07 * 22,86 + (1,10 * 5,84 + 1,0 * 122,63) * (22,86-0,635)/22,86$

$= 176,64$ KN

Και ανά τροχό αντιστοιχεί : $Q_{rmax} = 88,32$ KN

Οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας γ λαμβάνονται ίσοι προς 1,35 τόσο για τις μόνιμες δράσεις από τη γερανογέφυρα όσο και για τις μεταβλητές δράσεις. Για τους τυχηματικούς συνδυασμούς ο συντελεστής γ λαμβάνεται ίσος με 1,00. Στις περιπτώσεις εκείνες κατά τις οποίες η παρουσία της γερανογέφυρας είναι ευμενής για ορισμένα δομικά στοιχεία τότε πρέπει γ=0.

Πίνακας 2.13: Συνιστώμενες τιμές για συντελεστές γ (EN1991-3:2006, Πίνακας Α.1)

Δράση	Σύμβολο	Κατάσταση	
Μόνιμες δράσεις γερανογέφυρας		P/T	A
– δυσμενείς	$\gamma_{G\ sup}$	1.35	1.00
– ευνοϊκές	$\gamma_{G\ inf}$	1.00	1.00
Μεταβλητές δράσεις γερανογέφυρας			
– δυσμενείς	$\gamma_{Q\ sup}$	1.35	1.00
– ευνοϊκές	$\gamma_{Q\ inf}$		
Παρούσα γ/φ		1.00	1.00
Απούσα γ/φ		0.00	0.00
Άλλες μεταβλητές δράσεις	γ_Q		
– δυσμενείς		1.50	1.00
– ευνοϊκές		0.00	0.00
Τυχηματικές δράσεις	γ_A		1.00

P – Μόνιμη κατάσταση T – Παροδική κατάσταση A – Τυχηματική κατάσταση

Το σύνολο των κατακόρυφών και οριζοντίων φορτίων για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς φαίνονται στον ακόλουθο συγκεντρωτικό πίνακα. Επειδή αυτά υπολογίστηκαν ως φορτία λειτουργίας (γ = 1,0), όπου στις στήλες οι αναγραφόμενες τιμές με έντονη γραφή αφορούν στην μετατροπή τους σε φορτία σχεδιασμού (γ = 1,35).

Πίνακας 2.14: Φορτία γερανογέφυρας σε κάθε τροχό (KN)

ΦΟΡΤΙΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ			ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΩΝ							
			1	2	3	4	5	6		
								α	β	
Κατακόρυφα Φορτία	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας	$Q_{r(min)}$	28,71	28,71	26,1	26,1	26,1	28,71	28,71	Περισσότερο φορτισμένη δοκός
			38,76	**38,76**	**35,24**	**35,24**	**35,24**	**38,76**	**38,76**	
		$Q_{r,min}$	25,68	25,68	23,35	23,35	23,35	25,68	25,68	Λιγότερο φορτισμένη δοκός
			34,67	**34,67**	**31,53**	**31,53**	**31,53**	**34,67**	**34,67**	
	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο	$Q_{r,max}$	85,5	76,4	-	73,79	73,79	86,47	88,32	Περισσότερο φορτισμένη δοκός
			115,43	**99,32**	-	**99,62**	**99,62**	**116,73**	**119,23**	
		$Q_{r,(max)}$	27,3	27,04	-	24,71	24,71	27,32	27,38	Λιγότερο φορτισμένη δοκός
			36,45	**36,51**	-	**33,34**	**33,34**	**36,88**	**36,97**	
Οριζόντια Φορτία	Επιτάχυνση/ επιβράδυνση γερανογέφυρας	H_{L1}	7,71	7,71	7,01	7,01	-	7,71	-	Κατά μήκος δυνάμεις
			10,41	**10,41**	**9,47**	**9,47**	-	**10,41**	-	
		H_{L2}	7,71	7,71	7,01	7,01	-	7,71	-	
			10,41	**10,41**	**9,47**	**9,47**	-	**10,41**	-	
		H_{T1}	6,01	6,01	-	5,47	-	6,01	-	Εγκάρσιες δυνάμεις
			8,11	**8,11**	**-**	**7,39**	-	**8,11**	-	
		H_{T2}	19,02	17,12	-	16,42	-	19,02	-	
			25,68	**23,11**	**-**	**22,17**	-	**25,68**	-	
	Λοξή κίνηση γερανογέφυρας	$H_{S,1,T}$	-	-	-	-	16,22	-	-	Εγκάρσιες δυνάμεις
			-	-	-	-	**21,9**	-	-	
		$H_{S,2,T}$	-	-	-	-	16,22	-	-	
			-	-	-	-	**21,9**	-	-	

3. ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΗΣ

3.1 Γενικά

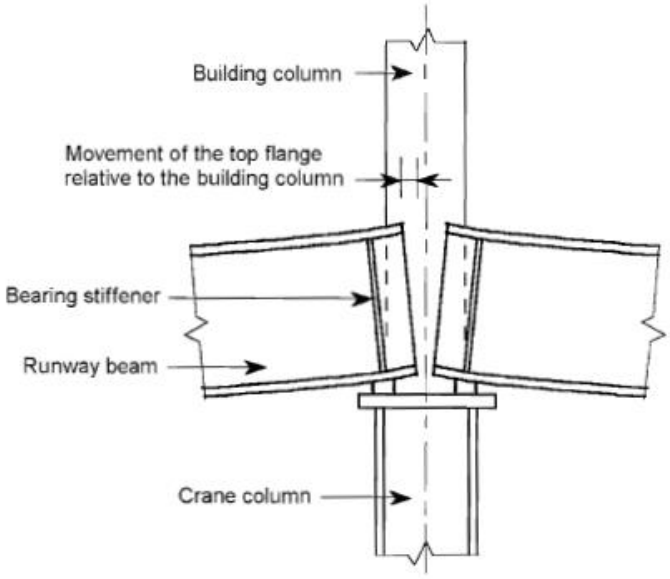
Οι δοκοί κύλισης είναι τα δομικά στοιχεία που παραλαμβάνουν τα φορτία από την γερανογέφυρα. Τα φορτία αυτά στη συνέχεια μεταφέρονται στα υποστυλώματα του κτιρίου. Η σωστή διαστασιολόγηση και η επαρκής αντοχή των δοκών κύλισης είναι ιδιαίτερα σημαντική στατικά και λειτουργικά. Στατικά διότι θα αποφευχθεί η πιθανότητα αστοχίας από φαινόμενα κόπωσης, δεδομένου ότι οι δοκοί κύλισης είναι στοιχεία που υποβάλλονται σε δυναμικές φορτίσεις και μάλιστα με συχνές εναλλαγές μεταξύ των μέγιστων τιμών. Αποτελεί, επίσης, ένα μέλος της κατασκευής στο οποίο παρουσιάζονται τα μέγιστα φορτία αρκετά συχνά. Και λειτουργικά διότι σε περίπτωση ελαττωματικής λειτουργίας ο χρόνος και το κόστος για επισκευές και συντήρηση, με παράλληλα τη διακίνηση φορτίων με άλλους τρόπους, μπορεί να έχει σοβαρές οικονομικές επιπτώσεις στην επιχείρηση.

Σε περιπτώσεις γερανογεφυρών ανυψωτικής ικανότητας έως 20 tn οι δοκοί κύλισης μπορούν να εδράζονται σε βραχείς προβόλους από τα υποστυλώματα τυπικού ολόσωμου πλαισίου. Σε κτίρια που λειτουργούν βαριές γερανογέφυρες ή όταν το κτίριο έχει μεγάλο ύψος τα υποστυλώματα κατασκευάζονται ως δικτυώματα.

Συνήθως, είναι αμφιέρειστα στοιχεία μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων ή συνεχείς δοκοί επί δύο ίσων ανοιγμάτων. Στην περίπτωση των αμφιέρειστων στοιχείων είναι προφανές ότι διευκολύνεται η ανέγερση και ταυτόχρονα η τοποθέτηση και σύνδεσή τους με τα υπάρχοντα φέροντα στοιχεία. Στην δεύτερη περίπτωση αναπτύσσονται μικρότερες παραμορφώσεις, κρίσιμες συνήθως για τη διαστασιολόγηση. Επιπλέον, τα δυσμενή μεγέθη παραμόρφωσης προκύπτουν όταν και τα δύο φορτία από τους τροχούς της γερανογέφυρας βρίσκονται στο ίδιο άνοιγμα ενώ το άλλο είναι αφόρτιστο.

Όσον αφορά τις διατομές, αυτές επιλέγονται να είναι ελατές ή συγκολλητές. Οι ελατές διατομές επιλέγονται για γερανογέφυρες μικρότερης ανυψωτικής ικανότητας (≤ 20 tn) από την κατηγορία των πλατύπελμων διατομών (δηλαδή HEA, HEB ή HEM και μέχρι μεσαίου μεγέθους δηλαδή HEB500) λόγω μεγαλύτερης αντοχής και λόγω μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους περί τον ασθενή άξονα. Για γερανογέφυρες μεγαλύτερης ανυψωτικής ικανότητας (>20 tn) επιλέγονται συγκολλητές διατομές οι οποίες έχουν το πλεονέκτημα ότι οι διαστάσεις τους διαμορφώνονται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται επάρκεια έναντι της υφιστάμενης έντασης και έχουν μικρότερο βάρος, παρά το αυξημένο κόστος και την επιμέλεια κατασκευής τους (ιδίως λόγω των ραφών συγκολλήσεων). Έτσι το άνω πέλμα διαμορφώνεται παχύτερο και πλατύτερο του κάτω πέλματος για την παραλαβή των τοπικών πλευρικών δυνάμεων. Η ενίσχυση της δυσκαμψίας ελατής διατομής περί τον ασθενή της άξονα μπορεί να γίνεται ακόμα και με πρόσθετη διατομή, συνήθως με κατασκευή στη στάθμη του άνω πέλματός της δοκού οριζόντιου πλευρικού δικτυώματος, το οποίο προσθέτει προστασία έναντι πλευρικού λυγισμού.

Προκειμένου η δοκός κύλισης να μπορεί να πραγματοποιήσει τις κατακόρυφες παραμορφώσεις της και να μην ασκηθούν εφελκυστικές δυνάμεις μοχλού στους κοχλίες με τους οποίους το κάτω πέλμα της συνδέεται με το υποστύλωμα, διαμορφώνεται λεπτομέρεια με έδραση μέσω σχετικά στενού ενδιάμεσου ελάσματος. Η πρόβλεψη αυτή είναι απαραίτητη για γερανογέφυρες σχετικά μεγάλων ανυψωτικών ικανοτήτων.



Σχήμα 3.1 : Στροφή άκρων δοκών κύλισης (EN 1993-6:2007, Σχήμα 8.1)

Η δοκός κύλισης, στις θέσεις στήριξής της, τουλάχιστον, πρέπει να εξασφαλίζεται έναντι πλευρικής μετάθεσης του άνω πέλματός της και έναντι στροφής της διατομής. Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται με τη σύνδεση του θλιβόμενου πέλματος προς το υποστύλωμα του πλαισίου η οποία πρέπει να διαμορφώνεται με τον τρόπο που να επιτρέπει τις οριζόντιες παραμορφώσεις της δοκού.

3.2 Έλεγχοι επάρκειας δοκού κύλισης

Οι δοκοί κύλισης ελέγχονται ως προς την επάρκειά τους έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης. Κρίσιμης σημασίας είναι ο έλεγχος κόπωσης λόγω του μεγάλου αριθμού κύκλων φόρτισης στον οποίο υποβάλλεται.

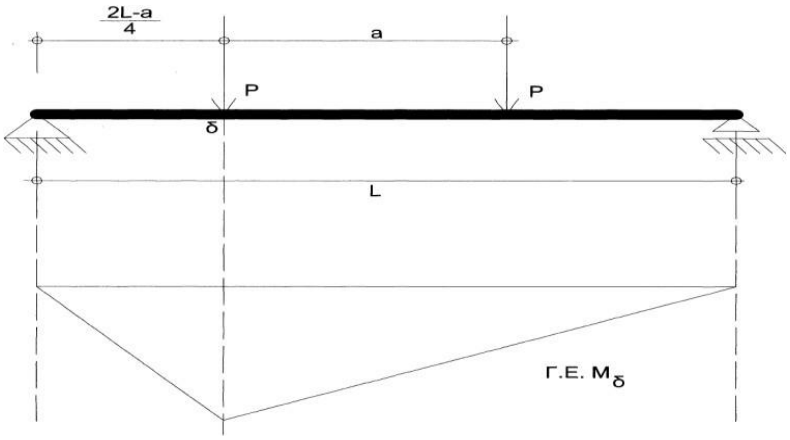
Οι έλεγχοι αντοχής που πρέπει να γίνονται είναι οι ακόλουθοι:

1. <u>Έλεγχος της διατομής για το δυσμενέστερο συνδυασμό εντατικών μεγεθών</u>

Τα κατακόρυφα φορτία από τους δύο τροχούς πρέπει να τοποθετηθούν στη δυσμενέστερη θέση. Για αμφιέρειστη δοκό κύλισης ανοίγματος l επί της οποίας ασκούνται κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού P μέσω δύο τροχών που απέχουν απόσταση α μεταξύ τους, η μέγιστη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας είναι:

$$\max M = \frac{P}{8\ell}(2\ell - \alpha)^2$$

Και αναπτύσσεται όταν το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση x = (2*l – α)/4. Η μέγιστη αυτή ροπή ισχύει εφόσον α < 0,586*l. Διαφορετικά, δυσμενέστερη θέση είναι όταν το ένα φορτίο βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος. Τα οριζόντια φορτία θεωρείται ότι ασκούνται στο ανώτερο σημείο της τροχιάς. Επειδή τόσο τα οριζόντια όσο και τα κατακόρυφα φορτία ασκούνται έκκεντρα επί της δοκού και αναπτύσσονται, εκτός των καμπτικών ροπών ως προς τους δύο κύριους άξονες, και στρεπτικές ροπές, ο έλεγχος μπορεί να γίνεται σε επίπεδο τάσεων με ελαστική ανάλυση ή σε επίπεδο εντατικών μεγεθών μέσω κατάλληλων σχέσεων αλληλεπίδρασης.



Σχήμα 3.2 : Ζεύγος φορτίων P για μέγιστη ροπή σε αμφιέρειστη δοκό κύλισης (α < 0,586*l) (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Σχήμα 7.49)

2. Έλεγχος του μέλους

Οι αξονικές δυνάμεις επί της δοκού κυλίσεως, που οφείλονται στην επιτάχυνση ή τροχοπέδηση της γερανογέφυρας, δεν είναι δυνατόν να προκαλέσουν κίνδυνο καμπτικού λυγισμού διότι είναι σχετικά μικρές. Αντίθετα θα πρέπει να γίνεται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Συνήθως η πλευρική παραμόρφωση των δοκών κυλίσεως παρεμποδίζεται μέσω στοιχείων που τοποθετούνται ειδικά για το σκοπό αυτό, οπότε δεν αναπτύσσονται σημαντικές καμπτικές ροπές περί το δευτερεύοντα άξονα αδρανείας της διατομής ούτε υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

3. Τοπικός έλεγχος τάσεων στον κορμό της δοκού κυλίσεως κάτω από το φορτίο τροχού

Στο ανώτερο σημείο του κορμού υπάρχουν σημαντικές πρόσθετες εγκάρσιες ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου. Επομένως, το πάχος του κορμού δεν πρέπει να είναι πολύ μικρό. Θα πρέπει να ελέγχεται η συνδυασμένη ισοδύναμη τάση.

4. Τοπικός έλεγχος ορθών τάσεων από κάμψη στον κορμό, λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού

5. Έλεγχος σε ρητίδωση και κύρτωση του κορμού

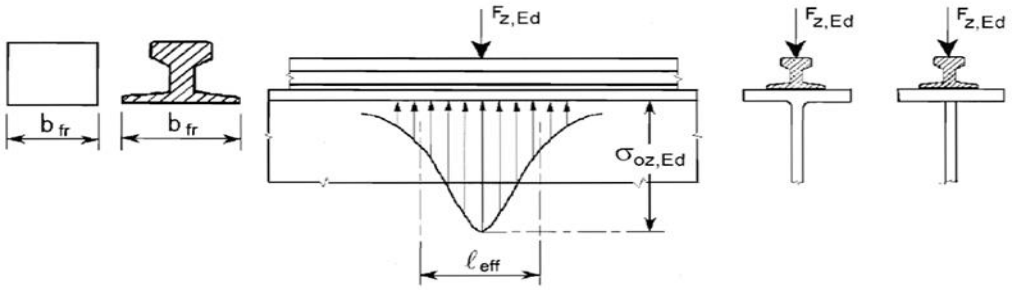
Ο Ευρωκώδικας EN 1993-6:2007 για τη διευκόλυνση των παραπάνω ελέγχων δέχεται τις εξής απλοποιητικές παραδοχές:

- τα κατακόρυφα φορτία των τροχών παραλαμβάνονται από τη δοκό κύλισης.
- τα πλευρικά φορτία παραλαμβάνονται από το άνω πέλμα της δοκού.
- οι στρεπτικές ροπές παραλαμβάνονται από ζεύγη δυνάμεων που δρουν οριζόντια στο πάνω και το κάτω πέλμα της δοκού κυλίσεως.

Οι τοπικές θλιπτικές τάσεις επί του κορμού της δοκού κυλίσεως κάτω από το φορτίο τροχού θεωρούνται ότι διανέμονται ομοιόμορφα σε ενεργό μήκος l_{eff} του κορμού. Οπότε η τοπική ορθή θλιπτική τάση δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_{oz,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{\ell_{eff}\ t_w}$$

Όπου: $F_{z,Ed}$, το φορτίο σχεδιασμού του τροχού
t_w , το πάχος του κορμού



Σχήμα 3.3 : Κατανομή θλιπτικών τάσεων στον κορμό της δοκού κύλισης (EN 1993-6:2007, Σχήμα 5.2)

Πίνακας 3.1 : Ενεργό μήκος κορμού l_{eff} (EN 1993-6:2007, Πίνακας 5.1)

Περίπτωση	Περιγραφή	Ενεργό φορτιζόμενο μήκος ℓ_{eff}
(α)	Τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$\ell_{eff} = 3{,}25\left[I_{rf}/t_w\right]^{1/3}$
(β)	Τροχιά μη δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$\ell_{eff} = 3{,}25\left[I_r + I_{f,eff}/t_w\right]^{1/3}$
(γ)	Τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστομερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον 6mm	$\ell_{eff} = 4{,}25\left[I_r + I_{f,eff}/t_w\right]^{1/3}$

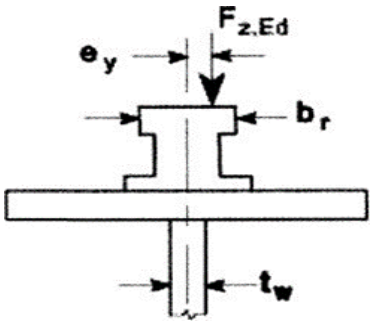
Οι πρόσθετες διατμητικές τάσεις $\tau_{oxz,Ed}$ που οφείλονται στο συγκεντρωμένο φορτίο του τροχού, λαμβάνονται κατά προσέγγιση ίσες με το 20% της $\sigma_{oz,Ed}$.

Οι τοπικές ορθές τάσεις στον κορμό λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού υπολογίζονται από την σχέση:

$$\sigma_{T.Ed} = \frac{6T_{Ed}}{\alpha t_w^2} n \tanh(n)$$

$$n = \left[\frac{0.75\alpha t_w^3}{I_t} x \frac{\sinh^2(\pi h_w/\alpha)}{\sinh(2\pi h_w/\alpha) - 2\pi h_w/\alpha}\right]^{0.5}$$

Όπου: α, η απόσταση μεταξύ εγκάρσιων νευρώσεων του κορμού της δοκού κύλισης
h_w, το καθαρό ύψος του κορμού μεταξύ των πελμάτων
I_t, η σταθερά στρέψεως του άνω πέλματος
T_{ed}, η στρεπτική ροπή που οφείλεται στην εκκεντρότητα e_y του φορτίου τροχού $F_{z,Ed}$, δηλαδή $T_{Ed} = F_{z,Ed} * e_y$ (λαμβάνεται $e_y \geq 0{,}50\ t_w$)



Σχήμα 3.4: Στρέψη του άνω πέλματος (EN 1993-6:2007, Σχήμα 5.5)

Για τον έλεγχο λειτουργικότητας των γερανογεφυρών λαμβάνονται υπόψη:

- Το μέγεθος των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δοκών κύλισης ώστε να αποφεύγονται υπερβολικές ταλαντώσεις τους κατά την ανύψωση του φορτίου και κατά τη λειτουργία της γερανογέφυρας αλλά και υπερβολικές κλίσεις της τροχιάς.
- Τυχόν διαφορικές κατακόρυφες παραμορφώσεις των απέναντι δοκών κύλισης για την αποφυγή υπερβολικής κλίσης της γερανογέφυρας.
- Το μέγεθος των οριζόντιων παραμορφώσεων των δοκών κύλισης ώστε να αμβλύνονται οι επιπτώσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας.
- Οι πλευρικές παραμορφώσεις των σημείων στήριξης των δοκών κύλισης ώστε να αποφεύγεται υπερβολικό εύρος ταλαντώσεως των κύριων πλαισίων του κτιρίου.
- Οι διαφορικές πλευρικές παραμορφώσεις των γειτονικών υποστυλωμάτων ώστε να αποφεύγονται απότομες αλλαγές στην ευθύτητα των τροχών που ενδέχεται να προκαλέσουν αυξημένες δράσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας και παραμορφώσεις σε αυτήν.
- Οι πλευρικές παραμορφώσεις των κύριων φορέων που ενδέχεται να μεταβάλλουν την απόσταση ενός ζεύγους απέναντι τροχών και έτσι να προκληθεί φθορά στους όνυχες των τροχών, στα στηρίγματα των τροχιών, στην ίδια την γερανογέφυρα ή ακόμα και εκτροχιασμό της.
- Η λυγηρότητα των επίπεδων ελασμάτων από τα οποία η δοκός κύλισης έχει κατασκευαστεί, έτσι ώστε να αποφεύγεται ελαστικός λυγισμός ή «τρεμούλιασμα» του κορμού.
- Το μέγεθος των τάσεων ώστε να μην αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις υπό τα φορτία λειτουργίας (να υπάρχει αναστρεψιμότητα των τάσεων).

Τα αποδεκτά όρια παραμορφώσεων (κατακόρυφα και οριζόντια) καθορίζονται από τους κανονισμούς. Ο EN 1993-6:2007 περιλαμβάνει τους πίνακες οι οποίοι καλύπτουν τις απαιτήσεις λειτουργικότητας εκτός της τελευταίας για την οποία πρέπει να γίνεται ειδικός έλεγχος τάσεων.

Το μέγιστο βέλος f αμφιέρειστης δοκού κυλίσεως ανοίγματος l υπό δύο συγκεντρωμένα φορτία P που απέχουν απόσταση α μεταξύ τους, αντιστοιχεί σε συμμετρική διάταξη των φορτίων ως προς το μέσο της δοκού και δίνεται από τη σχέση:

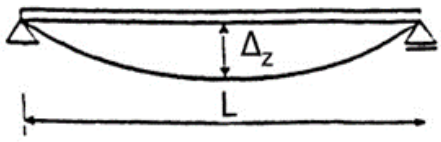
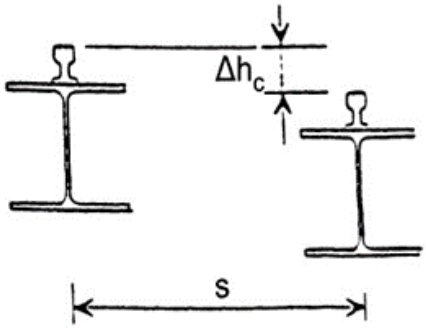
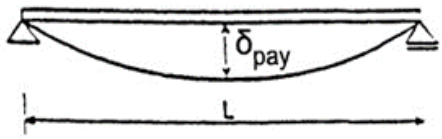
$$f = \frac{P \cdot c}{24EI}\left(3\ell^2 - 4c^2\right)$$

Όπου: EI, η δυσκαμψία της δοκού

c, η απόσταση κάθε φορτίου από το άκρο (2*c + α = L)

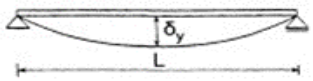
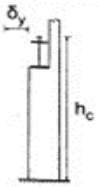
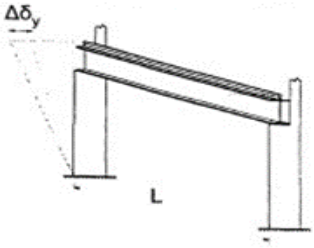
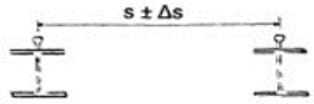
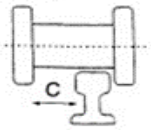
Εάν α > 0,65*L δυσμενέστερη τιμή του βέλους προκύπτει όταν το ένα φορτίο βρίσκεται στο μέσο του ανοίγματος.

Πίνακας 3.2 : Οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 7.6)

Περιγραφή της αποκλίσεως (παραμόρφωση ή μετατόπιση	**Διάγραμμα**
α) Κατακόρυφη παραμόρφωση δ_z μιας δοκού κυλίσεως γερανογέφυρας: $\delta_z \leq L/600$ και $\delta_z \leq 25mm$ Η κατακόρυφη παραμόρφωση δ_z μπορεί να λαμβάνεται ως η συνολική παραμόρφωση που οφείλεται στα κατακόρυφα φορτία, μειωμένη κατά το ενδεχόμενο αρνητικό αρχικό βέλος, όπως για το δ_{max} στο σχήμα Α.1.1 του EN 1990.	
β) Διαφορά Δh_c μεταξύ των κατακορύφων παραμορφώσεων των δύο δοκών κυλίσεως που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα $\Delta h_c \leq s/600$	
γ) Κατακόρυφη Παραμόρφωση δ_{pay} της δοκού κυλίσεως ως προς τις στηρίξεις της, μιας μονοτροχιάς οφειλόμενη μόνο στο αναρτώμενο φορτίο, χωρίς εφαρμογή δυναμικού μεγεθυντικού συντελεστή. $\delta_{pay} \leq L/500$	

Ιδιαίτερα συντηρητικός είναι ο περιορισμός ε παρακάτω, ο οποίος είναι δυνατό να οδηγήσει σε σημαντική αύξηση της ποσότητας χάλυβα για το φέροντα οργανισμό προκειμένου να εξασφαλιστεί η σχετική δυσκαμψία. Επομένως συνιστάται να προηγείται της σύνταξης της μελέτης η προβλεπόμενη συνεννόηση μεταξύ των παραγόντων του έργου σε ότι αφορά την αριθμητική τιμή του περιορισμού που θα εφαρμοστεί.

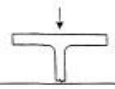
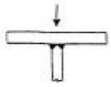
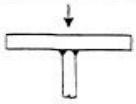
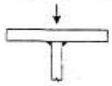
Πίνακας 3.3 : Οριακές τιμές οριζόντιων παραμορφώσεων (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 7.7)

Περιγραφή της αποκλίσεως (παραμόρφωση ή μετατόπιση	**Διάγραμμα**
α) Οριζόντια παραμόρφωση δ_y της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς $\delta_y \leq L/600$	
β) Οριζόντια μετατόπιση δ_y πλαισίου (ή υποστυλώματος) στη στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας $\delta_y \leq h_c/400$ όπου ύψος h_c το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται (τροχιά ή πέλμα)	
γ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta\delta_y$ προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης στο εσωτερικό χώρου $\Delta\delta_y \leq L/600$	
δ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta\delta_y$ προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης σε εξωτερικό χώρο: – οφειλόμενη σε συνδυασμό πλευρικών δυνάμεων της γερανογέφυρας και φορτίου ανέμου συνυπάρχοντος με τη λειτουργία της γερανογέφυρας: $\Delta\delta_y \leq L/600$ – οφειλόμενη σε φορτίο ανέμου μη συνδυαζόμενο με τη λειτουργία της γερανογέφυρας: $\Delta\delta_y \leq L/400$	
ε) Μεταβολή Δs της απόστασης μεταξύ των κέντρων των Τροχιών της γερανογέφυρας, περιλαμβανόμενης της επιρροής της μεταβολής της θερμοκρασίας: $\Delta s \leq 10mm$ (βλέπε σημείωση)	
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι οριζόντιες παραμορφώσεις και αποκλίσεις των δοκών κυλίσεως γερανογεφυρών θεωρούνται μαζί κατά το σχεδιασμό. Οι αποδεκτές παραμορφώσεις και ανοχές εξαρτώνται από τις λεπτομέρειες και τα περιθώρια των μέσων καθοδήγησης της γερανογέφυρας. Εφ' όσον το περιθώριο c μεταξύ των πελμάτων του τροχού γερανογέφυρας και της τροχιάς (ή εναλλακτικά μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της δοκού κυλίσεως) είναι επαρκές για να εξασφαλίσει τις απαραίτητες ανοχές, μεγαλύτερα όρια παραμορφώσεων μπορεί να καθορίζονται στην προδιαγραφή του έργου μόνο κατόπιν συμφωνίας του πελάτου, του μελετητού και του προμηθευτή του γερανού.	

Όσο αναφορά την αστοχία λόγω κόπωσης ευαίσθητο σημείο της δοκού κύλισης είναι η σύνδεση κορμού – άνω πέλματος ιδιαίτερα όταν η σύνδεση αυτή είναι συγκολλητή. Έχει διαπιστωθεί ότι η συγκόλληση του κορμού επί του πέλματος μέσω δύο αμφίπλευρων εσωραφών πλήρους διείσδυσης διαθέτει συγκριτικά πολύ μεγαλύτερη αντοχή σε κόπωση από σύνδεση μέσω αμφίπλευρων εξωραφών. Για το λόγο αυτό συνιστάται να προτιμάται ο πρώτος τρόπος σύνδεσης. Το αίτιο της διαφοράς αυτής έγκειται στο ότι στην περίπτωση των εξωραφών τα δύο συνδεόμενα ελάσματα (κορμός – άνω πέλμα) λόγω ατελειών δεν εφάπτονται πλήρως μεταξύ τους. Το υφιστάμενο, σε ορισμένες θέσεις, κενό μειώνεται όταν από τη θέση αυτή διέρχεται τροχός και

επανέρχεται στην αρχική του διάσταση μετά, μεταβολή η οποία επιδεινώνει την αντοχή σε κόπωση. Η ατελής επαφή δεν υπάρχει στην περίπτωση των εσωραφών.

Πίνακας 3.4 : Κατηγορίες κόπωσης ανάλογα με τη λεπτομέρεια σύνδεσης κορμού-πέλματος (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 7.8)

Κατηγορία λεπτομέρειας	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις της λεπτομέρειας
160		Ελατές I και H διατομές	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στον κορμό λόγω των φορτίων τροχού
71		Εσωραφές ταύ πλήρους διεισδύσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στην συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού
36		Εσωραφές ταύ μερικής διεισδύσεως ή εσωραφή ταύ ενεργού πλήρους διεισδύσεως σύμφωνα με την παράγρ. 6.6.6.3(1) του ENV 1993/1	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού
36*		Εξωραφές	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού
71		Πέλμα μορφής ταύ με εσωραφή ταύ πλήρους διεισδύσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στη συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού
36		Πέλμα μορφής ταύ με εσωραφές ταύ μερικής διεισδύσεως ή εσωραφές ταύ ενεργού πλήρους διεισδύσεως σύμφωνα με την παράγρ. 6.6.6.3(1) του ENV 1993/1	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού
36*		Πέλμα μορφής ταύ με εξωραφές	Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Πρέπει να προστεθούν οι κατηγορίες λεπτομερειών και οι σχετικές απαιτήσεις που συνδέονται με το ENV 1090.

Στον Ευρωκώδικα 1991-3:2006 οι γερανογέφυρες ανάλογα με τους προβλεπόμενους κύκλους φόρτισης και τη στάθμη των κύκλων αυτών ως προς τη μέγιστη ανυψωτική ικανότητά τους διακρίνονται σε δέκα κατηγορίες κόπωσης. Απλοποιητικά, η κατάταξή τους μπορεί επίσης να γίνει μέσω πίνακα, ανάλογα με τη χρήση και τον τύπο της γερανογέφυρας, όπως έγινε και στη δική μας περίπτωση που επιλέχθηκε κατηγορία κόπωσης S4. Ο έλεγχος γίνεται μέσω ιδεατών φορτίων τα οποία επαναλαμβανόμενα σε $2X10^6$ κύκλους θεωρείται ότι παράγουν, από πλευράς κόπωσης, ισοδύναμο αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φόρτισης της δοκού κύλισης. Παρέχονται, δε, πληροφορίες και πίνακες για τον υπολογισμό των ιδεατών – ισοδύναμων αυτών φορτίων. Το ιδεατό – ισοδύναμο φορτίο που λαμβάνουμε στους σχετικούς υπολογισμούς δίνεται από τη σχέση:

$$Q_c=\varphi_{fat}*\lambda*Q_{max,i}$$

Όπου: $Q_{max,i}$, η μέγιστη αντίδραση τροχού

φ_{fat} , ο δυναμικός συντελεστής κόπωσης λαμβάνεται ως δυσμενέστερο εκ των $(1+\varphi_1)/2$ και $(1+\varphi_2)/2$

λ, ο συντελεστής βαθμού έκθεσης σε κόπωση

Πίνακας 3.5 : Τιμές συντελεστή λ για τον υπολογισμό του ιδεατού φορτίου κόπωσης

Κατηγορίες	S_0	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5	S_6	S_7	S_8	S_9
Ορθές τάσεις	0,198	0,250	0,315	0,397	0,500	0,630	0,794	1,00	1,260	1,587
Διατμητικές τάσεις	0,379	0,436	0,500	0,575	0,660	0,758	0,871	1,00	1,149	1,320

Οι έλεγχοι που γίνονται για τη διαπίστωση ή όχι της επάρκειας έναντι κόπωσης σε περίπτωση μίας γερανογέφυρας είναι:

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E,2}}{\Delta_{\sigma C}/\gamma_{Mf}} \leq 1{,}0$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E,2}}{\Delta_{\tau C}/\gamma_{Mf}} \leq 1{,}0$$

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E,2}}{\Delta_{\sigma C}/\gamma_{Mf}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E,2}}{\Delta_{\tau C}/\gamma_{Mf}}\right)^5 \leq 1{,}0$$

Όπου: $\Delta_{\sigma E}$, η διακύμανση της ορθής τάσης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού

$\Delta_{\tau E}$, η διακύμανση της διατμητικής τάσης όπως προκύπτει από τα φορτία κόπωσης

γ_{Mf} , επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

Πίνακας 3.6 : Τιμές συντελεστή ασφαλείας γ_{Mf}

		Συνέπειες αστοχίας	
	Μέθοδος εκτίμησης	Μικρές	Μεγάλες
$\gamma_{Mf,a}$	Ανοχή βλαβών	1	1,15
	Ασφάλεια ζωής	1,15	1,35

3.3 Διαστασιολόγηση δοκού κύλισης

Επιλέγω αμφιέρειστη δοκό κύλισης. Η απόσταση L μεταξύ των πλαισίων, άρα και της δοκού κύλισης, είναι 5,80m. Η απόσταση μεταξύ των τροχών της γερανογέφυρας είναι 3,66m. Έπειτα από δοκιμές επιλέγω διατομή HEB340.

Πίνακας 3.7 : Χαρακτηριστικά διατομής HEB340

Χαρακτηριστικά διατομής HEB340		
A= 171cm^2	h-2c= 243mm	$W_{el,z}$ = 646cm^3
h= 340mm	I_y = 36660cm^4	$W_{pl,y}$ = 2408cm^3
b= 300mm	I_z= 9690cm^4	$W_{pl,z}$ = 986cm^3
t_w = 12mm	I_t = 258cm^4	A_{vz} = 56,09cm^2
t_f = 21,5mm	$W_{el,y}$ = 2160cm^3	Χάλυβας S235

ε= √(235/235)= 1

Τμήμα που υπόκειται σε καθαρή κάμψη: c/t =243/12=20,25< 72

Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη για προεξέχον πέλμα: c/t =143/21,5= 6,65 < 9

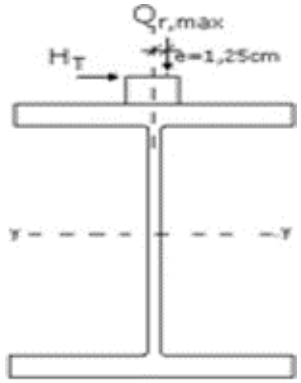
Άρα, η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1. Επομένως, μπορώ να κάνω πλαστική ανάλυση.

•Εκκεντρότητα κατακόρυφων φορτίων στην τροχιά

Επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτιρίου και την τοποθέτηση των δοκών κυλίσεως, υπάρχει το ενδεχόμενο το κατακόρυφο φορτίο να ασκείται έκκεντρα ως προς τη δοκό κυλίσεως. Η εκκεντρότητα αυτή e_y, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.4, λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς σύμφωνα με τα καθοριζόμενα στον κανονισμό. Συνηθέστατα λαμβάνει την τιμή ¼ του πλάτους της τροχιάς b_r με βάση τον Ευρωκώδικα.

Έχουμε επιλέξει ορθογωνική τροχιά 30x50mm με πλάτος τροχιάς 50 mm.

Επομένως η εκκεντρότητα έχει τιμή: e_y = (1/4)*50= 12,5 mm



Σχήμα 3.5: Εκκεντρότητες φορτίων

3.3.1 Εντατικά μεγέθη

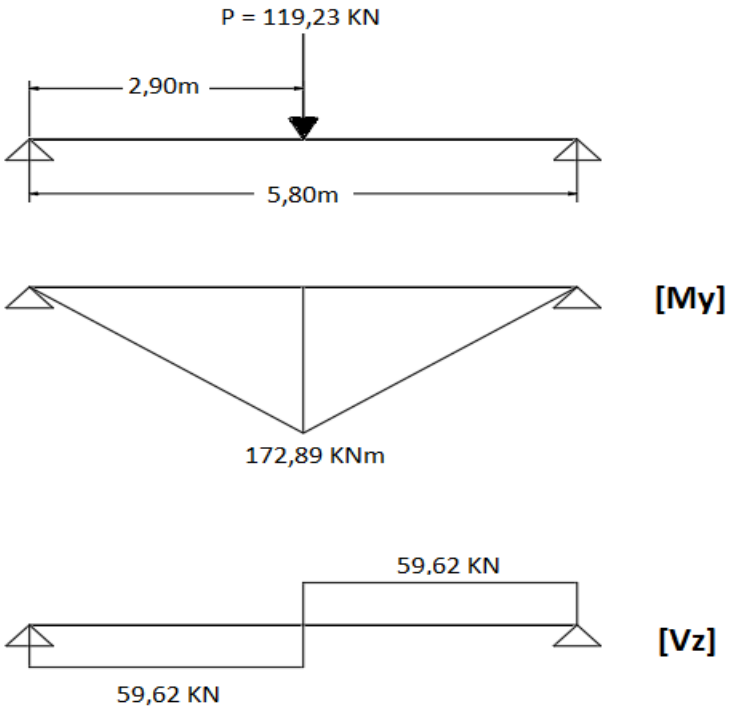
- **Συνδυασμός Φορτίων 6** *(μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας)*

➢ **Κατακόρυφα Φορτία** *(Συνδυασμός 6β)*

Με L=5,80m και a=3,66m έχουμε 0,586*L=3,4<a, οπότε έχουμε τη μέγιστη ροπή όταν το ένα από τα δύο φορτία βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος (οπότε το άλλο βρίσκεται εκτός της δοκού κύλισης).

M_{Edy} = P*L/4 = $Q_{r,\,max}$*L/4= 119,23*5,80/4,00 = 172,89 KNm

V_{Edz} = P/2 = $Q_{r,\,max}$/2= 119,23/2 = 59,62 KN

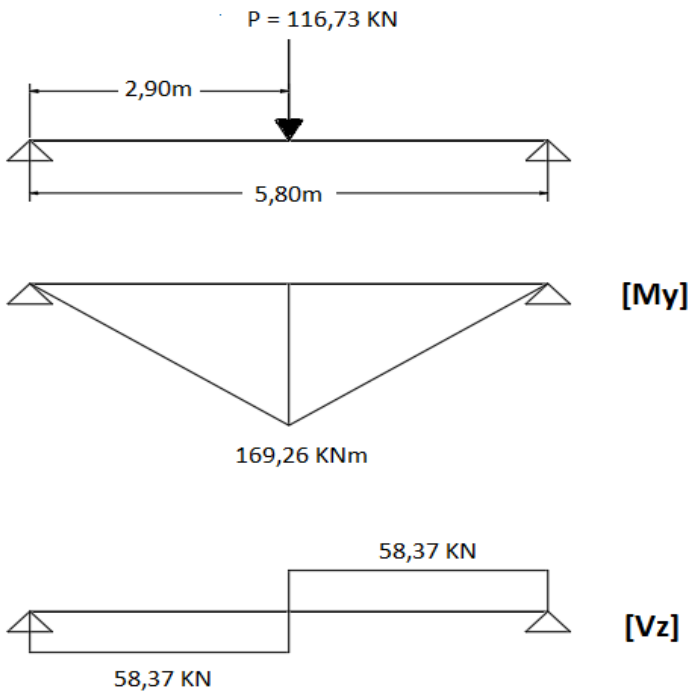


Σχήμα 3.6: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών λόγω κατακόρυφων φορτίων για το συνδυασμό 6β

➢ **Κατακόρυφα Φορτία** *(Συνδυασμός 6α)*

M_{Edy} = P*L/4 = $Q_{r,\,max}$*L/4= 116,73*5,80/4,00 = 169,26 KNm

V_{Edz} = P/2 = $Q_{r,\,max}$/2= 116,73/2 = 58,37 KN



Σχήμα 3.7: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών λόγω κατακόρυφων φορτίων για το συνδυασμό 6α

- **Οριζόντια πλευρικά φορτία**

Τα οριζόντια φορτία H_T έχουν σημείο εφαρμογής το ανώτερο σημείο της τροχιάς. Λόγω της έκκεντρης δράσης των οριζόντιων πλευρικών φορτίων παρουσιάζεται στρεπτική ροπή.

e= h/2 +30mm= 170+30= 200 mm= 20cm

$M_{στρέψης}$= H_{T2}*e= 25,68*0,2= 5,14 KNm

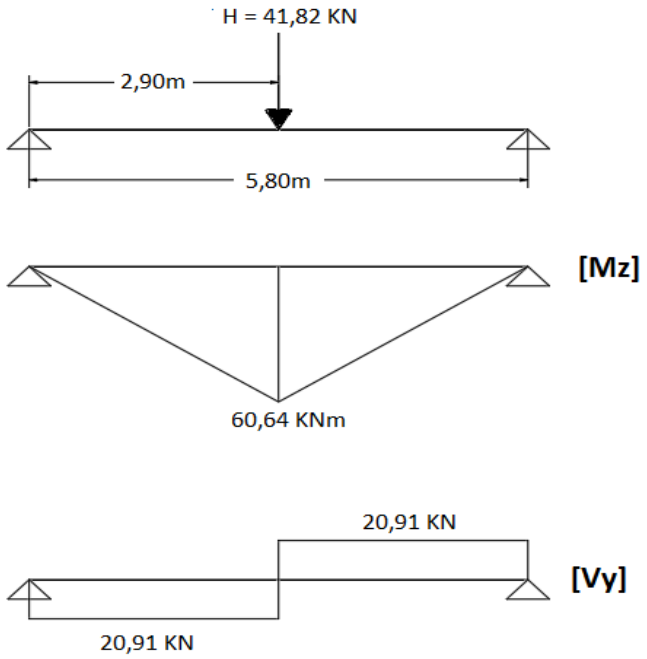
Στην περίπτωση ενός μέλους με ανοιχτή διατομή, όπως είναι η διατομή της δοκού κύλισης που έχουμε, οι επιδράσεις της στρέψης κατά St.Venant επιτρέπεται να αγνοηθούν. Επομένως λαμβάνουμε υπόψη μόνο την στρέψη με στρέβλωση (δυσμενής παραδοχή). Η ροπή σε αυτή την περίπτωση αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων με μοχλοβραχίονα την απόσταση των κέντρων των δύο πελμάτων:

H_t= 5,14/ (0,34-0,0215) = 16,14 KN

Συνολική οριζόντια δύναμη στο άνω πέλμα: H= H_{T2} + H_t= 41,82 KN

M_{Edz} = H*L/4 = 41,82*5,80/4,00 = 60,64 KNm

V_{Edy} = H/2 = 41,82/2 = 20,91 KN



Σχήμα 3.8: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών λόγω οριζόντιων πλευρικών φορτίων για το συνδυασμό 6α

- **Οριζόντια κατά μήκος φορτία**

Συγκεντρωμένη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας:

$M_L = H_{L2}*(h/2+3) = 10,41*(17+3) = 208,2$ KNcm = 2,09 KNm

Σταθερή τέμνουσα κατά μήκος της δοκού:

$V_L = M_L/L = 2,09/5,8 = 0,361$ KN

Τα εντατικά μεγέθη αυτά των οριζόντιων φορτίων είναι μικρά συγκριτικά με τα προηγούμενα από τα κατακόρυφα και μπορούν να αγνοηθούν.

- **Μέγιστη Τέμνουσα $V_{max,z}$** *(Συνδυασμός 6β)*

Η μέγιστη τέμνουσα για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδράνειας προκύπτει στο άκρο της δοκού κύλισης όταν το ένα από τα δύο φορτία της γερανογέφυρας βρίσκεται πάνω στο άκρο αυτό.

$V_{max,\,z} = Q_{r,\,max}*(1+(L-a)/L) = 119,23*(1+(5,8-3,66)/5,8) = 163,22$KN

- **Συνδυασμός Φορτίων 5** *(μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας)*

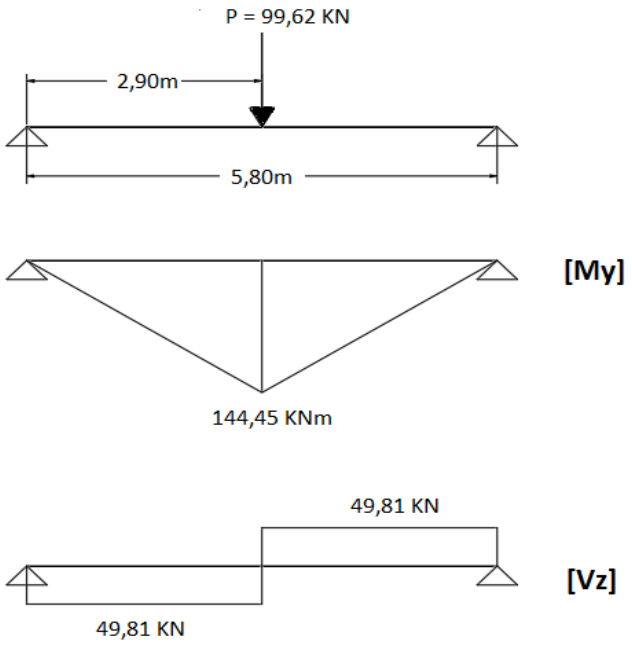
Η ροπή αυτή προκαλείται όταν το φορτίο H_s από την παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας βρίσκεται στο μέσον της δοκού κύλισης.

- **Κατακόρυφα Φορτία**

Στον συνδυασμό 5 τα φορτία είναι μικρότερα από τον 6, άρα τα μέγιστα έχουν καλυφθεί από τον προηγούμενο συνδυασμό.

M_{Edy} = P*L/4 = $Q_{r,\ max}$*L/4= 99,62*5,80/4,00 = 144,45 KNm

V_{Edz} = P/2 = $Q_{r,\ max}$/2= 99,62/2 = 49,81 KN



Σχήμα 3.9: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών λόγω κατακόρυφων φορτίων για το συνδυασμό 5

- **Οριζόντια φορτία**

Η μέγιστη ροπή προκαλείται όταν το φορτίο H_s από την παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος.

Συγχρόνως προκαλεί και στρεπτική ροπή:

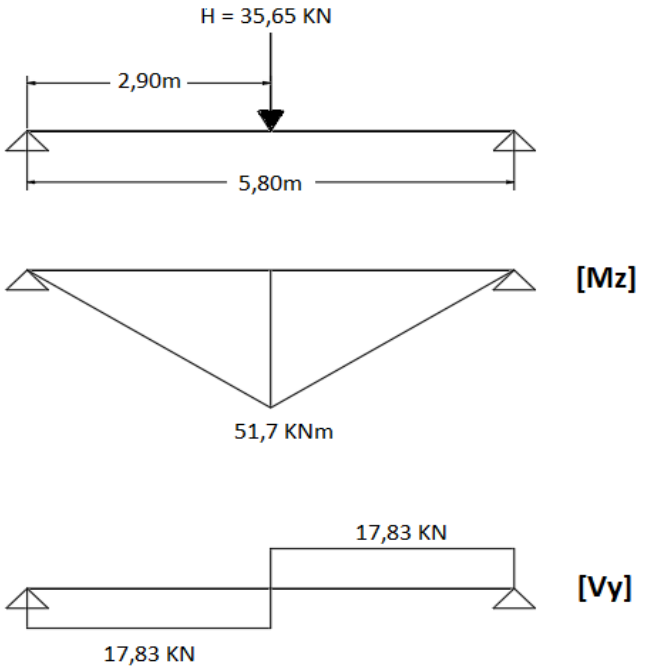
M_t= H_S*e=21,9*20= 438 KNcm= 4,38 KNm

Η ροπή αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων: H_t= 4,38/(0,34-0,0215)= 13,75 KN

Συνολική οριζόντια δύναμη στο άνω πέλμα: H = H_s + H_t = 35,65 KN

M_{Edz} = H*L/4= 35,65*5,8/4= 51,7 KNm

V_{Edy}= H/2= 35,65/2= 17,83 KN



Σχήμα 3.10: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών λόγω οριζόντιων φορτίων για το συνδυασμό 5

- **Μέγιστη Τέμνουσα $V_{max,y}$**

Η μέγιστη τέμνουσα για κάμψη περί τον ασθενή άξονα αδρανείας αντιστοιχεί σε θέση του οριζοντίου φορτίου Η πλησίον της στήριξης: $V_{max,y}$ = H= 35,65 KN

Παρατηρείται ότι τελικά ο συνδυασμός 5 δεν μου δίνει τη μέγιστη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας και αυτό συμβαίνει γιατί η απόσταση μεταξύ των τροχών της γερανογέφυρας α είναι μεγαλύτερη από την απόσταση 0,586L. Άρα οι μέγιστες ροπές εμφανίζονται όταν ο ένας από τους δύο τροχούς βρίσκεται στη μέση του ανοίγματος στο συνδυασμό 6. Επίσης, προέκυψε κατά την επίλυση της γερανογέφυρας φορτίο H_{T2} στο συνδυασμό 6 μεγαλύτερο από το $H_{S,T}$ του συνδυασμού 5. Παρόλα αυτά ο συνδυασμός 5 θα ελεγχθεί για τη δοκό κύλισης αλλά και κατά την επίλυση του φορέα.

- **Λόγω ίδιου βάρους δοκού κύλισης**

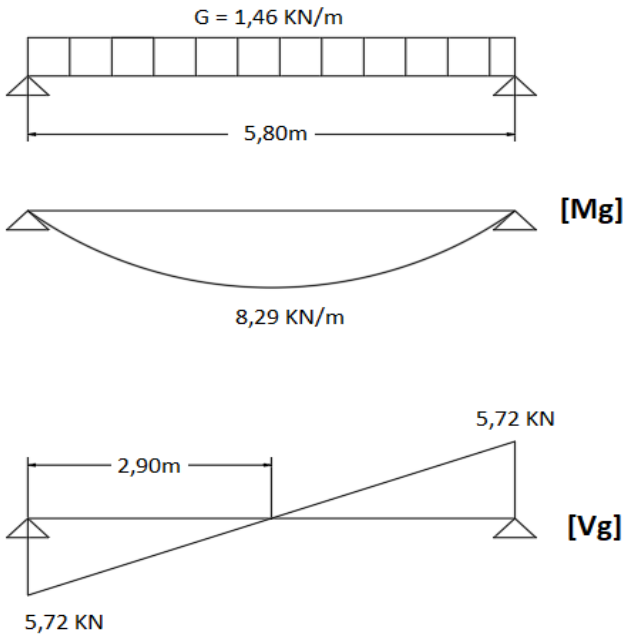
Ίδιο βάρος της δοκού κύλισης συμπεριλαμβανομένης και της σιδηροτροχιάς:

$G= \gamma^* (A_{\delta o\kappa o\acute{\upsilon}} + A_{\tau\rho o\chi\iota\acute{\alpha}\varsigma}) = 78,5^* (171^*10^{-4}+ 30^*50^*10^{-6})= 1,46$ KN/m= 0,0146 KN/cm

Μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών στο μέσο του ανοίγματος:

$M_{g,\ sd} = (1,35^*G^*L^2)/8= (1,35^*1,46^*5,8^2)/8= 8,29$ KNm

$V_{g,\ sd} = 1,35^*0,5^*G^*L=1,35^*0,5^*1,46^*5,8= 5,72$ KN



Σχήμα 3.11: Διαγράμματα ροπών και τεμνουσών λόγω ίδιου βάρους δοκού κύλισης

- **Επιρροές δευτέρας τάξεως – Αρχικές ατέλειες**

Λόγω του μικρού μεγέθους αξονικών δυνάμεων, η επιρροή των παραμορφώσεων είναι δυνατό να αμεληθεί. Κατά συνέπεια οι επιρροές δευτέρας τάξεως δε λαμβάνονται υπόψη, όπως επίσης και οι τυχόν αρχικές ατέλειες της δοκού.

3.3.2 Έλεγχος διατομής στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

- **Έλεγχος κορμού σε διάτμηση** *(δυσμενέστερα για τον συνδυασμό 6β)*

$V_{z,\,Rd} = (A_{vz}*f_y)/\sqrt{3} = (56{,}09*23{,}5)/\sqrt{3} = 761{,}01$ KN

$V_{z,\,Ed} = V_{max,\,z} + V_{g,\,sd} = 163{,}22+5{,}72 = 168{,}94$ KN$< V_{z,\,Rd}$, άρα επαρκεί.

- **Έλεγχος άνω πέλματος σε διάτμηση** *(δυσμενέστερα για τον συνδυασμό 5)*

Η μέγιστη τέμνουσα $V_{max,y}$ προκαλείται από το φορτίο H_s όταν βρίσκεται στην άκρη της δοκού κύλισης.

$V_{max,y} = 35{,}65$ KN

$V_{y,Rd} = (b*t_f*f_y)/\sqrt{3} = 340*10^{-3}*21{,}5*10^{-3}*235*10^{3}/\sqrt{3} = 991{,}81$ KN$> V_{max,y}$, άρα το άνω πέλμα επαρκεί.

- **Συνδυασμένη διάτμηση από κάμψη και στρέψη** *(δυσμενέστερα για τον συνδυασμό 6α)*

Ο συγκεκριμένος έλεγχος εξετάζει την ανάγκη ή μη απομείωσης των αντοχών σε κάμψη λόγω διατμητικών τάσεων, που οφείλονται σε διάτμηση και στρέψη. Ο έλεγχος γίνεται για τη θέση των

κινητών φορτίων στην οποία προκαλούνται οι μέγιστες ορθές τάσεις από κάμψη (αμελείται η τέμνουσα δύναμη που οφείλεται στο ίδιο βάρος της δοκού κύλισης). Η συγκεντρωμένη ροπή στο μέσο του ανοίγματος είναι:

$M_{\tau,Ed}$= P*e_y + H_{T2}*e= 116,73*1,25+25,68*20= 659,52 KNcm = 6,6 KNm

Η διατμητική τάση λόγω στρέψης είναι:

$\tau_{v,Ed}$= $M_{t,sd}$*t_w/I_t= 660*1,2/258= 3,07 KN/cm^2

Άρα από τη σχέση:

$$\beta_v = \frac{V_{Sd} / A_v}{\left(f_y / \sqrt{3}\right) / \gamma_M} + \left[\frac{\tau_{v,Ed}}{1,25\left(f_y / \sqrt{3}\right) / \gamma_{Mo}}\right]^2 \leq 0,50$$

με V_{sd}= V_{Edz}=58,37 KN → β_v=0,11<0,5.

Επομένως δεν απαιτείται να γίνει απομείωση των αντοχών σε κάμψη λόγω διατμητικών τάσεων.

- **Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική δύναμη για τον συνδυασμό 6α**

Τα οριζόντια φορτία θεωρείται ότι παραλαμβάνονται μόνο από τη λεπίδα του άνω πέλματος.

N_{sd}= H_L= 10,41 KN

$M_{\varphi, y, Sd}$ = M_{Edy} + $M_{g, sd}$ = 169,26+8,29= 177,55 KNm

$M_{\varphi, z, Sd}$ = 60,64 KNm

A_f= 34*2,15= 73,1cm^2

$W_{el,f}$= (1/6)*t_f*b^2= (1/6)*2,15*34^2= 414,24 cm^3

Άρα:

$\sigma_{Ed,x}$= N_{sd}/A = 10,41/171= 0,061 KN/cm^2

$\sigma_{Ed,x,My}$= $M_{\varphi, y, Sd}$/ $W_{el, y}$= 17755/2160= 8,22 KN/cm^2

$\sigma_{Ed,x,Mz}$= $M_{\varphi, z, Sd}$/ $W_{el,f,z}$= 6064/414,24= 14,64 KN/cm^2

Προκύπτει → 0,061+8,22+14,64= 22,921 KN/cm^2 < 23,5 KN/cm^2 , άρα η διατομή επαρκεί.

- **Έλεγχος σε διαξονική κάμψη για τον συνδυασμό 5**

$M_{\varphi, y, Sd}$ = M_{Edy} + $M_{g, sd}$ = 144,45+8,29= 152,74 KNm

$M_{\varphi, z, Sd}$ = 51,7 KNm

Άρα:

$\sigma_{Ed,x,My}$= $M_{\varphi, y, Sd}$/ $W_{el, y}$= 15274/2160= 7,08 KN/cm^2

$\sigma_{Ed,x,Mz}$= $M_{\varphi, z, Sd}$/ $W_{el,f,z}$= 5170/414,24= 12,48 KN/cm^2

Προκύπτει → 7,08+12,48= 19,56 KN/cm^2 <23,5 KN/cm^2, άρα η διατομή επαρκεί.

- **Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό** *(δυσμενέστερα για τον συνδυασμό 6α)*

Λόγω του μικρού μεγέθους της αξονικής δύναμης δεν χρειάζεται έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού. Χρειάζεται όμως έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Ο έλεγχος θα γίνει, σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.2 του Ευρωκώδικα EN1993-6:2007, με βάση την αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z ιδεατούς διατομής g, η οποία αποτελείται από το θλιβόμενο (άνω) πέλμα και το ένα πέμπτο του κορμού. Η δοκός κύλισης θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένη στις θέσεις στήριξης, δηλαδή ανά απόσταση L=5,80m.

A_g =34*2,15+1/5*(171-2*34*2,15) = 78,06cm^2

$i_{z,f} = (I_{z,g} / A_g)^{0,5} = (\frac{1}{12} * h * b^3 / A_g)^{0,5} = [(\frac{1}{12} * 2,15 * 34^3)/78,06]^{0,5} = 9,5$cm

$\lambda_1 = \pi * (E/f_y)^{0,5} = 93,9$

$\lambda_z = L_{cr}/(i*\lambda_1) = 580/(9,5*93,9) = 0,65$

Ελατή διατομή: h/b=1,13<1,2 , t_f = 21,5mm<100mm→ Καμπύλη λυγισμού c (περί z-z)

Από διάγραμμα → χ_z=0,77

Ο έλεγχος γίνεται για μια αξονική θλιπτική δύναμη ίση με την ροπή κάμψης από τα κατακόρυφα φορτία προς την απόσταση των κέντρων των πελμάτων. Διατομή αναφοράς για την δύναμη αυτή είναι η παραπάνω ιδεατή. Λαμβάνεται υπόψη και η ροπή κάμψης από τα πλευρικά οριζόντια φορτία, για την οποία διατομή αναφοράς είναι το θλιβόμενο πέλμα.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rd}} + \frac{k_{zz} * M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} < 1$$

$N_{Ed} = (M_{Edy} + M_{g,sd})/(h-t_f)$ =(169,26+8,29)/ (0,34-0,0215)= 557,46 KN

$N_{Rd} = f_y * A_g$= 23,5*171= 4018,5 KN

$M_{z,Ed}$= 60,64 KNm

$M_{z,Rk} = f_y * W_{pl,f}$= 23,5*2,15*34^2*0,25= 14601,73 KNcm= 146,02 KNm

$k_{zz} = C_{mz} * (1+1,4*N_{Ed}/(\chi_z * N_{Rd}))$ =0,9*(1+1,4*557,46/(0,77*4018,5))= 1,13

όπου από πίνακα B.3 της μεθόδου 2 είναι: C_{mz}=0,9.

$\frac{557,46}{0,77*4018,5} + \frac{1,13*60,64}{146,02}$ = 0,65 < 1, άρα το μέλος επαρκεί.

- **Έλεγχος τοπικής έντασης υπό το φορτίο του τροχού** *(δυσμενέστερα για τον συνδυασμό 6β)*

Ο έλεγχος γίνεται υπό το φορτίο του τροχού στο ανώτατο σημείο του κορμού με βάση ελαστική ανάλυση και κριτήριο ισοδύναμης τάσης.

➢ Ορθές κατά μήκος τάσεις λόγω της κύριας κάμψης:

$\sigma_x = (M_y * y)/I_y$=(18118*(34/2-2,15))/36660= 7,34 KN/cm^2

- Εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις λόγω του φορτίου του τροχού:

$$\sigma_{oz,Ed} = \frac{F_{z,Ed}}{\ell_{eff}\ t_w}$$

Εκτιμάται 25% φθορά της τροχιάς κατά το ύψος της: Δt_r=0,25*3= 0,75cm

Απόσταση του ανώτερου σημείου της τροχιάς από το ανώτερο σημείο του κορμού:

h_r=3-0,75+2,15= 4,4cm

Πλάτος έδραση της τροχιάς: b_{fr}= 5cm

Ενεργό πλάτος πέλματος:

$b_{eff}=b_{fr}+h_r$= 5+4,4= 9,4cm< b= 34cm (ολικό πλάτος πέλματος)

Ροπή αδρανείας του ενεργού πλάτους πέλματος ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό άξονα:

$I_{f,\ eff} = \frac{1}{12} * b_{eff} * t_f^3 = \frac{1}{12} * 9{,}4 * 2{,}15^3 = 7{,}79 cm^4$

Ροπή αδρανείας της τροχιάς ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα:

$I_r = \frac{1}{12} * b_{fr} * (h_{fr} - \Delta t_r)^3 = \frac{1}{12} * 5 * 2{,}25^3 = 4{,}75 cm^4$

Η τροχιά θεωρείται δύσκαμπτα συνδεδεμένη με το πέλμα: $I_{rf} = I_{f,\ eff} + I_r = 12{,}54 cm^4$

$l_{eff} = 3{,}25 * (I_{rf}/t_w)^{1/3} = 3{,}25 * (12{,}54/1{,}2)^{1/3} = 7{,}11 cm$

$F_{z,\ Ed} = Q_{r,\ max}$ =119,23KN

$\sigma_{0z,\ Ed}$ = 119,23/(7,11*1,2)= 13,98 KN/cm^2

- Πρόσθετες διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού:

$\tau_{0xz,Ed}$= 0,20* $\sigma_{0z,\ Ed}$=0,20*13,98= 2,8 KN/cm^2

- Ορθές τάσεις στον κορμό λόγω εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου:

$$\sigma_{T.Ed} = \frac{6T_{Ed}}{\alpha t_w^2} n \tanh(n)$$

$$n = \left[\frac{0.75 \alpha t_w^3}{I_t} x \frac{\sinh^2(\pi h_w / \alpha)}{\sinh(2\pi h_w / \alpha) - 2\pi h_w / \alpha} \right]^{0.5}$$

Στρεπτική ροπή: $T_{Ed} = F_{z,\ Ed} * e_y$= 119,23*1,25= 149,04 KNcm

Οι νευρώσεις στον κορμό τοποθετούνται μόνο στις θέσεις των στηρίξεων, άρα α= 580cm.

h_W=34-2*2,15= 29,7cm

$\pi * h_w/\alpha$ = 0,161

$\sinh(\pi*h_w/\alpha)$= 0,1617

$\sinh(2\pi*h_w/\alpha)$= 0,3276

I_T= 258cm^4

→ n= 3,69

→ $\sigma_{T,\,Ed}$ = 3,95 KN/cm^2

- Διατμητικές τάσεις από κάμψη:

Δρώσα τέμνουσα: V_{Ed}= V_{EDz} + $V_{g,sd}$ = 59,62+5,72= 65,34 KN

Διατμητική τάση: τ_1=(V_{Ed}*S)/(b*I_y)=(65,34*1164,1)/(1,2*36660)= 1,73 KN/cm^2

S= (34*2,15) *(34/2-2,15/2) = 1164,1cm^3

- Έλεγχος ισοδύναμης τάσης:

σ_y= $\sigma_{0z,\,Ed}$+ $\sigma_{T,\,Ed}$= 13,98+3,95= 17,93 KN/cm^2

τ= $\tau_{0xz,Ed}$+ τ_1= 2,8+1,73= 4,53 KN/cm^2

Άρα: σ_{eq}=(σ_x^2+σ_y^2-σ_x*σ_y+3*τ^2)^{0,5}=(7,34^2+17,93^2-7,34*17,93+3*4,53^2)^{0,5}

=17,48 KN/cm^2 < 23,50 KN/cm^2→ Ο έλεγχος ικανοποιείται.

- **Έλεγχος κορμού σε κύρτωση**

d/t_w= 243/12= 20,25 < 72*ε/n= 72 → Επομένως δεν απαιτείται.

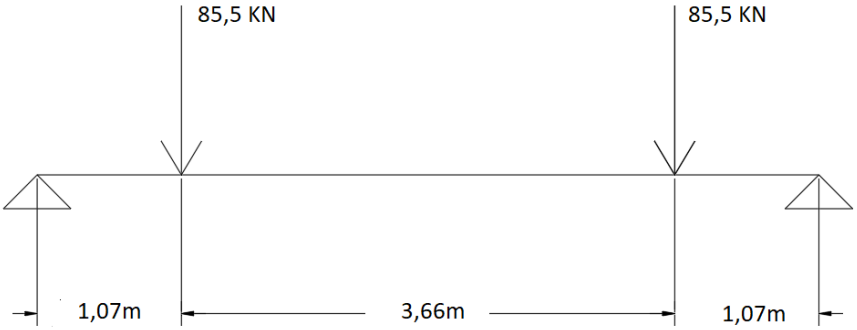
3.3.3 Έλεγχος διατομής στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

- **Κατακόρυφες παραμορφώσεις δοκού κύλισης υπό τα φορτία του τροχού- Βέλος Κάμψης δοκού HEB340** *(δυσμενέστερα για τον συνδυασμό 1)*

Για L=5,80m και α=3,66m υπολογίζουμε 0,65*L=0,65*5,80=3,77m > α=3,66m.

2*c+α = L→ c= (5,80-3,66)/2 = 1,07m (Μέγιστο βέλος όταν απέχουν α μεταξύ τους και c από τις στηρίξεις της δοκού)

P= Q $_{r,\,max}$ = 85,5 KN (γ= 1,0 για φορτία λειτουργίας)



Σχήμα 3.12: Θέση φορτίων για μέγιστο βέλος κάμψης

Πρέπει: $\delta_Z \leq L/600$ και $\delta_Z \leq 25mm$

- Λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων
  $\delta_{1z} = (P*c) * (3*L^2-4*c^2)/(24*E*I_y) =$
  $= (85,5*107) * (3*580^2-4*107^2)/(24*21000*36660)= 0,477cm$

- Λόγω ίδιου βάρους της δοκού και της τροχιάς κύλισης
  Για G= 1,46 KN/m
  $\delta_{2z}=(5*G*L^4)/(384*E*I_y)= (5*0,0146*580^4)/(384*21000*36660)= 0,028cm$

Συνολική παραμόρφωση → $\delta_z=\delta_{1z}+\delta_{2z}= 0,477 + 0,028= 0,505cm$, τιμή η οποία είναι αποδεκτή επειδή είναι μικρότερη από 25mm και από L/600=0,967cm.

- **Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση των απέναντι δοκών κύλισης** *(δυσμενέστερα για τον συνδυασμό 1)*

Η παραμόρφωση αυτή περιορίζεται έτσι ώστε να αποφευχθούν σημαντικές κλίσεις της γερανογέφυρας. Όταν στην περισσότερο φορτισμένη δοκό κύλισης, με το αναρτημένο φορτίο στην ακραία δυνατή θέση, το φορτίο τροχού είναι 86,47 KN, στην απέναντι δοκό κύλισης ασκείται φορτίο 27,3 KN. Για απόσταση μεταξύ των τροχιών s= 22,86m έχουμε:

- Λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων:

$\delta_{1,z} = [(P*c)*(3*L^2-4*c^2)/(24*E*I_y)]=$

$= [(27,3*107) *(3*580^2-4*107^2)/ (24*21000*36660)] = 0,153cm$

- Λόγω ίδιου βάρους της δοκού:

$\delta 2z= 0,028cm$

Συνολική παραμόρφωση → $\delta_z=\delta_{1z}+\delta_{2z}= 0,153 + 0,028= 0,181cm$

Τελικά, η κατακόρυφη διαφορική παραμόρφωση:

$\Delta h_c= 0,505-0,181= 0,324cm < 2286/600= 3,81cm$

Άρα, η παραμόρφωση είναι αποδεκτή.

- **Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία** *(Συνδυασμός 5)*

Υποθέτω ότι το φορτίο παραλαμβάνεται από το άνω πέλμα της δοκού κύλισης.

Ροπή αδρανείας άνω πέλματος ως προς z: $I_z=\frac{1}{12}*2,15*34^3= 7042cm^4$

$P= H_s= 16,22KN$

$\delta_y= (P*L^3)/(48*E*I_z)= (16,22*580^3)/(48*21000*7042)= 0,446cm < L/600=0,967cm$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

- **Αποφυγή ταλάντωσης του κάτω πέλματος**

Ροπή αδρανείας κάτω πέλματος ως προς z: $I_z= 7042cm^4$

Ακτίνα αδρανείας: $i_z= (I_z/A_f)^{0,5}= (7042/(34*2,15))^{0,5} = 9,81cm$

Λυγηρότητα κάτω πέλματος $L/i_z= 580/9,81= 59,2<250$

Άρα, δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος.

- **Περιορισμοί λειτουργικότητας συνδεόμενοι με το κτίριο**

Εκτός από τους περιορισμούς των κατακόρυφων και των οριζοντίων παραμορφώσεων των δοκών κυλίσεως, πρέπει επίσης να περιορίζονται και οι παραμορφώσεις του κτιρίου στις θέσεις επί των οποίων οι δοκοί κυλίσεως εδράζονται σύμφωνα με τα καθοριζόμενα στον EN1993-6:2007 (πίνακας 3.1.3). Πρέπει, δηλαδή, να περιορίζονται:

(α) η οριζόντια μετακίνηση των θέσεων έδρασης των δοκών κυλίσεως

(β) η διαφορική οριζόντια μετακίνηση των διαδοχικών θέσεων έδρασής τους

(γ) η μεταβολή της απόστασης μεταξύ των κέντρων των απέναντι τροχιών

- **Περιορισμός της ευαισθησίας του κορμού έναντι λυγισμού (limitation of web breathing)**

Επειδή για τη σχέση των διαστάσεων του άνευ νευρώσεων κορμού (ύψος προς πάχος ισχύει:

$c/t_w =243/12=20,25< 120$

δεν υπάρχει ευαισθησία του κορμού έναντι ελαστικού λυγισμού κατά τη λειτουργία της γερανογέφυρας.

- **Αναστρεψιμότητα των τάσεων**

Στη στάθμη φορτίων της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας πρέπει να εξασφαλίζεται, τόσο για τη γενική όσο και την τοπική ένταση, ότι οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις είναι ελαστικές και επομένως οι αντίστοιχες τάσεις αναστρέψιμες. Ο περιορισμός αυτός θεωρείται ότι εξασφαλίζεται εάν η ισοδύναμη τάση, σε όλες τις θέσεις της δοκού, δεν υπερβαίνει την τάση διαρροής διαιρούμενη με ειδικό επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{M,ser}$ ο οποίος λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα.

Η αναστρεψιμότητα των τάσεων πρέπει να εξασφαλίζεται εξίσου για τη δοκιμαστική φόρτιση, εάν τέτοια διαδικασία προβλέπεται κατά την παραλαβή της γερανογέφυρας.

Στη προκειμένη περίπτωση, επειδή δεν έχουν ληφθεί υπόψη οι πλαστικές αντοχές διατομών, οι δε έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας έχουν γίνει ελαστικά, η αντίστοιχη συμπεριφορά στην στάθμη λειτουργίας είναι εξασφαλισμένη.

3.3.4 Έλεγχος δοκού κύλισης σε Κόπωση

- **Ιδεατά ισοδύναμα φορτία κόπωσης** *(Συνδυασμός 5)*

Τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κόπωσης θα προσδιοριστούν από τη σχέση:

$Q_{e,\,i}=\lambda_i*\varphi_{fat}*Q_{max,\,i}$, όπου ο συντελεστής λ_i για την κατηγορία κόπωσης της γερανογέφυρας, S4, παίρνει τις τιμές:

Για ορθές τάσεις: λ_i=0,50

Για διατμητικές τάσεις: λ_i=0,66.

Το φορτίο του τροχού λαμβάνεται $Q_{r,max,i}$= 73,79KN.

Ο σχετικός με την κόπωση δυναμικός συντελεστής έχει τιμή:

$\varphi_{fat}=(1+\varphi_2)/2= (1+1,191)/2= 1,1$

Τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κόπωσης είναι:

Για ορθές τάσεις: $Q_{e,i}$=0,5*1,1*73,79=40,6KN.

Για διατμητικές τάσεις: $Q_{e,i}$=0,66*1,1*73,79=53,6KN.

- **Έλεγχος έναντι κόπωσης της συγκόλλησης άνω πέλματος-κορμού**

➢ Ορθές τάσεις

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E,2}}{\Delta_{\sigma c}/\gamma_{Mf}} \leq 1,0$$

Όπου: $\Delta\sigma_{E2}$, η ισοδύναμη διακύμανση τάσης σταθερού εύρους, για $2*10^6$ κύκλους φορτίσεων, υπολογιζόμενη με βάση τα ιδεατά φορτία

γ_{Ff}, συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1,0

$\Delta\sigma_c$, η διακύμανση τάσης, δηλαδή η αντοχή έναντι κόπωσης, για $2*10^6$ κύκλους φορτίσεων που αφορά συγκεκριμένη κατηγορία λεπτομέρειας

γ_{Mf}, επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

Για να ληφθεί υπόψη η φθορά της τροχιάς , το ονομαστικό της ύψος απομειώνεται κατά τον υπολογισμό των χαρακτηριστικών της διατομής. Η απομείωση αυτή λαμβάνεται ως το 25% του ελάχιστου ονομαστικού πάχους t_r κάτω από τη φθειρόμενη επιφάνεια. Για ελέγχους έναντι κόπωσης επιτρέπεται μόνο το ήμισυ της παραπάνω μειώσεως να λαμβάνεται υπόψη.

Οπότε: Δt_r= (0,25*3)/2= 0,375cm

Η απόσταση του σημείου αυτού από την άνω στάθμη του κορμού είναι:

$d_r = t_r - \Delta t_r + t_f = 3 - 0,375 + 2,15 = 4,775cm$

Άρα, το ενεργό πλάτος του πέλματος προκύπτει: $b_{eff} = b_r + d_r = 5 + 4,775 = 9,775cm$

Η ροπή αδράνειας του ενεργού πλάτους b_{eff} του πέλματος ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα είναι:

$I_{f,eff} = b_{eff}*t_f^3/12 = 9,775*2,15^3/12 = 8,1cm^4$

Η ροπή αδράνειας της τροχιάς ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα είναι: $I_r = b_r*\Delta t_r^3/12 = 5*(3 - 0,375)^3/12 = 7,54cm^4$

Η ροπή αδρανείας, ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό άξονά της, της σύνθετης διατομής που περιλαμβάνει την τροχιά και μέρος του πέλματος με ενεργό πλάτος b_{eff}, είναι:

$I_{rf} = I_r + I_{f,eff} = 8,1 + 7,54 = 15,64cm^4$

Το ενεργό φορτιζόμενο μήκος l_{eff} για τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα (Πίνακας 3.1) :

$l_{eff} = 3,25*(I_{rf}/t_w)^{1/3} = 3,25*(15,64/1,2)^{1/3} = 7,65cm$

Με βάση τους παραπάνω υπολογισμούς έχω τις ακόλουθες ορθές τάσεις:

(α) Ορθή τάση λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού

$\sigma_1 = \sigma_{Z,Ed} = F_{Z,Ed}/(l_{eff}*t_w) = Q_{e,i}/(l_{eff}*t_w) = 40,6/(7,65*1,2) = 4,43\ KN/cm^2$

(β) Ορθή τάση λόγω στροφής του άνω πέλματος

Οφείλεται στην έκκεντρη δράση του κατακόρυφου φορτίου και η στρεπτική ροπή που αναπτύσσεται είναι:

$T_{sd} = F_{sd}*e_y = 40,6*1,25 = 50,75\ KNcm$

Ως αποτέλεσμα εμφανίζεται μία επιπλέον ορθή τάση σ_2, η οποία υπολογίζεται ως εξής:

$\sigma_2 = \sigma_{w,Ed}*(T_{sd}/M_{t,sd}) = 3,95*(50,75/149,04) = 1,35\ KN/cm^2$

όπου τα μεγέθη $\sigma_{w,Ed}$, $M_{t,sd}$ υπολογίστηκαν αναλυτικά στην παράγραφο 3.3.2, που αφορά τους τοπικούς ελέγχους λόγω του φορτίου του τροχού.

(γ) Διακύμανση ορθής τάσης

$\Delta\sigma_{E,2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 4,43 + 1,35 = 5,78\ KN/cm^2$

Η κατηγορία λεπτομέρειας (Πίνακας 3.4) είναι 160 (ελατές διατομές I ή H).

Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_{Mf} είναι ίσος με 1,35 (Πίνακας 3.6).

Επομένως σύμφωνα με την σχέση προκύπτει:

$(1,0*5,78)/(16/1,35) = 0,488 < 1,0 \rightarrow$ Ο έλεγχος ικανοποιείται.

- Διατμητικές τάσεις

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E,2}}{\Delta_{\tau c}/\gamma_{Mf}} \leq 1,0$$

Θα ληφθούν υπόψη οι διατμητικές τάσεις από τη γενική και την τοπική ένταση.

Διατμητικές τάσεις από κάμψη:

$\tau_1 = Q_{e,i}/(h_w * t_w) = 53,6/(24,3*1,2) = 1,84$ KN/cm²

Πρόσθετες τοπικές διατμητικές τάσεις:

$\tau_2 = 0,20*\sigma_1 = 0,20*4,43 = 0,886$ KN/cm²

Διακύμανση διατμητικής τάσης:

$\Delta\tau_{E,2} = \tau_1 + 2*\tau_2 = 1,84 + 2*0,886 = 3,612$ KN/cm²

Η κατηγορία λεπτομέρειας (Πίνακας 3.4) είναι 160 (ελατές διατομές I ή H).

Ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_{Mf} είναι ίσος με 1,35 (Πίνακας 3.6).

Επομένως σύμφωνα με την σχέση προκύπτει:

$(1,0*3,612)/(16/1,35) = 0,305 < 1,0 \rightarrow$ Ο έλεγχος ικανοποιείται.

- Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E,2}}{\Delta_{\sigma c}/\gamma_{Mf}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E,2}}{\Delta_{\tau c}/\gamma_{Mf}}\right)^5 \leq 1,0$$

και προκύπτει:

$(0,408)^3 + (0,305)^5 = 0,071 < 1 \rightarrow$ Ο έλεγχος ικανοποιείται.

4. ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

4.1 Γενικά

Ζητούμενο από τον σχεδιασμό, κατασκευή και λειτουργία ενός κτιρίου είναι να ικανοποιεί τις ανάγκες και απαιτήσεις του Κυρίου του Έργου ή/και χρήστη, με την προϋπόθεση ότι ο συγκεκριμένος φορέας παρέχει τον μέγιστο δυνατό βαθμό αξιοπιστίας - ασφάλειας υπό το ελάχιστο δυνατό κόστος κατασκευής και λειτουργίας του. Αυτό συνεπάγεται ότι αντιμετωπίζει με επάρκεια το σύνολο των δράσεων που του ασκούνται κατά τη διάρκεια ζωής του. Η επάρκεια αυτή συνίσταται σε:

1. αντοχή
2. λειτουργικότητα
3. ανθεκτικότητα

έναντι των διαφόρων δράσεων που ασκούνται. Οι δράσεις ταξινομούνται σε κατηγορίες και η ένταση και συχνότητά τους ποικίλει αναλόγως της θέσης, της χρήσης και της μορφής του έργου.

Το σύνολο των δράσεων ταξινομείται στις ακόλουθες κατηγορίες:

1. *Μόνιμες δράσεις (G)*: π.χ. ίδιο βάρος κατασκευής, σταθερός μηχανολογικός εξοπλισμός κ.λπ.
2. *Μεταβλητές δράσεις (Q)*: ωφέλιμα φορτία, φορτία ανέμου (W), φορτία χιονιού (S), φορτία γερανογέφυρας (C) κ.λπ.
3. *Τυχηματικές δράσεις (A)*: εκρήξεις, πυρκαγιά, πρόσκρουση κ.λπ.
4. *Σεισμικές δράσεις (E)*

Επίσης, οι δράσεις ταξινομούνται αναλόγως:

- της προέλευσής τους, ως άμεσες (π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία) ή έμμεσες (π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού)
- της χωρικής τους μεταβολής, ως σταθερές (π.χ. ίδιο βάρος) ή ελεύθερες (π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών)
- της φύσης – απόκρισης της κατασκευής, ως στατικές ή δυναμικές

Τέλος, επισημαίνεται ότι έμμεσες δράσεις οι οποίες αναπτύσσονται από επιβαλλόμενες παραμορφώσεις μπορεί να είναι είτε μόνιμες είτε μεταβλητές.

4.2 Μόνιμες δράσεις (G)

Με τον όρο αυτό λαμβάνονται υπόψη όλες οι δράσεις οι οποίες αναπτύσσονται πάνω στην κατασκευή για μια δεδομένη περίοδο επαναφοράς για την οποία πρακτικά η μεταβολή της εντάσεώς τους θεωρείται μηδενική. Στην κατηγορία αυτή εντάσσονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν στη διάρκεια ζωής του έργου, όπως ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, στοιχεία τοιχοπληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις, επενδύσεις, δίκτυα ύδρευσης και ηλεκτρισμού, αγωγοί και συστήματα κλιματισμού). Στην παρούσα μελέτη τα ίδια βάρη των φέροντων στοιχείων υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000. Με βάση πίνακες τεχνικών

χαρακτηριστικών για πάνελ οροφής και πλαγιοκάλυψης προκύπτει ένα ίδιο βάρος που κυμαίνεται από 0,8 kg/m^3 έως 1,1 kg/m^3. Επομένως, το ίδιο βάρος των επικαλύψεων και λοιπών επενδύσεων, μαζί με τα υλικά στήριξης, ορίζεται στα 0,15 KN/m^2 και του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού επίσης στα 0,15 KN/m^2. Το πατάρι θεωρείται θα διαμορφωθεί με πλάκα σκυροδέματος, επομένως έχει ένα μόνιμο φορτίο 4 KN/m^2.

4.3 Μεταβλητές δράσεις (Q)

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν κατακόρυφα φορτία λόγω της χρήσης του κτιρίου οφειλόμενα στην ανθρώπινη δραστηριότητα. Επίσης εδώ συμπεριλαμβά-νονται φορτία οικοσκευής, επίπλωσης, κινητού εξοπλισμού, φορτία οχημάτων – φορητών μηχανημάτων, αποθηκευόμενων αγαθών κ.λπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών, δεν μπορεί να καθοριστεί επακριβώς το βάρος και η θέση τους εντός του κτιρίου, και γι' αυτό στον υπολογισμό τους υπεισέρχονται στατιστικές μέθοδοι. Ενώ οι χαρακτηριστικές τιμές τους λαμβάνονται από κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να λογίζονται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο, έτσι ώστε να καλύπτονται από τον μελετητή οι πλέον δυσμενείς φορτικές καταστάσεις και αντίστοιχα να υπολογίζεται η δυσμενέστερη επίδρασή τους επί της κατασκευής.

Κατά τον σχεδιασμό, οπότε και τα φορτία δρουν ταυτόχρονα με άλλες δράσεις, το σύνολο των επιβαλλόμενων φορτίων στη συγκεκριμένη περίπτωση φόρτισης, λαμβάνεται ως μια ενιαία δράση. Ωστόσο, σε στέγες τα επιβαλλόμενα φορτία δεν εφαρμόζονται ταυτόχρονα με τα φορτία χιονιού ή τα φορτία ανέμου. Ενώ δεν εκλαμβάνονται και κατά τη σεισμική καταπόνηση.

Για το βιομηχανικό κτίριο της μελέτης η κατηγορία στην οποία ανήκει η στέγη είναι η Η, δηλαδή πρόκειται για στέγη μη βατή, παρά μόνο για συντήρηση και επισκευή τυχόν βλαβών ή φθορών. Με βάση τον ΕΝ 1991-1-1:2002 (Πίνακας 6.10) προτεινόμενες τιμές είναι: 0 KN/m^2 $\leq$ $q_k \leq$ 1 KN/m^2. Για την υπόψη στέγη η τιμή που λαμβάνεται ως κινητό φορτίο οροφής είναι: q_k= 0,50 KN/m^2. Το πατάρι θεωρείται ότι έχει κινητό φορτίο 2 KN/m^2 με βάση τον Ευρωκώδικα ΕΝ1991-1-1.

4.3.1 Φορτίο χιονιού (S)

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται θεωρώντας μια συγκεντρωμένη τιμή φορτίου, με αντίστοιχες μειώσεις στην περίπτωση στεγών με μεγάλες κλίσεις. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη το ενδεχόμενο αυξημένων χιονοπτώσεων σε μεγάλα υψόμετρα ή σε τοπικά φαινόμενα λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός ιδιαίτερα σημαντικό που μπορεί να προκαλέσει μερική ή ολική κατάρρευση. Σαφώς καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση ειδικών χαρτών, που παρέχουν τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού σε συνάρτηση με το υψόμετρο και για δεδομένη περίοδο επαναφοράς. Εδώ μπορούν, με κατάλληλες διορθώσεις, να προσαρμοστούν τα διαφορετικά κατά τόπους υψόμετρα ή η συνολική διάρκεια ζωής του κάθε έργου.

Τα φορτία χιονιού αντιμετωπίζονται ως στατικά και συμπεριλαμβάνονται στις μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγεγραμμένες χιονοπτώσεις προσεγγίζουν ακραίες τιμές που δεν είναι δυνατόν να αναλυθούν με τις συνήθεις στατικές μεθόδους προσδιορισμού της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, μπορούν να λογίζονται ως τυχηματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού ασκείται λόγω της εναπόθεσης του χιονιού επί οριζοντίων ή κεκλιμένων στεγών και η σπουδαιότητά του ποικίλει αναλόγως της περιοχής του έργου. Είναι προφανές ότι η σημασία του είναι πολύ μεγαλύτερη για έργα που οικοδομούνται σε περιοχές που δέχονται κατ' έτος μεγαλύτερα ύψη χιονοπτώσεων. Όσον αφορά την πυκνότητα, μέσω της οποίας

προσδιορίζεται το φορτίο χιονιού, δεν είναι σταθερή αλλά εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσης που εμφανίζει τοπικά η περιοχή ενδιαφέροντος.

Η επιρροή της μορφής της στέγης υπεισέρχεται στον υπολογισμό του φορτίου χιονιού μέσω της χρήσης κατάλληλων συντελεστών μορφής. Αντιμετωπίζονται επίσης ειδικές περιπτώσεις όπως συσσώρευση χιονιού πίσω από στηθαία, σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης ή ακόμα και σε αλλαγές της γεωμορφολογίας της περιοχής π.χ. συσσώρευση χιονιού σε κοιλάδες. Για την αρχική εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως λαμβάνεται το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας. Ενώ στην τελική μορφή υπεισέρχεται και ο παράγοντας του ανέμου που πνέει στην περιοχή. Σε περιοχές όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες (χωρίς την πιθανότητα εμφάνισης εξαιρετικής χιονόπτωσης ή μεταφοράς λόγω ανέμων), λαμβάνεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Στον EN 1991-1-3:2003 υπάρχουν οι σχετικές οδηγίες που αφορούν τα φορτία χιονόπτωσης τα οποία λαμβάνουν χώρα σε συνθήκες νηνεμίας ή και με ταυτόχρονη πνοή ανέμων. Τα παραπάνω φορτία αφορούν κτίρια ή έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, και υψόμετρα κάτω των 1500 m. Σε περιοχές με ιδιαίτερες κλιματολογικές συνθήκες (μεγάλες ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο χιονιού) μπορεί να εφαρμοστεί το παράρτημα Β του Μέρους 1-3, από όπου λαμβάνονται κατάλληλοι συντελεστές μορφής ανάλογα με την μορφή συγκέντρωσης χιονιού στην περιοχή ενδιαφέροντος.

Για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού σε μια στέγη λαμβάνεται μια εκ των παρακάτω σχέσεων:

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές : $s= \mu_i * C_e * C_t * s_k$

Για τυχηματικές καταστάσεις : $s= \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad}$

Όπου: μ, ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k, η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e, ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος σε κανονικές συνθήκες λαμβάνει την τιμή 1,0, για συνθήκες έκθεσης σε ισχυρούς ανέμους λαμβάνει την τιμή 0,8 , ενώ για κατασκευές που προστατεύονται (π.χ. από άλλα κτίρια ή δέντρα) η συνιστώμενη τιμή είναι 1,2.

C_t, ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει τιμή 1,0 εφόσον πρόκειται για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.

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

Στις χώρες μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k δίνονται στο παράρτημα C του EN 1991-1-3:2003, για περίοδο επαναφοράς 50 ετών. Στην Ελλάδα με βάση το Εθνικό Προσάρτημα ορίζονται τρείς ζώνες, όσον αφορά τα φορτία χιονιού, καθεμία από τις οποίες έχει τη δική της χαρακτηριστική τιμή $s_{k,0}$ θεωρώντας έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας (A = 0). Οι ζώνες αυτές φαίνονται στον αναλυτικά στον πίνακα 4.1 και γραφικά στο σχήμα 4.1.

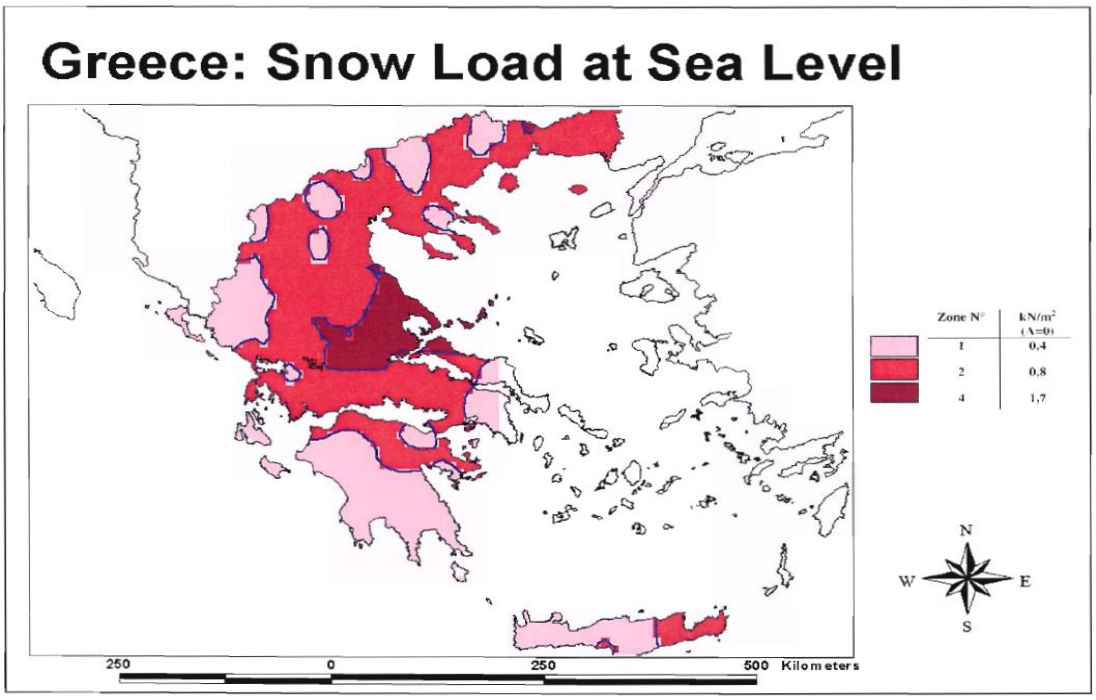
Πίνακας 4.1 : Ζώνες κατανομής για εκτίμηση του συντελεστή $s_{k,0}$ (EN 1991-1-3:2003, Παράρτημα C)

α/α	Ζώνη	Τιμή $s_{k,0}$	Περιοχές
1	Ζώνη I	Τιμή $s_{k,0} = 0,4$ KN/m^2	Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας
2	Ζώνη II	Τιμή $s_{k,0} = 1,7$ KN/m^2	Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια
3	Ζώνη III	Τιμή $s_{k,0} = 0,8$ KN/m^2	Υπόλοιπη χώρα

Για τοποθεσίες με υψόμετρο A μεγαλύτερο από 1500 m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες λεπτομέρειες για ειδικές περιπτώσεις περιλαμβάνονται στο Εθνικό Προσάρτημα.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (KN/m²) συναρτήσει της ζώνης και του υψομέτρου (A) της περιοχής ενδιαφέροντος υπολογίζεται, απλοποιητικά, με βάση τη σχέση:

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



Σχήμα 4.1 : Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές (EN 1991-1-3:2003, Σχήμα C.4)

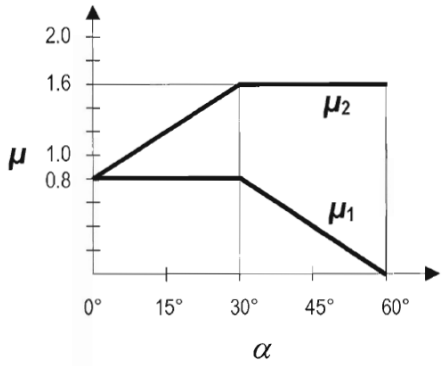
- **Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού**

Οι συντελεστές μορφής της στέγης χρησιμοποιούνται για την αναγωγή από το φορτίο χιονιού στο έδαφος σε φορτίο χιονιού στη στέγη. Γενικά το φορτίο χιονιού στη στέγη εξαρτάται από:

1. *το σχήμα της στέγης και την κλίση της στέγης*. Γενικώς θεωρείται ότι το χιόνι δεν μπορεί να παραμείνει σε στέγες με κλίση μεγαλύτερη των 60°, εκτός αν υπάρχουν εμπόδια, προεξοχές ή φράχτες.
2. *τις θερμικές ιδιότητες της στέγης και την παραγόμενη θερμότητα κάτω από τη στέγη.*
3. *την τραχύτητα της επιφάνειας της στέγης*
4. *την γειτνίαση με άλλα υψηλότερα κτίρια*
5. *την τοπογραφία της περιοχής*
6. *το μικροκλίμα της περιοχής* (και κυρίως την έκθεση στον άνεμο).

Οι συντελεστές μορφής της στέγης μ (σχήμα 4.2), δίνονται στην παράγραφο 5.3 του Ευρωκώδικα. Για περιπτώσεις εξαιρετικής μετατόπισης του χιονιού οι συντελεστές σχήματος δίνονται στο παράρτημα B του Ευρωκώδικα. Για τον προσδιορισμό τους λαμβάνονται υπόψιν δύο μορφές κατανομής φορτίου:

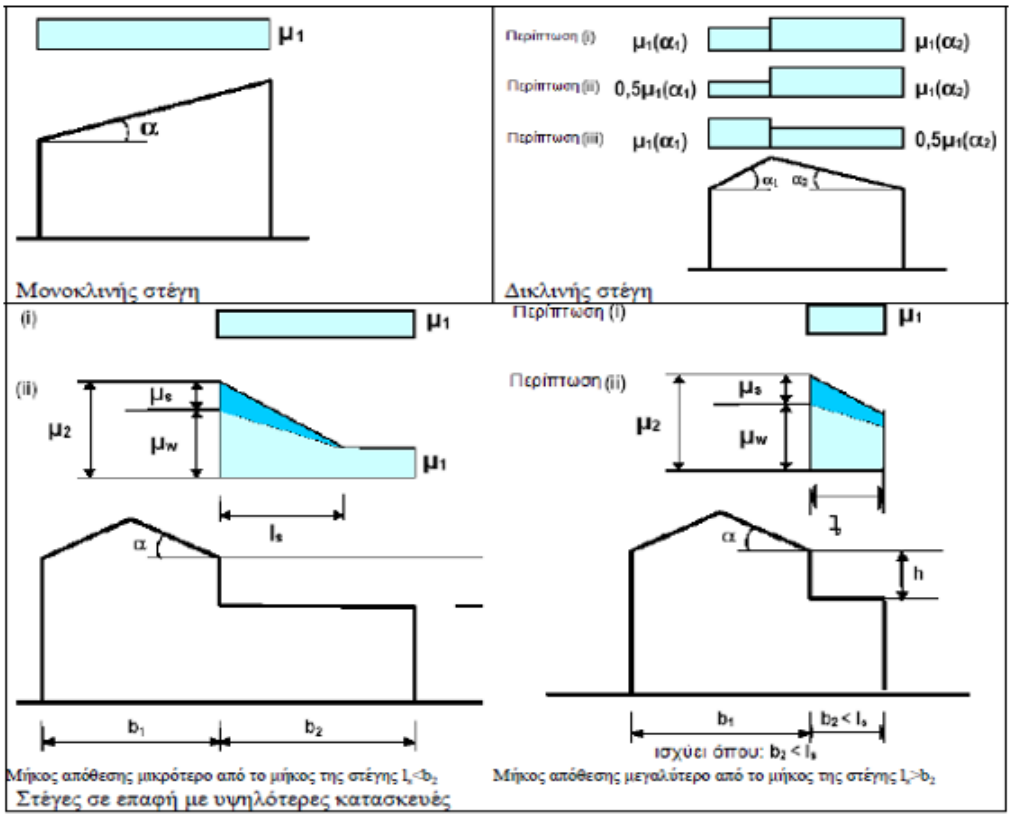
- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια ή από ανακατανομή του χιονιού στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται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



Σχήμα 4.2 : Συντελεστές μορφής (EN 1991-1-3:2003, Σχήμα 5.1)

Πίνακας 4.2 : Τιμές του συντελεστή μ_1 συναρτήσει της γωνίας κλίσης α (EN 1991-1-3:2003, Πίνακας 5.2)

Κλίση στέγης α	$0^0 \leq \alpha \leq 30^0$	$30^0 < \alpha < 60^0$	$\alpha \geq 60^0$
μ_1	0,8	0,8·(60-α)/30	0,0
μ_2	0,8+0,8·α/30	1,6	-



Σχήμα 4.3 : Συντελεστές μορφής στέγης για: (i) μη παρασυρμένο χιόνι και (ii) για μη εξαιρετικές παρασύρσεις χιονιού (EN 1991-1-3:2003, Σχήματα 5.2-5.3-5.7)

- **Υπολογισμός φορτίου χιονιού**

Το κτίριο της μελέτης βρίσκεται στον Νομό Αττικής στο Κορωπί και σε υψόμετρο 120 m από τη στάθμη της θάλασσας. Επομένως βρίσκεται στη Ζώνη ΙΙΙ ($s_{k,0}$ = 0,8 KN/m²) και είναι A= 120m. Θα έχω:

- Χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
  $s_k = s_{k,0}*(1 + (A/917)^2)= 0,8*(1 + (120/917)^2)= 0,814$ KN/m²
- Συντελεστής σχήματος
  Δικλινή στέγη: $\alpha_1= 11,77° < 30° \rightarrow \mu_1= 0,8$
- Συντελεστής έκθεσης C_e
  Επικρατούν κανονικές συνθήκες → $C_e= 1,0$
- Θερμικός συντελεστής έκθεσης C_t
  Επικρατούν κανονικές συνθήκες μόνωσης της στέγης → $C_t= 1,0$

Άρα, για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές το φορτίο χιονιού θα είναι:
$s_1= \mu_1*C_e*C_t*s_k= 0,8*1*1*0,814= 0,652$ KN/m²

4.3.2 Δράσεις ανέμου (W)

Οι σχετικές διατάξεις του Ευρωκώδικα EN 1991-1-4:2005 καθορίζουν τον τρόπο υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού συγχρόνως με τα σχετικά προς αυτό προσαρτήματα, για ύψη μέχρι 200 m.

Οι δράσεις λόγω του ανέμου είναι ιδιαίτερα σημαντικές για τις μεταλλικές κατασκευές και σε μεγάλο αριθμό περιπτώσεων αποτελούν την βασική φόρτιση ανεξαρτήτως του τύπου τους (μονώροφα, πολυώροφα κ.λπ.). Οι δράσεις λόγω ανέμου χαρακτηρίζονται από έντονη μεταβλητότητα η οποία είναι συνάρτηση της τοποθεσίας του έργου, του ύψους της κατασκευής καθώς και της διαμόρφωσης του περιβάλλοντα χώρου. Λόγω της χρονικής μεταβλητότητάς τους είναι δυνατό να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Σε πολλές κατασκευές (κυρίως σε δύσκαμπτες) η δυναμική επίδραση του ανέμου αγνοείται, λαμβάνοντας αυτά μόνο ως στατικά φορτία. Σε εύκαμπτες, όμως, κατασκευές η δυναμική επίδραση είναι ιδιαίτερα μεγάλη και συνεπώς δεν μπορεί να αγνοηθεί, καθόσον επιδρά καθοριστικά στη συμπεριφορά της κατασκευής.

Κρίσιμη παράμετρος των δράσεων λόγω ανέμου είναι η ταχύτητα πνοής του. Ο σχεδιασμός που γίνεται για τη διάρκεια ζωής του έργου λαμβάνει υπόψη του τη μέγιστη ταχύτητα πνοής. Οι παράγοντες οι οποίοι διαμορφώνουν τη μέγιστη ταχύτητα πνοής είναι οι ακόλουθοι:

1. *Η γεωγραφική θέση*. Οι ταχύτητες ανέμου ποικίλουν από περιοχή σε περιοχή. Για ένα μεγάλο εύρος περιοχών, υπάρχουν διαθέσιμα καταγεγραμμένα στατιστικά στοιχεία ταχυτήτων ανέμου, βάσει των οποίων καταρτίζονται ‘’ισοϋψείς’’ καμπύλες. Γραμμές, δηλαδή, ίσων βασικών ταχυτήτων ανέμου που χαράσσονται πάνω σε χάρτη, δίνοντας έτσι τη δυνατότητα εκτίμησης του εύρους ταχυτήτων ανέμου σε μια περιοχή. Η βασική ταχύτητα ανέμου, όπως ορίζεται στον Ευρωκώδικα 1, είναι η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου που αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα σε ύψος 10 m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους και λαμβάνει το μ.ό. για χρονικό διάστημα 10 λεπτών με περίοδο επαναφοράς 50 χρόνια.
2. *Η φυσική θέση*. Οι ριπές ανέμου υψηλών ταχυτήτων είναι φαινόμενο σύνηθες σε περιοχές εκτεθειμένες όπως είναι οι ακτές. Αντιθέτως, προστατευμένες περιοχές λόγω μορφολογίας εδάφους ή πυκνής δόμησης, π.χ. κέντρα πόλεων, δεν εμφανίζουν αντίστοιχες καταστάσεις λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών και της συνεπακόλουθης μείωσης της

ταχύτητας ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Τα παραπάνω λαμβάνονται υπόψη στους υπολογισμούς μέσω του συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το αντίστοιχο ύψος πάνω την επιφάνεια.

3. *Η τοπογραφία.* Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της περιοχής της μελέτης σε σχέση με τις γειτνιάζουσες εδαφικές εξάρσεις υπεισέρχονται τους υπολογισμούς της μελέτης με την εκτίμηση του συντελεστή τοπογραφίας.
4. *Οι διαστάσεις των κτιρίων*. Το ύψος του κτιρίου είναι πολύ σημαντικό καθόσον η ταχύτητα του ανέμου αυξάνει με το ύψος από το επίπεδο του εδάφους.
5. *Η μέση ταχύτητα του ανέμου*. Υπολογίζεται από την βασική ταχύτητα η οποία προσαυξάνεται έτσι ώστε να ληφθούν υπόψη παράγοντες όπως το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητάς του.
6. *Το σχήμα της κατασκευής*. Τα φορτία ανέμου εκτός από μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη της κατασκευής, είναι αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες της όψεις του κτιρίου λόγω της κίνησης την οποία κάνει ο άνεμος. Στην γενική περίπτωση αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις πλευρές του κτιρίου κατ' αντιστοιχία με τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή. Η κατανομή περιπλέκεται περαιτέρω λόγω της πιθανής γειτνίασης άλλων κατασκευών ή φυσικών εμποδίων τα οποία επηρεάζουν σε κάποιο ποσοστό την ροή του ανέμου και την αντίστοιχη κατανομή πίεσης. Ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες όψεις ενώ υποπιέσεις στις υπήνεμες.
7. *Η κλίση της στέγης*. Επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπιέσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (>20°) υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
8. *Η διεύθυνση του ανέμου*. Οι κατανομές πιέσεων μεταβάλλονται αναλόγως της διεύθυνσης πνοής του ανέμου.

- **Παράμετροι υπολογισμού δράσεων ανέμου**

➢ Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b είναι συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II και προσδιορίζεται ως εξής:

$$v_b = C_{dir} * C_{season} * v_{b0} = 1*1*27 = 27 m/sec$$

Όπου: v_{b0} , η θεμελιώδης τιμή βασικής ταχύτητας του ανέμου. Είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II). Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου για την Ελλάδα, ορίζεται στα 33m/sec για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10 Km από την ακτή και στα 27m/sec για την υπόλοιπη χώρα. Το κτίριο της μελέτης επειδή βρίσκεται στη Αττική θεωρούμε: v_{b0} = 27m/sec

C_{dir} , ο συντελεστής διεύθυνσης C_{dir}= 1,0

C_{season} , ο συντελεστής εποχής C_{season}= 1,0

Σχήμα 4.4 : Χάρτης θεμελιώδους βασικής ταχύτητας του ανέμου (Εκπαιδευτικές Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων, Σχήμα 1)

- Μέση ταχύτητα ανέμου V_m

Είναι η βασική ταχύτητα ανέμου τροποποιημένη προκειμένου να λάβει υπόψη την επίδραση της τραχύτητας του εδάφους και την τοπογραφία.

$$V_m(z)= c_r(z)*c_0(z)*v_b= 0,82*1*27= 22,14m/sec$$

Όπου: $c_0(z)$, ο συντελεστής αναγλύφου $c_0(z)= 1,0$

$c_r(z)$, ο συντελεστής τραχύτητας. Λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στο θέση του έργου συναρτήσει του ύψους πάνω από το έδαφος και της τραχύτητας του στην προσήνεμη πλευρά κατά τη διεύθυνση πνοής.

- Κατηγορία εδάφους

Το έδαφος θεωρείται κατηγορίας ΙΙΙ με βάση τον πίνακα και το σχήμα που ακολουθεί. Οπότε θα έχω: z_{min}= 5m και z_0= 0,3m. Όπου z_0 είναι το μήκος τραχύτητας και z_{min} το ελάχιστο ύψος αναλόγως της κατηγορίας εδάφους.

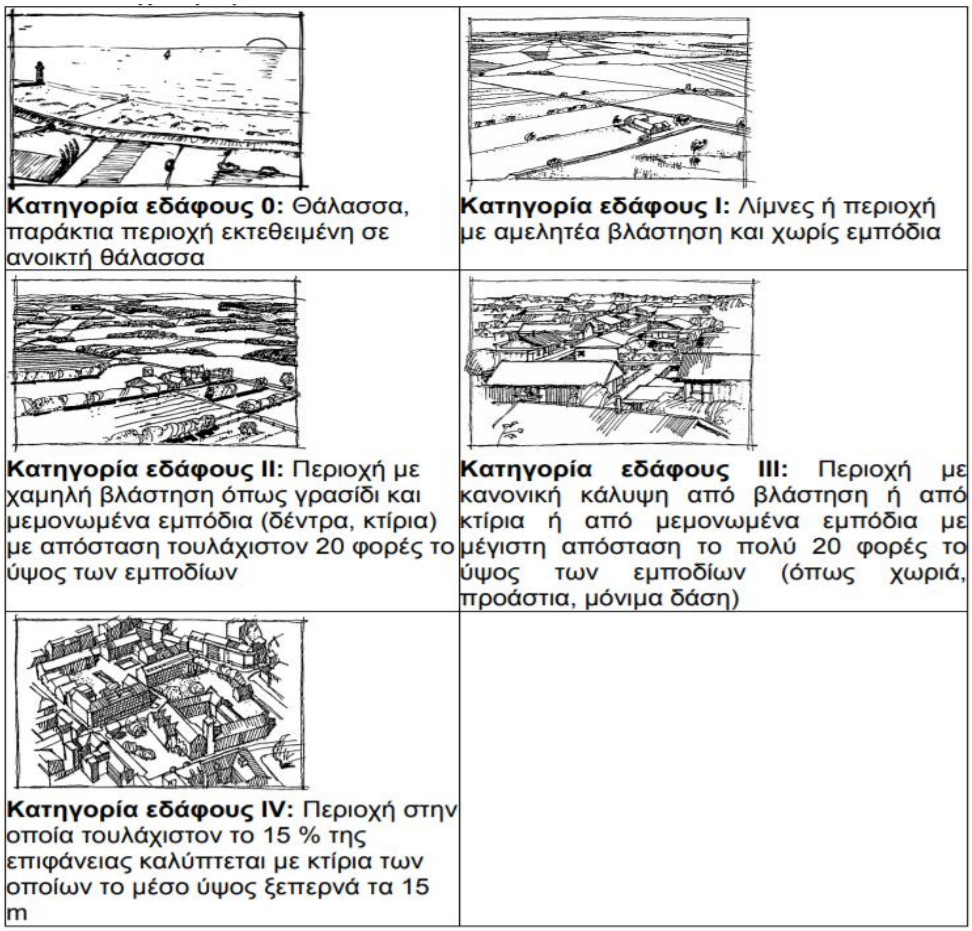
Πίνακας 4.3 : Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους (Εκπαιδευτικές Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων, Πίνακας 2)

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

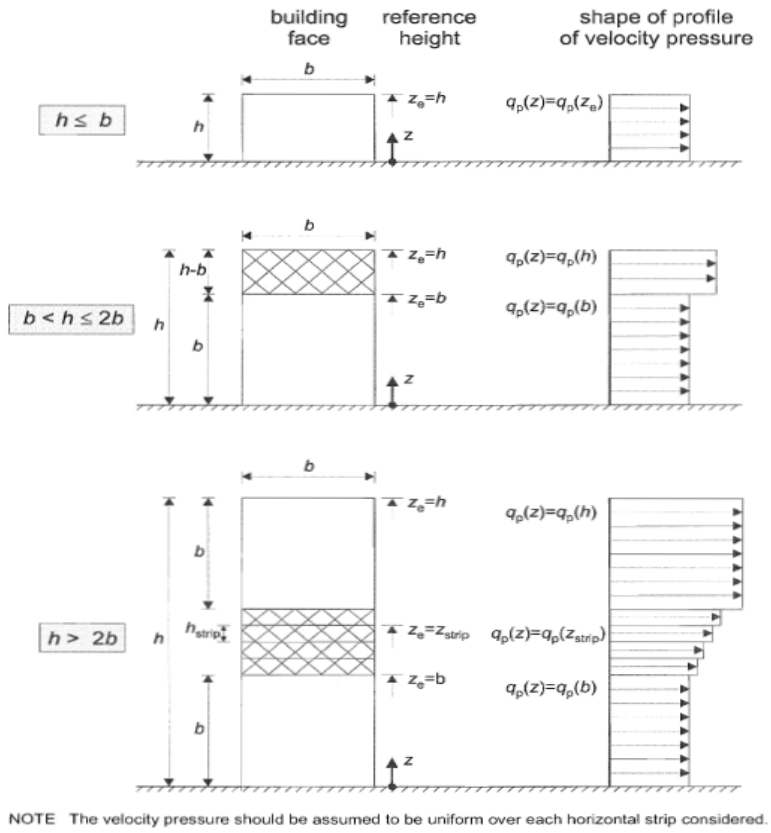
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

❖ Ύψος αναφοράς

Το ύψος αναφοράς για τη στέγη θα είναι ίσο με το συνολικό ύψος του κτιρίου έως τον κορφιά, δηλαδή h= z_e= 12m. Για τους εξωτερικούς τοίχους θα είναι το ίδιο, γιατί σε όλες τις περιπτώσεις ισχύει: h < b. Δηλαδή για θ=0˚: b=52,2m και για θ=90˚: b=24m



Σχήμα 4.5 : Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους και αντίστοιχοι ορισμοί (Εκπαιδευτικές Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων, Πίνακας 1)



Σχήμα 4.6 : Ύψος αναφοράς z_e με βάση τις τιμές των h και b και αντίστοιχα προφίλ πιέσεων (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.4)

❖ Συντελεστής εδάφους

$k_r = 0{,}19*(z_0/z_{0II})^{0{,}07} = 0{,}19*(0{,}3/0{,}05)^{0{,}07} = 0{,}22$

Άρα, επειδή έχουμε $z_{min} = 2m \leq z = 12m \leq z_{max} = 200m$ υπολογίζουμε ως εξής:

$$c_r(z) = k_r * \ln(z/z_0) = 0{,}22* \ln(12/0{,}3) = 0{,}82$$

➢ Πίεση ταχύτητας αιχμής q_p σε ύψος z_e

$$q_p(z_e) = [1+7*l_v(z)]*(1/2)*\rho*V_m(z)^2 = (1+7*0{,}271)*(1/2)*0{,}00125*22{,}14^2 = 0{,}89\ KN/m^2$$

❖ Συντελεστής στροβιλισμού $\kappa_1 = 1{,}0$

❖ Ένταση στροβιλισμού

Επειδή έχουμε $z_{min} = 2m \leq z = 12m \leq z_{max} = 200m$ υπολογίζουμε ως εξής:

$l_v(z) = \kappa_1/(c_0(z)*\ln(z/z_0)) = 1/(1*\ln(12/0{,}3)) = 0{,}271$

❖ Πυκνότητα αέρα $\rho = 1{,}25\ Kg/m^3$

➢ Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις και τη μορφή της φορτιζόμενης επιφάνειας και διακρίνονται σε καθολικούς ($c_{pe,10}$) και

τοπικούς συντελεστές ($c_{pe,1}$), δηλαδή για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες από 10m² ή μικρότερες από 1m² αντίστοιχα. Φορτιζόμενες επιφάνειες είναι τα κατακόρυφα στοιχεία πλήρωσης του σκελετού του κτιρίου και η στέγη. Η δράση του ανέμου υπολογίζεται με την χρήση των σχετικών πινάκων του Ευρωκώδικα, οι οποίοι παρέχουν τους συντελεστές εκτίμησης της εξωτερικής πίεσης σε κατακόρυφες επιφάνειες ορθογωνικής κάτοψης κτιρίων και τους αντίστοιχους για στέγες και για διευθύνσεις θ= 0° και θ= ±90°.

Πίνακας 4.4 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνίων κτιρίων (EN 1991-1-4:2005, Πίνακας 7.1)

Zone	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	

Πίνακας 4.5 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και διεύθυνση ανέμου θ= 0° (EN 1991-1-4:2005, Πίνακας 7.4a)

Pitch Angle α	Zone for wind direction $\theta = 0°$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

NOTE 1 At $\theta = 0°$ the pressure changes rapidly between positive and negative values on the windward face around a pitch angle of $\alpha = -5°$ to $+45°$, so both positive and negative values are given. For those roofs, four cases should be considered where the largest or smallest values of all areas F, G and H are combined with the largest or smallest values in areas I and J. No mixing of positive and negative values is allowed on the same face.

NOTE 2 Linear interpolation for intermediate pitch angles of the same sign may be used between values of the same sign. (Do not interpolate between $\alpha = +5°$ and $\alpha = -5°$, but use the data for flat roofs in 7.2.3). The values equal to 0,0 are given for interpolation purposes

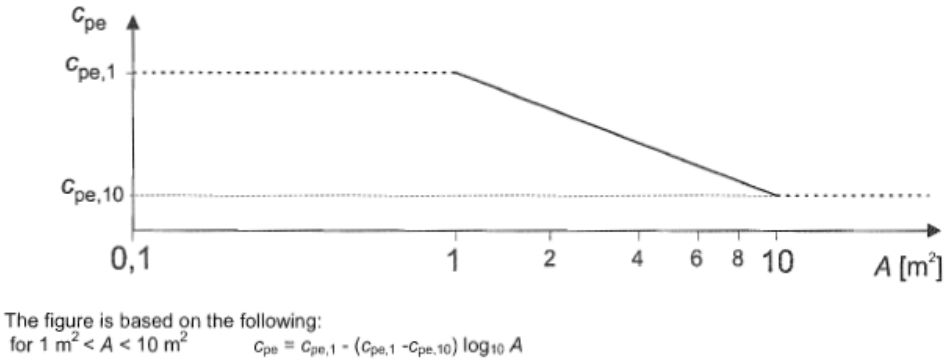
Πίνακας 4.6 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και διεύθυνση ανέμου θ= 90° (EN 1991-1-4:2005, Πίνακας 7.4b)

Pitch angle α	Zone for wind direction θ = 90 °							
	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°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Πίνακας 4.7 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει των εμβαδών των φορτιζόμενων επιφανειών

Εμβαδόν	c_{pe}
$A \leq 1\ m^2$	$c_{pe,1}$
$1\ m^2 < A \leq 10\ m^2$	$c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1})\log_{10}A$
$A \geq 10\ m^2$	$c_{pe,10}$

Προφανώς είναι $c_{pe,10} > c_{pe,1}$. Για ενδιάμεσες επιφάνειες προβλέπεται λογαριθμική παρεμβολή με βάση το παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 4.7 : Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης c_{pe} για επιφάνειες μεταξύ $1m^2$ και $10m^2$ (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.2)

- Συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi}

Οι εσωτερικές πιέσεις δρουν ταυτόχρονα σε μια κατασκευή, γεγονός που θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τους υπολογισμούς. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

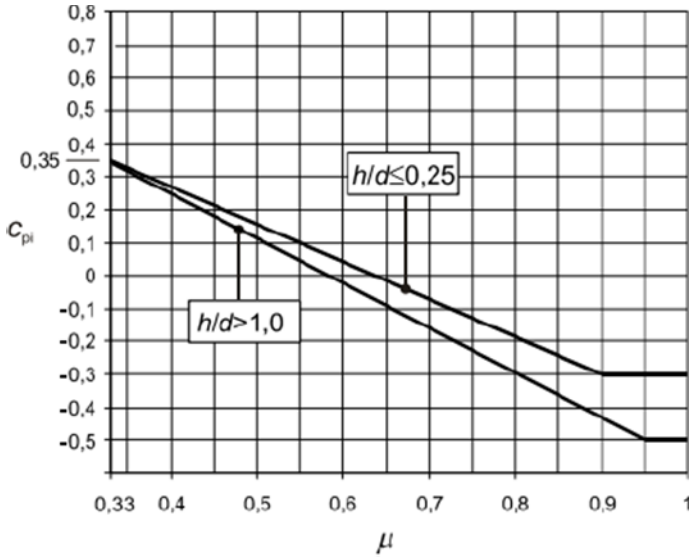
Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων μιας πλευράς ενός κτιρίου είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής των υπολοίπων πλευρών του κτιρίου, η πλευρά αυτή θεωρείται δεσπόζουσα και καθορίζει την τιμή της εσωτερικής πίεσης c_{pi}.

Η τιμή της εσωτερικής πίεσης c_{pi} σε αυτή την περίπτωση κυμαίνεται μεταξύ των τιμών $0,75c_{pe}$ και $0,90c_{pe}$. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε επιφάνεια ανοιγμάτων δεσπόζουσας πλευράς διπλάσιας και τριπλάσιας, αντίστοιχα, της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές του κτιρίου.

Όταν πρόκειται για κτίρια χωρίς καθοριστική πλευρά, ο συντελεστής c_{pi} εκτιμάται με βάσει το παρακάτω διάγραμμα συναρτήσει του λόγου ύψους προς βάθος του κτιρίου (h/d) και του λόγου των ανοιγμάτων μ:

$$\mu = \frac{\Sigma\ \epsilon\pi\iota\varphi\acute{\alpha}\nu\epsilon\iota\alpha\ \acute{o}\pi o\upsilon\ \tau o\ \mathrm{cpi}\ \epsilon\acute{\iota}\nu\alpha\iota\ \alpha\rho\nu\eta\tau\iota\kappa\acute{o}\ \acute{\eta}\ \mu\eta\delta\acute{\epsilon}\nu}{\Sigma\ \epsilon\pi\iota\varphi\acute{\alpha}\nu\epsilon\iota\alpha\ \acute{o}\lambda\omega\nu\ \tau\omega\nu\ \alpha\nu o\iota\gamma\mu\acute{\alpha}\tau\omega\nu}$$

για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ.



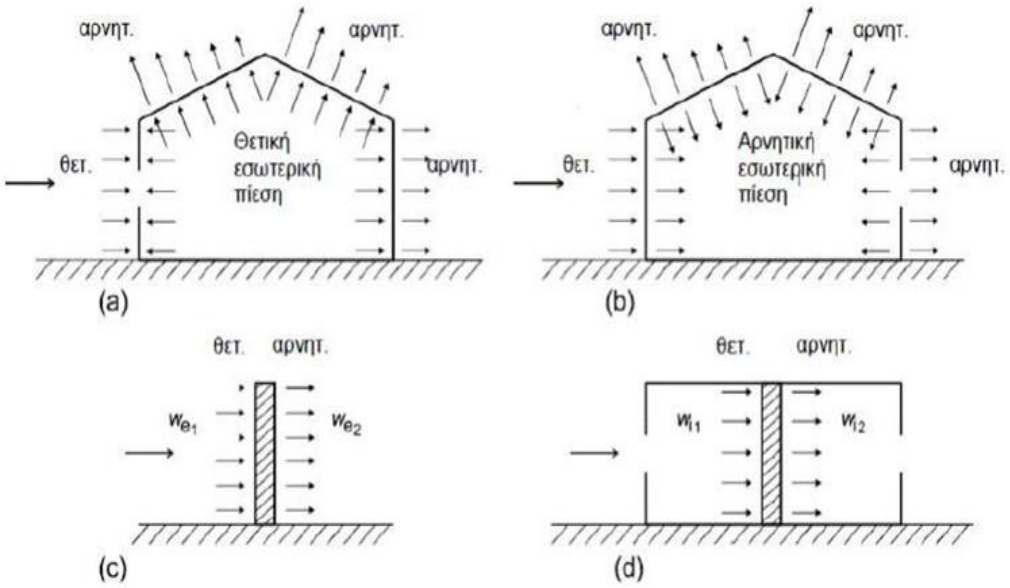
Σχήμα 4.8 : Συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} για ομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.13)

- Τελική πίεση

Η τελική πίεση του ανέμου 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 ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται αρνητική.

$$W = W_e - W_i = c_{pe} * q_p(z_e) - c_{pi} * q_p(z_e)$$

Στο Σχήμα 4.9 φαίνονται μερικές χαρακτηριστικές περιπτώσεις όπου σημαίνονται οι πιέσεις επί της κατασκευής.



Σχήμα 4.9 : Πιέσεις επί των επιφανειών (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 5.1)

- **Υπολογισμός δράσεων ανέμου**

➢ Εξωτερικές πιέσεις

Θα υπολογιστούν για διευθύνσεις ανέμου θ= 0° και θ= ±90°, τόσο για τα κατακόρυφα στοιχεία όσο και για την στέγη.

❖ θ= 0° (άνεμος κάθετος προς τον κορφιά)

d= 24m

b= 52,2m

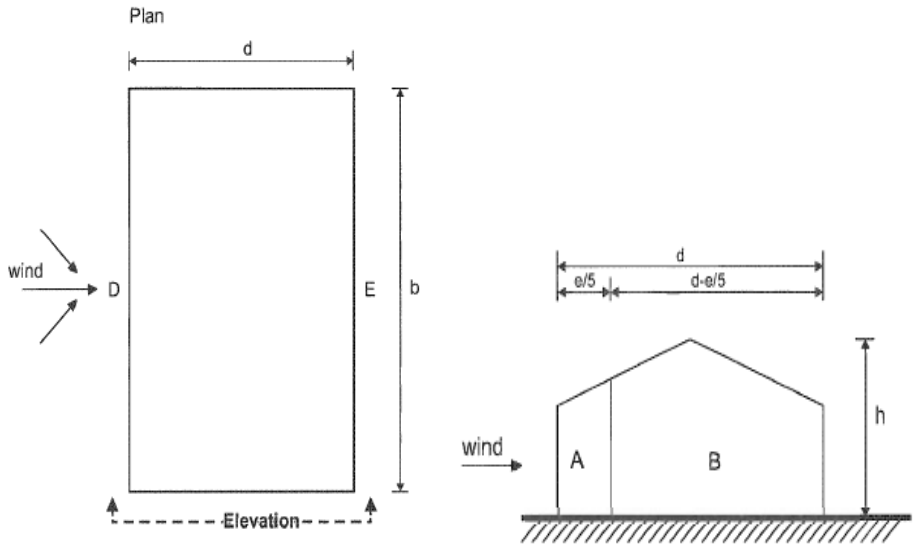
h= 12m

e= min(b, 2*h)= min(52,2 , 2*12) = 24m= d

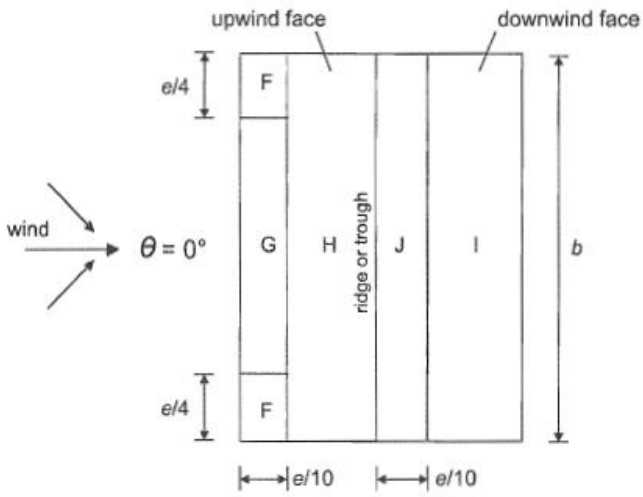
Κλίση στέγης: α= 11,77°

h/d= 12/24 = 0,5

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για θ= 0° υπολογίζονται με γραμμική παρεμβολή για λόγο h/d= 0,5 και κλίση στέγης α= 11,77° > 0 με βάση τους πίνακες.



Σχήμα 4.10 : Συντελεστές κατακόρυφων στοιχείων για e ≥ d (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.5)



Σχήμα 4.11 : Συντελεστές για δικλινείς στέγες και θ = 0° (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.8)

Πίνακας 4.8 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων επιφανειών για θ = 0°

h/d = 0,5	**A**		**B**		**D**		**E**	
Μήκος (m)	e/5 = 4,8		d -e/5 = 19,2		b = 52,2		b = 52,2	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	0,74	1	-0,37	-0,37

Τα εμβαδά των ζωνών είναι:

Εμβ.$_A$ = (9,5+10,5)*4,8/2= 48m² > 10m²

Εμβ.$_B$ = ((9,5+12)*12/2) + ((12+10,5)*7,2/2)= 210m² > 10m²

Εμβ.$_D$ = 52,2*9,5= 495,9m² > 10m²

Εμβ.$_E$ = 52,2*9,5= 495,9m² > 10m²

Πίνακας 4.9 : Τελικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων επιφανειών για θ = 0°

ΖΩΝΕΣ	A	B	D	E
c_{pe}	-1,2	-0,8	0,74	-0,37

Πίνακας 4.10 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης για θ= 0°

ΖΩΝΕΣ	F		G		H		I		J	
c_{pe}	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Μήκος (m)	e/10		e/10		d/2-e/10		d/2-e/10		e/10	
	2,4		2,4		9,6		9,6		2,4	
Πλάτος (m)	e/4		b-e/2		b		b		b	
	6		40,2		52,2		52,2		52,2	
Κλίση στέγης										
5	-1,7	-2,5	-1,2	-2	-0,6	-1,2	-0,6		0,2	
	0		0		0				-0,6	
11,77	**-1,16**	**-2,17**	**-0,93**	**-1,67**	**-0,4**	**-0,6**	**-0,47**	**-0,47**	**-0,62**	**-0,96**
	0,14		**0,14**		**0,14**		**-0,2**		**-0,2**	
15	-0,9	-2	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1	-1,5
	0,2		0,2		0,2		0		0	

Τα εμβαδά των ζωνών είναι:

Εμβ.$_F$ = 2,4*6/cos(11,77°)= 14,71m² > 10 m²

Εμβ.$_G$ = 2,4*40,4/cos(11,77°)= 99,05m² > 10m²

Εμβ.$_H$ = 9,6*52,2/cos(11,77°)= 511,89m² > 10m²

Εμβ.$_J$ = 2,4*52,2/cos(11,77°)= 127,98m² > 10m²

Εμβ.$_I$ = 9,6*52,2/cos(11,77°)= 511,89m² > 10m²

Πίνακας 4.11 : Τελικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης για θ= 0°

ΖΩΝΕΣ	F	G	H	J	I
c_{pe}	-1,16	-0,93	-0,4	-0,62	-0,47
	0,14	0,14	0,14	-0,2	-0,2

❖ θ= ±90° (άνεμος παράλληλος προς τον κορφιά)

d= 52,2m

b= 24m

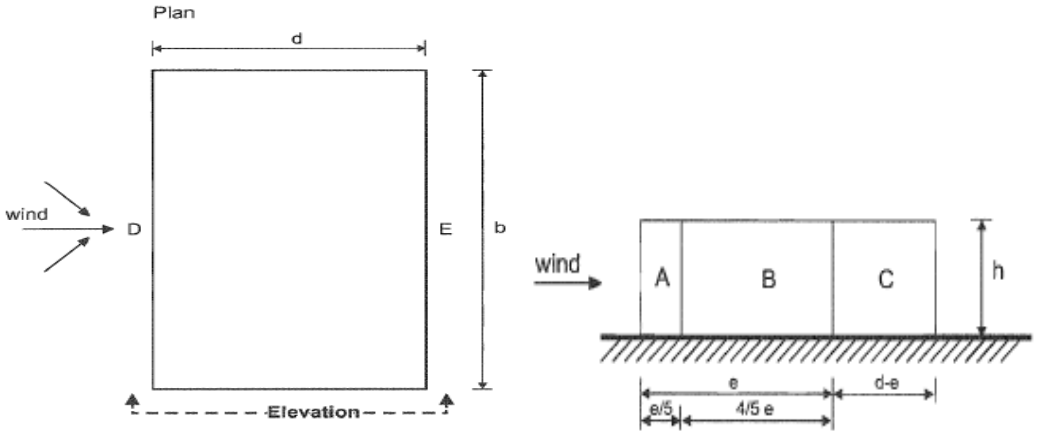
h= 12m

e= min(b, 2*h)= min(24, 2*12)= 24m < d

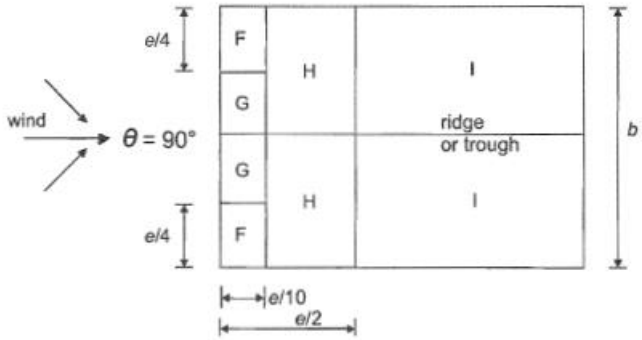
κλίση στέγης: α= 11,77°

h/d= 12/52,2= 0,23

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για θ= ±90° υπολογίζονται με γραμμική παρεμβολή για λόγο h/d= 0,23 και κλίση στέγης α= 11,77° > 0 με βάση τους πίνακες.



Σχήμα 4.12 : Συντελεστές κατακόρυφων στοιχείων για e < d (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.5)



Σχήμα 4.13 : Συντελεστές για δικλινείς στέγες και θ= ±90° (EN 1991-1-4:2005, Σχήμα 7.8)

Πίνακας 4.12 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων επιφανειών για θ= ±90°

h/d = 0,23	**A**		**B**		**C**		**D**		**E**	
Μήκος (m)	e/5 = 4,8		(4/5)e = 19,2		d-e = 28,3		b = 24		b = 24	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	0,7	1	-0,3	-0,3

Τα εμβαδά των ζωνών είναι:

Εμβ.$_A$ = 9,5*4,8= 45,6m² > 10m²

Εμβ.$_B$ = 9,5*19,2= 182,4m² > 10m²

Εμβ.$_c$ = 9,5*28,3= 268,9m² > 10m²

Εμβ.$_D$ = 9,5*24= 228m² > 10m²

Εμβ.$_E$ = 9,5*24= 228m² > 10m²

Πίνακας 4.13 : Τελικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων επιφανειών για θ= ±90°

ΖΩΝΕΣ	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Πίνακας 4.14 : Συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης για θ= ±90°

ΖΩΝΕΣ	F		G		H		I	
c_{pe}	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Μήκος (m)	e/10		e/10		e/2-e/10		d-e/2	
	2,4		2,4		9,6		40,2	
Πλάτος (m)	e/4		e/4		b/2		b/2	
	6		6		12		12	
Κλίση στέγης								
5	-1,6	-2,2	-1,3	-2	-0,7	-1,2	-0,6	
11,77	**-1,4**	**-2,07**	**-1,3**	**-2**	**-0,64**	**-1,2**	**-0,53**	
15	-1,3	-2	-1,3	-2	-0,6	-1,2	-0,5	

Τα εμβαδά των ζωνών είναι:

Εμβ.$_F$ = 2,4*6/cos(11,77°)= 14,71m² > 10 m²

Εμβ.$_G$ = 2,4*6/cos(11,77°)= 14,71m² > 10m²

Εμβ.$_H$ = 9,6*12/cos(11,77°)= 117,68m² > 10m²

Εμβ.$_I$ = 40,2*12/cos(11,77°)= 492,76m² > 10m²

Πίνακας 4.15 : Τελικοί συντελεστές εξωτερικής πίεσης στέγης για θ= ±90°

ΖΩΝΕΣ	F	G	H	I
c_{pe}	-1,4	-1,3	-0,64	-0,53

Οι εξωτερικές πιέσεις για τα κατακόρυφα στοιχεία και για τη στέγη υπολογίζονται με βάση τη σχέση:

$$W_e = c_{pe} * q_p(z_e)$$

Πίνακας 4.16 : Εξωτερικές πιέσεις W_e στα κατακόρυφα στοιχεία (KN/m^2)

ΖΩΝΕΣ			A	B	C	D	E
θ = 0°	z_e = 12m	c_{pe}	-1,2	-0,8		0,74	-0,37
		$q_p(z_e)$	0,89	0,89		0,89	0,89
		W_e	-1,068	-0,712		0,6586	-0,3293
θ = 90°	z_e = 12m	c_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3
		$q_p(z_e)$	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
		W_e	-1,068	-0,712	-0,445	0,623	-0,267

Πίνακας 4.17 : Εξωτερικές πιέσεις W_e στη στέγη (KN/m^2)

ΖΩΝΕΣ			F	G	H	J	I
θ = 0°	z_e = 12m	c_{pe}	-1,16	-0,93	-0,4	-0,62	-0,47
			0,14	0,14	0,14	-0,2	-0,2
		$q_p(z_e)$	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
		W_e	-1,0324	-0,8277	-0,356	-0,5518	-0,4183
			0,1246	0,1246	0,1246	-0,178	-0,178
θ = 90°	z_e = 12m	c_{pe}	-1,4	-1,3	-0,64		-0,53
		$q_p(z_e)$	0,89	0,89	0,89		0,89
		W_e	-1,246	-1,157	-0,5696		-0,4717

- Εσωτερικές πιέσεις (εφόσον οι θύρες του κτιρίου είναι ανοικτές)

- θ= 0° (άνεμος κάθετος προς τον κορφιά)

Το κτίριο δεν έχει δεσπόζουσα πλευρά (που να έχει περισσότερα ανοίγματα από τις άλλες) και επίσης δεν εύκολος ο ακριβής προσδιορισμός του ποσοστού των ανοιγμάτων μ, γι' αυτό λαμβάνεται ως συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} η δυσμενέστερη τιμή από +0,2 και -0,3. Δυσμενέστερη κατάσταση είναι όταν αθροίζονται οι δυνάμεις από τις εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις. Έτσι, αν ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης σε έναν τοίχο είναι θετικός, το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης αρνητικός: c_{pi} = -0,3. Αν, αντιθέτως, ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης σε έναν τοίχο είναι αρνητικός, το δυσμενέστερο είναι να ληφθεί ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης θετικός: c_{pi} = +0,2.

- θ= ±90° (άνεμος παράλληλος προς τον κορφιά)

Ισχύουν τα ίδια με την θ= 0°.

Οι εσωτερικές πιέσεις για τα κατακόρυφα στοιχεία και για τη στέγη υπολογίζονται με βάση τη σχέση:

$$W_i = c_{pi} * q_p(z_e)$$

Πίνακας 4.18 : Εσωτερικές πιέσεις W_i στα κατακόρυφα στοιχεία (KN/m^2)

ΖΩΝΕΣ			A	B	C	D	E
θ = 0°	z_e = 12m	c_{pi}	0,2	0,2		-0,3	0,2
		$q_p(z_e)$	0,89	0,89		0,89	0,89
		Wi	0,178	0,178		-0,267	0,178
θ = 90°	z_e = 12m	c_{pi}	0,2	0,2	0,2	-0,3	0,2
		$q_p(z_e)$	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
		Wi	0,178	0,178	0,178	-0,267	0,178

Πίνακας 4.19 : Εσωτερικές πιέσεις W_i στη στέγη (KN/m^2)

ΖΩΝΕΣ			F	G	H	J	I
θ = 0°	z_e = 12m	c_{pi}	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
			-0,3	-0,3	-0,3	0,2	0,2
		$q_p(z_e)$	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
		Wi	0,178	0,178	0,178	0,178	0,178
			-0,267	-0,267	-0,267	0,178	0,178
θ = 90°	z_e = 12m	c_{pi}	0,2	0,2	0,2		0,2
		$q_p(z_e)$	0,89	0,89	0,89		0,89
		Wi	0,178	0,178	0,178		0,178

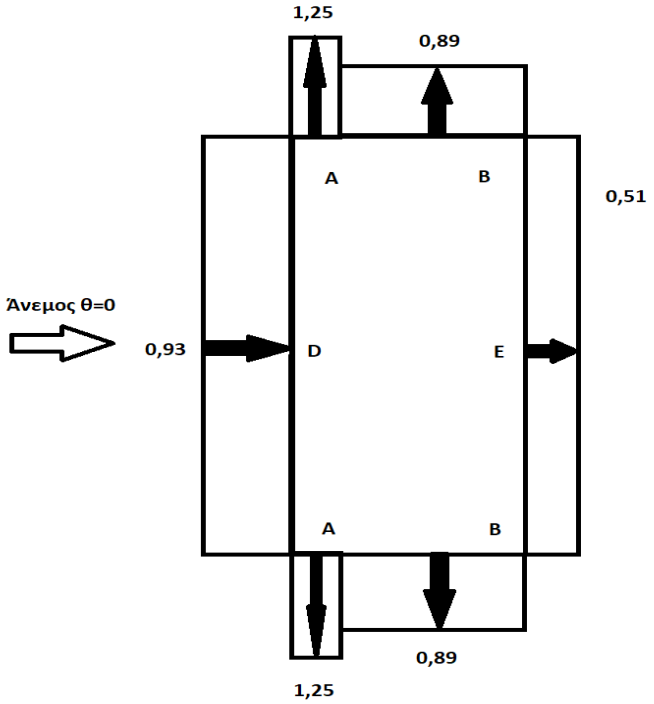
Οι τελικές πιέσεις υπολογίζονται με επαλληλία των εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων, δηλαδή:

$$W = W_e - W_i$$

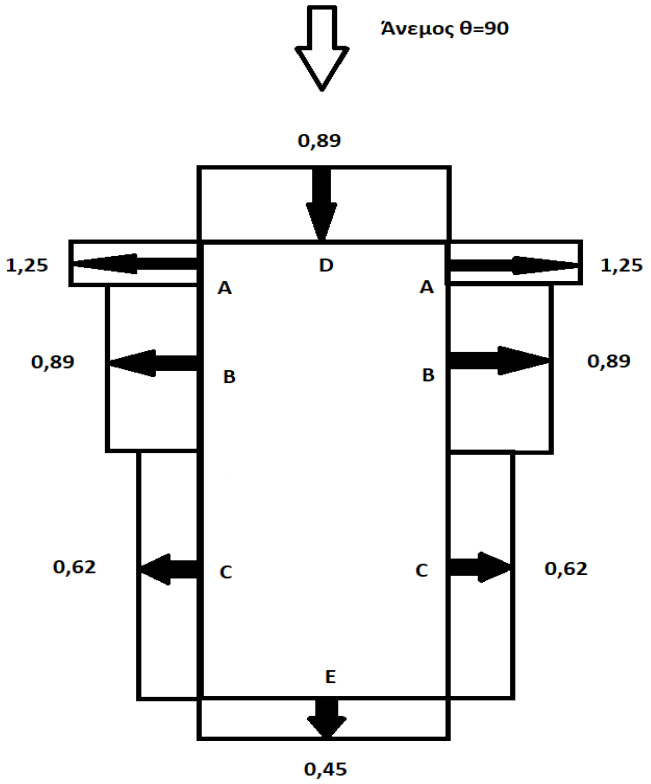
Πίνακας 4.20 : Τελικές πιέσεις W στο κτίριο (KN/m^2)

ΖΩΝΕΣ			A	B	C	D	E
θ = 0°	z_e = 12m	W	-1,25	-0,89		0,93	-0,51
θ = 90°			-1,25	-0,89	-0,62	0,89	-0,45

ΖΩΝΕΣ			F	G	H	J	I
θ = 0°	z_e = 12m	W	-1,21	-1,01	-0,53	-0,73	-0,60
			0,39	0,39	0,39	-0,36	-0,36
θ = 90°			-1,42	-1,34	-0,75		-0,65

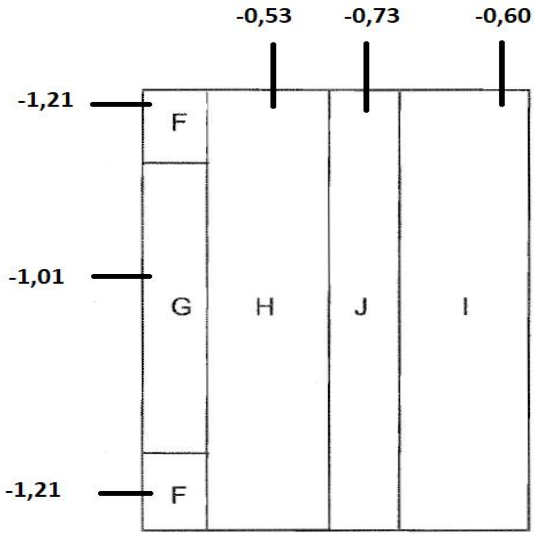


Σχήμα 4.14 : Τελικές πιέσεις στα κατακόρυφα στοιχεία για θ= 0° (KN/m^2)

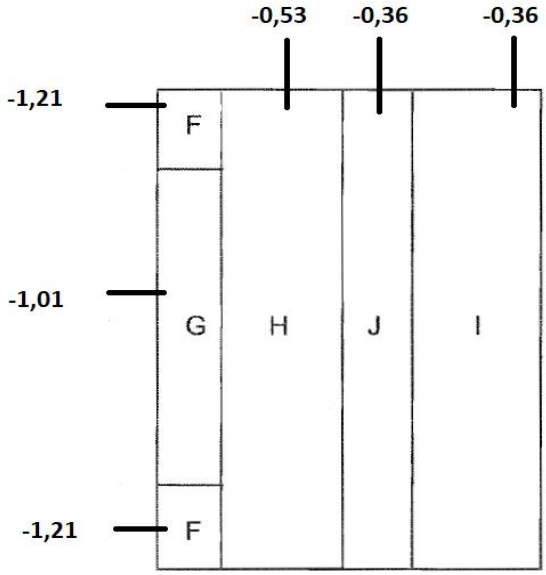


Σχήμα 4.15 : Τελικές πιέσεις στα κατακόρυφα στοιχεία για θ= ±90° (KN/m^2)

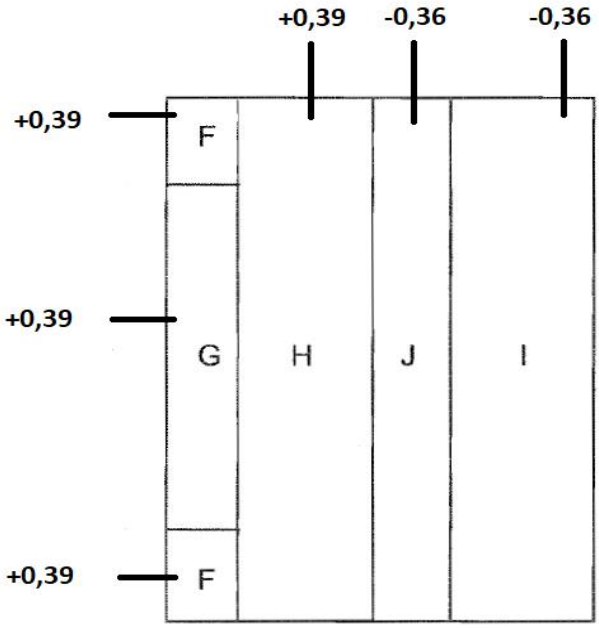
Επισημαίνεται ότι κατά την στατική επίλυση του φορέα για τις πιέσεις στη στέγη, λόγω του ανέμου με διεύθυνση πνοής θ= 0° θα πρέπει να εξεταστούν τέσσερις συνδυασμοί δράσεων. Οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.



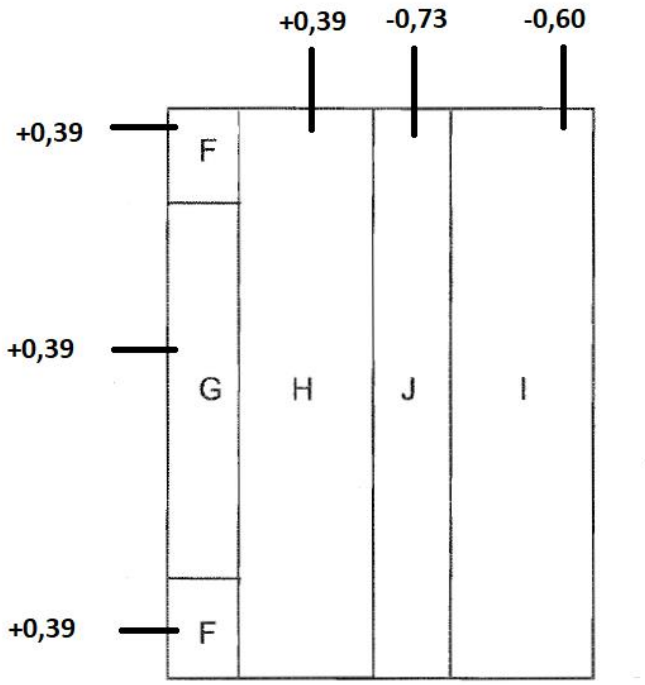
Σχήμα 4.16 : Τελικές πιέσεις στη στέγη για θ= 0° (KN/m^2) – 1η περίπτωση φόρτισης



Σχήμα 4.17 : Τελικές πιέσεις στη στέγη για θ= 0° (KN/m^2) – 2η περίπτωση φόρτισης



Σχήμα 4.18 : Τελικές πιέσεις στη στέγη για θ= 0° (KN/m^2) – 3η περίπτωση φόρτισης



Σχήμα 4.19 : Τελικές πιέσεις στη στέγη για θ= 0° (KN/m^2) – 4η περίπτωση φόρτισης

Από τις παραπάνω περιπτώσεις λαμβάνεται στο σχεδιασμό αυτή που προκαλεί τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου.

4.3.3 Θερμοκρασιακές δράσεις

Μια κατασκευή υποβάλλεται κατά τη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές που βρίσκονται στην ύπαιθρο (π.χ. γέφυρες) σε σχέση με άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία (π.χ. όπως συμβαίνει με τα κτίρια). Επειδή οι θερμοκρασιακές μεταβολές είναι συνήθως βραχυχρόνιες, τα εμφανιζόμενα εντατικά μεγέθη λόγω των επιρροών τους δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και κατά συνέπεια λαμβάνονται στους υπολογισμούς τα βραχυχρόνια αδρανειακά μεγέθη.

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-5:2003 οι δράσεις λόγω των θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και συμπεριλαμβάνονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις ενώ ο προσδιορισμός τους λαμβάνει χώρα για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που ορίζει ο Ευρωκώδικας. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας οφειλόμενη σε ολική μεταβολή της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος (εναλλαγές μεταξύ χειμώνα – καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της θετικής και της αρνητικής ενεργού θερμοκρασίας.

Η διαφορά θερμοκρασίας (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του) λήφθηκε για το κτίριο της υπόψη μελέτης ίση με ±20°C.

4.4 Σεισμικά φορτία (Ε)

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται και διαδίδονται στο έδαφος επιταχύνσεις οριζόντιες και κατακόρυφες (κύματα χώρου P και S, επιφανειακά κύματα Rayleigh και Love), που ως αποτέλεσμα έχουν την εφαρμογή επί των κατασκευών αδρανειακών δυνάμεων. Από το σύνολο των δυνάμεων αυτών σημαίνοντα ρόλο έχουν οι οριζόντιες, χωρίς ωστόσο να μην δίνεται σημασία και στις κατακόρυφες.

Η Ελλάδα είναι από τις πλέον σεισμογενείς χώρες όχι μόνο της Ευρώπης αλλά και παγκοσμίως. Το γεγονός αυτό καθιστά ιδιαίτερα κρίσιμο τον αντισεισμικό σχεδιασμό των πάσης φύσεως έργων αρμοδιότητας πολιτικού μηχανικού. Ως σεισμικές δράσεις κατά τον σχεδιασμό λογίζονται οι ταλαντώσεις των κατασκευών λόγω του σεισμού. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται και με τις δράσεις λόγω του ανέμου.

Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων γίνεται σύμφωνα με τα καθοριζόμενα στον Ευρωκώδικα 8 (EC8) λαμβάνοντας υπόψη και τα Εθνικά Προσαρτήματα που ρυθμίζουν τις όποιες ιδιαιτερότητες έχει η περιοχή μελέτης. Θεμελιώδεις απαιτήσεις οι οποίες πρέπει να ικανοποιούνται είναι:

1. Απαίτηση μη-κατάρρευσης

   Ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται ώστε να αναλαμβάνει τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, εξασφαλίζοντας στατική επάρκεια και ασφαλή φέρουσα ικανότητα μετά τη λήξη μιας σεισμικής διέγερσης. Μεγέθη που χαρακτηρίζουν τη σεισμική δράση σχεδιασμού είναι:

   a) η τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης , η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης P_{NCR} σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς T_{NCR}.
   b) ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_1.

   Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε P_{NCR}=10% και η περίοδος επαναφοράς T_{NCR} σε 475 χρόνια.

2. Απαίτηση περιορισμού βλαβών:

   Ο φορέας θα σχεδιάζεται και θα κατασκευάζεται ώστε να αναλαμβάνει σεισμική δράση Ανάληψη με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς να επιβληθούν περιορισμοί στη χρήση, συνέπεια της ανάπτυξης βλαβών. Οι δαπάνες επισκευής των τελευταίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σχέση με την δαπάνη του ίδιου του φέροντα οργανισμού. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την απαίτηση περιορισμού βλαβών έχει πιθανότητα υπέρβασης P_{DLR}=10% σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς T_{DLR}= 95 χρόνια, σύμφωνα με τα Εθνικά Προσαρτήματα.

4.4.1 Συντελεστής σπουδαιότητας

Το παρών κτίριο υπάγεται στην κατηγορία ΙΙ με συντελεστή σπουδαιότητας: γ_1 =1.

Πίνακας 4.21 : Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας (Eurocode 8, Πίνακας 1.2.1)

Κατηγορία Σπουδαιότητας	*Κτίρια*	*Συντελεστής Σπουδαιότητας* γ_I
I	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,80
II	Σύνηθες	1,00
III	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού)	1,20
IV	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1,40

4.4.2 Κατηγορία εδάφους

Σύμφωνα με τον EC8, την δράση του σεισμού εκτός από την σεισμικότητα της περιοχής του έργου, επηρεάζουν και οι διαμορφούμενες τοπικές εδαφικές συνθήκες. Για το λόγο αυτό ο EC8, προκειμένου να γίνει ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων, κατηγοριοποιεί το έδαφος. Βασικό μέγεθος για την κατηγοριοποίηση του εδάφους είναι η μέση ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στο ανώτατο, από την επιφάνεια, στρώμα εδάφους πάχους 30 m. Η ταχύτητα αυτή υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

Όπου: h_i , το πάχος σε m

v_i , η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση 10^{-5} ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος i από N συνολικά.

Εναλλακτικά, στην περίπτωση που δεν είναι γνωστή η ταχύτητα $v_{s,30}$, η κατηγοριοποίηση εδάφους μπορεί να γίνει με την πρότυπη δοκιμή διείσδυσης N_{SPT} (αριθμός κρούσεων ανά 0,3m) ή με τη δοκιμή αστράγγιστης αντοχής c_u.

Πίνακας 4.22 : Κατηγορίες εδάφους (EC8, Πίνακας 1.2.3)

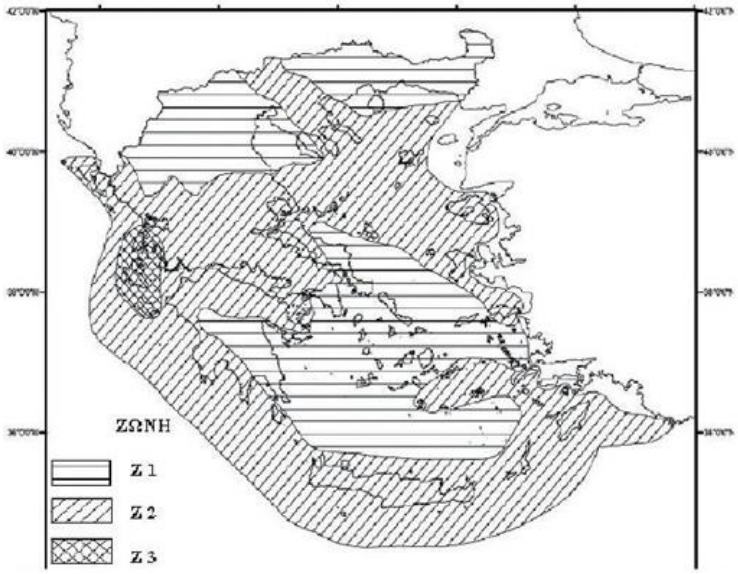
	Κατηγορία εδάφους	$v_{s,30}$ *(m/s)*	N_{SPT}	c_u *(kPa)*
A	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό	>800	-	-
B	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360-800	>50	>250
C	Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m	180-360	15-50	70-250
D	Χαλαρή έως μετρίως χαλαρρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5-20m και υπόστρωμα με v_s>800m/s			
S_1	≥10m μαλακή άργιλος/ιλύς με δείκτη πλαστιμότητας PI>40 και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	-	10-20
S_2	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S_1		-	

Στην παρούσα μελέτη το έδαφος στην περιοχή ανέγερσης του κτιρίου θεωρούμε ότι είναι Κατηγορίας Β.

4.4.3 Φάσμα σχεδιασμού

- **Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση**

Στον EC8 η σεισμική δράση σχεδιασμού συναρτάται με τη γεωγραφική θέση και δίνεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} στο βράχο (σε έδαφος κατηγορίας Α) σύμφωνα με τον Εθνικό χάρτη ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας. Ο EC8 υιοθετεί τις τρείς ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας του νέου χάρτη του ΕΑΚ 2000 και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο (αλλά και στις κατηγορίες εδάφους Β και Γ) τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων.



Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Σχήμα 4.20 : Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας (ΕΑΚ 2000 – Σχήμα 2.2)

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή S οι τιμές του οποίου, αναλόγως της κατηγορίας εδάφους, φαίνονται στον Πίνακα 4.26. Για έργα σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους (ΙΙ), η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού a_g προκύπτει ως γινόμενο της οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς επί τον συντελεστή σπουδαιότητας. Δηλαδή:

$$a_g = \gamma_1 * a_{gR}$$

Στην παρούσα μελέτη το κτίριο βρίσκεται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, οπότε θα έχουμε:

$a_g = \gamma_1 * a_{gR} \rightarrow a_g = 1{,}00*0{,}16g \rightarrow a_g = 0{,}16g = 1{,}6\ m/sec^2$

- **Προσομοίωση σεισμικής δράσης**

Σύμφωνα με τον EC8 η κίνηση λόγω σεισμού σε συγκεκριμένο σημείο της επιφάνειας του εδάφους προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης. Για να αποφευχθεί η εφαρμογή κατά τη μελέτη πλήρους ανελαστικής ανάλυσης, η ικανότητα του

φέροντα οργανισμού του κτιρίου για απόδοση ενέργειας μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή μέσω των λοιπών μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με την εφαρμογή ελαστικής ανάλυσης η οποία στηρίζεται σε φάσμα απόκρισης μειωμένο ως προς το ελαστικό. Το φάσμα αυτό ονομάζεται φάσμα σχεδιασμού. Για να επιτευχθεί η προαναφερθείσα μείωση εισάγεται στους υπολογισμούς ο συντελεστής συμπεριφοράς q. Ο συντελεστής αυτός είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων με τις οποίες θα καταπονούνταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που εφαρμόζονται στη μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης εξασφαλίζοντας, ωστόσο, την ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Πίνακας 4.23 : Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q (ΕΑΚ 2000 – Πίνακας 2.6)

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνο-λικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα *	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
	* Βλέπε Παράρτημα Γ.	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς ορίζεται για την κάθε διεύθυνση του σεισμού και ανάλογα με το στατικό σύστημα που έχει επιλεγεί και διαμορφωθεί σε κάθε διεύθυνση της κατασκευής. Για παράδειγμα στο κτίριο που μελετάμε θα λάβουμε τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q= 4, αφού στο στατικό σύστημα που έχουμε διαμορφώσει, ο φορέας αναπτύσσει πλαισιακή λειτουργία. Κατά τη διεύθυνση Y λόγω παρουσίας διαγώνιων συνδέσμων λαμβάνουμε συντελεστή συμπεριφοράς q=3.

- **Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης**

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ζ είναι διάφορο του 5% και υπολογίζεται από τη σχέση:

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

Πίνακας 4.24 : Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ (ΕΑΚ 2000 – Πίνακας 2.8)

Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Στο κτίριο που μελετάμε, παρατηρούμε ότι για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις η απόσβεση είναι ζ= 4%.

Επομένως με βάση την προηγούμενη σχέση προκύπτει διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης:

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

- **Συντελεστής θεμελίωσης**

Ο συντελεστής θεμελίωσης εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης όχι μόνο στην απόσβεση της σεισμικής δύναμης από το έδαφος προς το θεμέλιο, αλλά και τη μείωση των κινδύνων διαφορικών καθιζήσεων λόγω δυναμικής διατμητικής συνίζησης χαλαρών εδαφών κ.λπ. Σε εδάφη κατηγορίας Α ή Β ο συντελεστής θ λαμβάνεται ίσος με 1,0. Σε εδάφη κατηγορίας Γ ή Δ ο συντελεστής θ λαμβάνει τιμές που δίνονται στον Πίνακα 4.25, όταν συντρέχει τουλάχιστον μία από τις αναφερόμενες σε αυτόν προϋποθέσεις και εφόσον η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού όπως υπολογίζεται, δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας Β.

Πίνακας 4.25 : Συντελεστής θεμελίωσης θ (ΕΑΚ 2000 – Πίνακας 2.7)

Προϋποθέσεις		
1α. 1β. 1γ.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	0,90
2α. 2β. 2γ.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	0,80
Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχώματα, έτσι ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.		

Στο παρών κτίριο επειδή δεν συντρέχουν οι παραπάνω προϋποθέσεις στη θεμελίωση, λαμβάνουμε θ = 1,0.

- **Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση**

Στο οριζόντιο επίπεδο, οι σεισμικές δυνάμεις δρουν ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που ακολουθούν το ίδιο φάσμα απόκρισης. Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζεται το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων απόσβεσης 5% σύμφωνα με τον EC8. Στο φάσμα υπάρχει μια περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ των περιόδων T_B και T_C με τιμή 2,5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_gS. Στη συνέχεια εμφανίζεται μια περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας από T_C έως T_D και η φασματική επιτάχυνση είναι αντιστρόφως ανάλογη της περιόδου (1/T). Ακολουθεί μια περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης και εδώ η φασματική επιτάχυνση είναι αντιστρόφως ανάλογη του τετραγώνου της περιόδου ($1/T^2$).

Σχήμα 4.21 : Ελαστικό φάσμα στην οριζόντια διεύθυνση για ζ=5% (EC8 – Σχήμα 1.2.3)

Πίνακας 4.26 : Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος (EC8)

Κατηγορία εδάφους	*S*	*T_B (s)*	*T_C (s)*	*T_D (s)*
A	1,00	0,15	0,4	2,5
B	1,20	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,40	0,15	0,5	2,5

Στις περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό με απόσβεση 5% διαιρώντας με το συντελεστή συμπεριφοράς q. Ο ανερχόμενος κλάδος για ιδιοπεριόδους $T \leq T_B$ εκτιμάται με γραμμική παρεμβολή μεταξύ:

1. της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης a_gS δια του συντελεστή υπεραντοχής (1,5) για T = 0, τιμή η οποία εκφράζει την υπεραντοχή σε σχέση με την αντοχή σχεδιασμού και την σταθερή επιτάχυνση σχεδιασμού
2. της τιμής $2{,}5a_g/q$ που ισχύει για $T = T_B$.

Το κατώτατο όριο της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού ορίζεται στο 20% της μέγιστης επιτάχυνσης στο βράχο (a_g).

Με βάση τα παραπάνω, το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού κατά την οριζόντια διεύθυνση, για τις διάφορες περιοχές τιμών της ιδιοπεριόδου έχει ως εξής:

$$0 \le T \le T_B : S_d(T) = \alpha_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B}\left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right]$$

$$T_B \le T \le T_C : S_d(T) = \alpha_g S \frac{2,5}{q}$$

$$T_B \le T \le T_C : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_g S \frac{2,5}{q}\left[\frac{T_C}{T}\right] \\ \ge \beta \alpha_g \end{cases}$$

$$T_D \le T : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_g S \frac{2,5}{q}\left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \\ \ge \beta \alpha_g \end{cases}$$

όπου ο συντελεστής β (τιμή κατώτατου ορίου οριζόντιου φάσματος σχεδιασμού) με βάση το Εθνικό Προσάρτημα λαμβάνει την τιμή 0,2.

Πίνακας 4.27 : Στοιχεία σεισμού για το παρών κτίριο

Συντελεστής σπουδαιότητας γ_1	1	Συντελεστής θεμελίωσης θ	1
Κατηγορία εδάφους	B	Συντελεστής S	1,2
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_g	1,6 m/sec^2	Περίοδος T_B	0,15 sec
Συντελεστής συμπεριφοράς q	1,5	Περίοδος T_C	0,5 sec
Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η	1,08	Περίοδος T_D	2,5 sec

- **Φάσμα σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση**

Εφόσον απαιτηθεί να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση έχει ως εξής:

$$0 \le T \le T_B : S_d(T) = \alpha_{vg} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B}\left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right]$$

$$T_B \le T \le T_C : S_d(T) = \frac{2,5}{q}$$

$$T_B \le T \le T_C : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_{vg} \frac{2,5}{q}\left[\frac{T_C}{T}\right] \\ \ge \beta \alpha_{vg} \end{cases}$$

$$T_D \le T : S_d(T) \begin{cases} = \alpha_{vg} \frac{2,5}{q}\left[\frac{T_C T_D}{T^2}\right] \\ \ge \beta \alpha_{vg} \end{cases}$$

Πίνακας 4.28 : Παράμετροι κατακόρυφου ελαστικού φάσματος (EC8)

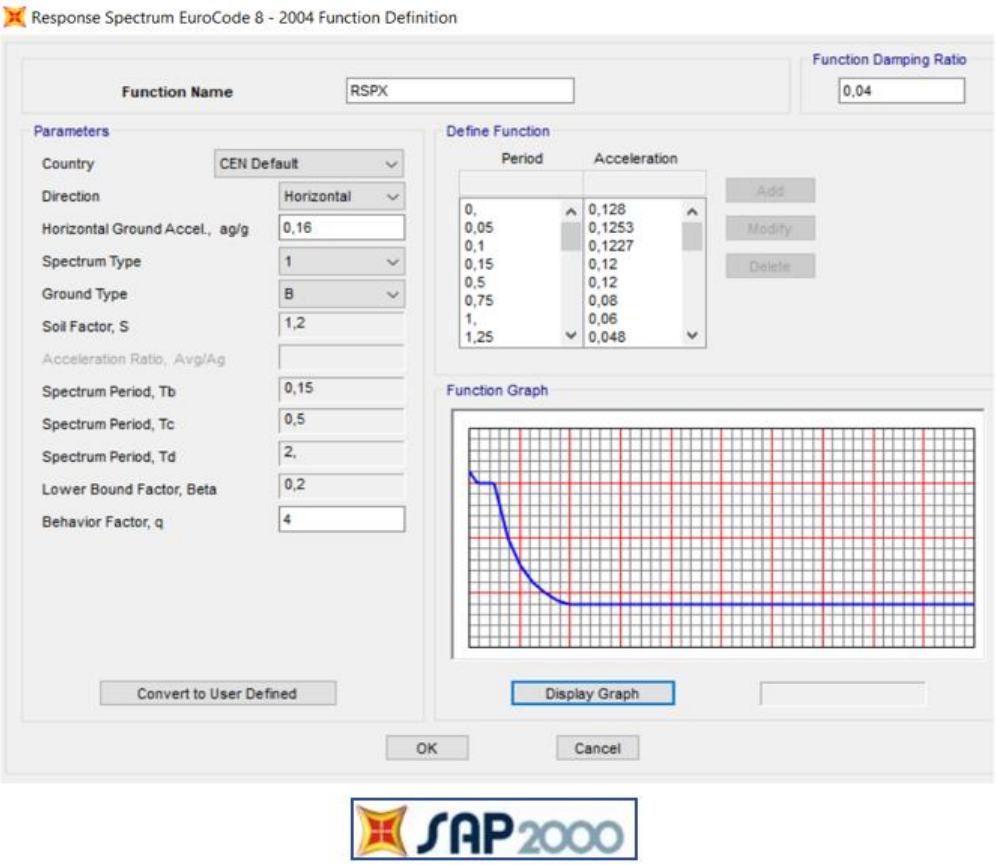
a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
0,90	0,05	0,15	1,0

Σύμφωνα με τον EC8, η κατακόρυφη συνιστώσα λαμβάνεται υπόψη για κτίρια εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση a_{vg}, είναι μεγαλύτερη από 0,25g (δηλαδή αφορά κατασκευές σε Ζώνη επικινδυνότητας Ζ3 ή στην Ζ2 μόνο για κατηγορίες σπουδαιότητας ΙΙΙ και IV) αλλά και πάλι μόνο για τις ακόλουθες περιπτώσεις:

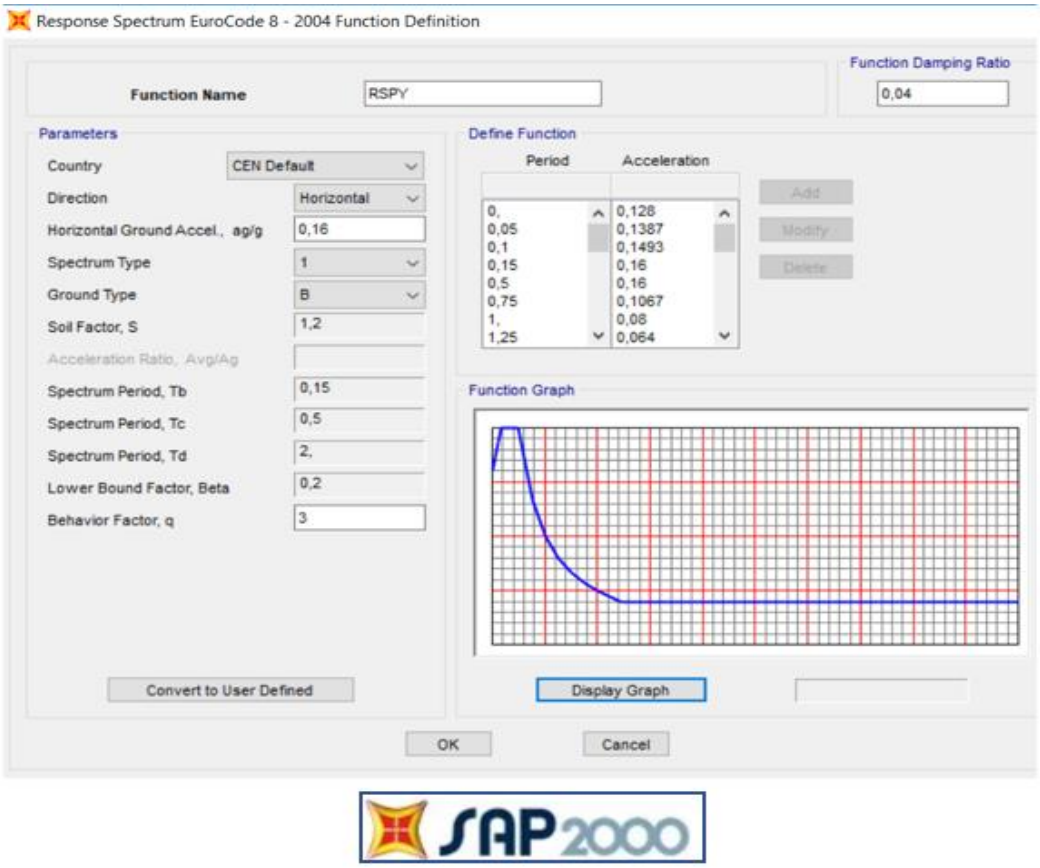
1. για οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20m
2. για οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m
3. για οριζόντια προεντεταμένα μέλη
4. για δοκούς που στηρίζουν φυτευτά υποστυλώματα
5. για κτίρια με σεισμική μόνωση

Το παρών κτίριο ανήκει σε Ζώνη επικινδυνότητας Ζ1, άρα δεν λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Θεωρώντας ότι η επιρροή της καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας στο συνδυασμό βασικών δράσεων χωρίς σεισμό και από τα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων.

Λαμβάνοντας υπόψη όλες τις προηγούμενες παραμέτρους έτσι όπως έχουν υπολογιστεί, προκύπτουν τα οριζόντια φάσματα σχεδιασμού της κατασκευής για τις δύο κύριες διευθύνσεις Χ και Υ.



Σχήμα 4.22 : Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού κατά Χ



Σχήμα 4.23 : Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού κατά Y

4.4.4 Μέθοδος ανάλυσης

Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του φέροντα οργανισμού της κατασκευής καθορίζουν τον τύπο της ανάλυσης που θα εφαρμοστεί. Μπορούν να εφαρμοστούν γραμμικές – ελαστικές αναλύσεις και εφόσον πληρούνται ορισμένες προϋποθέσεις μπορούν εναλλακτικά να γίνουν αποδεκτές και μη γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης. Συγκεκριμένα αναφέρονται οι κάτωθι τύποι ανάλυσης:

1. Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
   Για κατασκευές που η απόκρισή τους σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την συμμετοχή ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.
2. Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης
3. Μη γραμμική στατική ανάλυση (μέθοδος push-over)
4. Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Στην παρούσα μελέτη επιλέγεται να εφαρμοστεί η 2^{η} μέθοδος.

- **Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης**

Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς. Βασικός κανόνας είναι η λήψη των ελάχιστων δυνατών ιδιομορφών κατά την ανάλυση, και κριτήριο για την εκτίμηση του απαιτούμενου πλήθους τους αποτελεί το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών που σε κάθε κύρια διεύθυνση θα πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου.

Εναλλακτικά, αλλά όχι πρακτικά, μπορεί να λαμβάνονται όλες οι ιδιομορφές με συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής. Επίσης, άλλος τρόπος είναι να λαμβάνονται όλες οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο μεγαλύτερη από 0,20sec και οπωσδήποτε όχι λιγότερες από 3n, όπου n το πλήθος ορόφων πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

Ο συνδυασμός των ιδιομορφικών μεγίστων γίνεται, κατά τα γνωστά, με τον κανόνα του ‘’Πλήρη Τετραγωνικού Συνδυασμού (CQC)’’. Η προϋπόθεση για την εφαρμογή του απλούστερου κανόνα της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων είναι χαλαρότερη σε σχέση με τον ΕΑΚ και ορίζει ότι πρέπει να διαφέρουν τουλάχιστον κατά 10% όλες οι διαδοχικές ιδιοπερίοδοι.

Στον EC8 η δρώσα ιδιομορφική μάζα m_k , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k, καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δύναμης να εκφράζεται μέσω της σχέσης:

$$F_{bk} = S_d(T_K)*m_k$$

όπως αποδεικνύεται, το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών, ανά διεύθυνση, είναι ίσο με την συνολική μάζα της κατασκευής. Ο συνδυασμός των ιδιομορφικών αποκρίσεων επιτρέπεται να γίνει σε δυο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (περιλαμβάνονται και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) ανεξάρτητες μεταξύ τους εφόσον για τις αντίστοιχες ιδιοπεριόδους με $T_i < T_j$, ισχύει η σχέση $T_i < 0,9*T_j$.

Τα δεδομένα της σεισμικής διέγερσης, όπως υπολογίστηκαν εισάγονται στο πρόγραμμα για να υπολογιστεί ο σεισμός κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις (X και Y). Αρκεί η θεώρηση ενός μόνο προσανατολισμού του σεισμού. Εφόσον q>1 χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού, και όχι το ελαστικό φάσμα.

Για την ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή του τυχόντος μεγέθους απόκρισης (με ακαθόριστο πρόσημο), χρησιμοποιήθηκε η Πλήρης Τετραγωνική Επαλληλία (CQC).

Για τη χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο) χρησιμοποιήθηκε η Απλή Τετραγωνική Επαλληλία (SRSS).

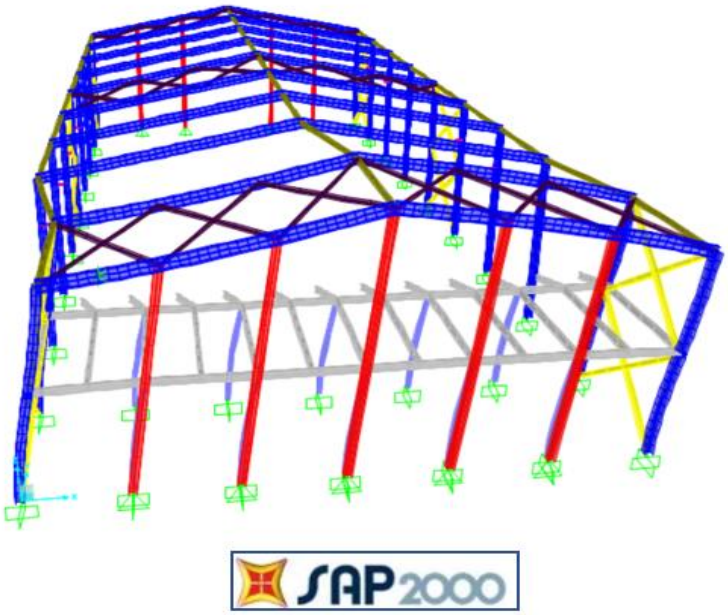
Η συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε από το πρόγραμμα σύμφωνα με τα φορτία του συνδυασμού: $G + \psi_2*Q$. Στην περίπτωσή μας λόγω γερανογέφυρας ορίζουμε μάζα:

$$G + 0,3Q_{loft} + 0,3Q_{roof}$$

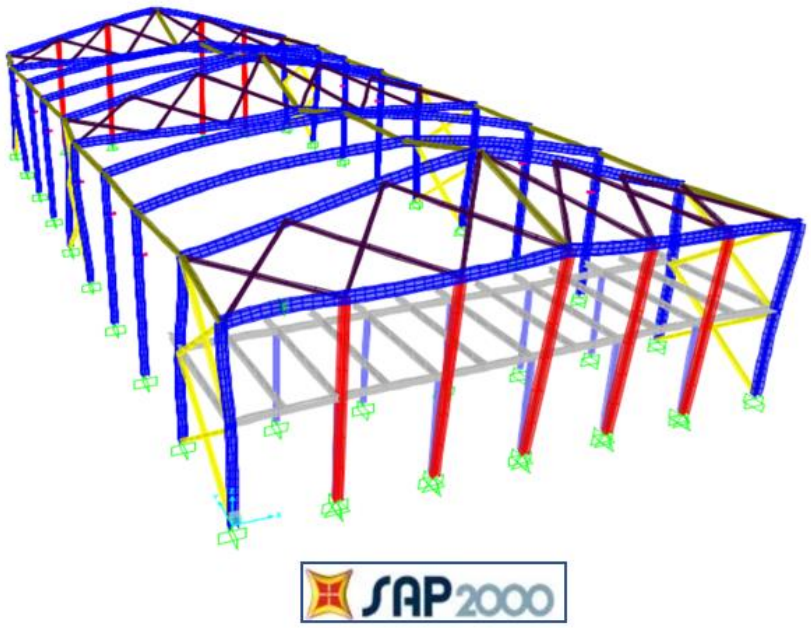
Αφού καθοριστούν η μορφή του φάσματος απόκρισης στις 2 διευθύνσεις του σεισμού (X και Y) και οι συνιστώσες E_X , E_Y , προσδιορίζονται οι ιδιομορφές του κυρίως υπόστεγου ώστε να ενεργοποιηθεί το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας. Το επιθυμητό άθροισμα ιδιομορφικών μαζών επιτεύχθηκε κατά τη διεύθυνση X στην $7^η$ ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο T=0,827s και ποσοστό Σ_x = 97,6% . Αντίστοιχα, κατά τη διεύθυνση Y στην $40^η$ ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο T=0,17s και ποσοστό Σ_y =91,5%. Είναι λογικό να απαιτήθηκαν τόσες, γιατί ένας μεγάλος αριθμός ιδιομορφών αντιστοιχεί σε ταλαντώσεις μεμονομένων στοιχείων της κατασκευής. Ωστόσο αν πάρουμε τις ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας, τότε λαμβάνονται υπόψη 7 κατά τη διεύθυνση X και 6 κατά τη διεύθυνση Y. Η κύρια ιδιοπερίοδος κατά τη διεύθυνση X ισούται με T= 0,852s , η οποία δίνεται στην $5^η$ ιδιομορφή και δίνει ποσοστό ιδιομορφικής μάζας 22%. Κατά τη διεύθυνση Y η κύρια ιδιοπερίοδος ισούται με T= 0,809s, η οποία δίνεται στην $8^η$ ιδιομορφή και δίνει ποσοστό ιδιομορφικής μάζας 24,97%.

Πίνακας 4.29 : Ιδιομορφές ταλάντωσης από το πρόγραμμα SAP2000

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,0345	0,17391	0,00001475	2,856E-06	0,17391	1,475E-05	2,856E-06	7,713E-06	0,00531	0,26349	7,713E-06	0,00531	0,26349
MODAL	Mode	2	0,92006	0,15298	2,61E-13	1,001E-14	0,32689	1,475E-05	2,856E-06	4,16E-14	0,00876	0,24934	7,713E-06	0,01407	0,51283
MODAL	Mode	3	0,91977	0,11488	3,262E-18	1,709E-20	0,44176	1,475E-05	2,856E-06	6,339E-20	0,0062	0,06906	7,713E-06	0,02027	0,5819
MODAL	Mode	4	0,91977	0,10199	1,523E-17	0	0,54376	1,475E-05	2,856E-06	6,575E-20	0,0055	0,02084	7,713E-06	0,02577	0,60274
MODAL	Mode	5	0,85238	0,22	8,429E-09	7,242E-10	0,76375	1,476E-05	2,857E-06	8,101E-10	0,00747	0,00011	7,713E-06	0,03324	0,60285
MODAL	Mode	6	0,83915	0,10886	1,582E-17	0	0,87262	1,476E-05	2,857E-06	4,971E-19	0,00578	0,02793	7,713E-06	0,03902	0,63078
MODAL	Mode	7	0,8273	0,1038	1,128E-17	0	0,97642	1,476E-05	2,857E-06	2,619E-19	0,00617	0,07138	7,713E-06	0,04519	0,70216
MODAL	Mode	8	0,80939	6,941E-06	0,24969	0,00434	0,97642	0,2497	0,00434	0,01467	1,234E-08	0,00001154	0,01468	0,04519	0,70217
MODAL	Mode	9	0,61302	2,173E-06	0,00056	0,08326	0,97643	0,25026	0,0876	0,15967	6,853E-07	4,049E-06	0,17435	0,04519	0,70217
MODAL	Mode	10	0,60994	4,832E-18	2,526E-17	0,00008019	0,97643	0,25026	0,08768	0,00304	4,374E-12	3,109E-15	0,17738	0,04519	0,70217
MODAL	Mode	11	0,60994	8,906E-16	2,207E-16	0,06902	0,97643	0,25026	0,1567	0,03474	3,787E-09	9,405E-19	0,21212	0,04519	0,70217
MODAL	Mode	12	0,57734	2,51E-18	1,222E-18	0,0342	0,97643	0,25026	0,1909	0,01157	1,881E-09	1,066E-14	0,22369	0,04519	0,70217
MODAL	Mode	13	0,57532	7,67E-19	2,111E-16	0,03448	0,97643	0,25026	0,22538	0,03127	1,898E-09	9,124E-16	0,25496	0,04519	0,70217
MODAL	Mode	14	0,51581	5,667E-10	0,00145	0,05685	0,97643	0,25171	0,28223	0,18174	1,493E-10	7,859E-10	0,4367	0,04519	0,70217
MODAL	Mode	15	0,49283	2,462E-09	0,01057	0,11968	0,97643	0,26228	0,40191	0,0089	2,848E-08	7,691E-10	0,4456	0,04519	0,70217
MODAL	Mode	16	0,26805	2,364E-07	0,10603	2,276E-06	0,97643	0,36831	0,40192	0,00001565	8,051E-07	0,00261	0,44561	0,04519	0,70478
MODAL	Mode	17	0,26751	9,386E-09	0,00808	1,757E-07	0,97643	0,37639	0,40192	1,492E-06	7,282E-08	0,03719	0,44561	0,04519	0,74197
MODAL	Mode	18	0,2656	2,713E-10	0,00035	3,72E-07	0,97643	0,37675	0,40192	1,038E-07	4,888E-08	0,00017	0,44561	0,04519	0,74213
MODAL	Mode	19	0,26533	6,899E-08	0,00006815	2,051E-07	0,97643	0,37682	0,40192	2,835E-10	5,246E-07	0,00003862	0,44561	0,04519	0,74217
MODAL	Mode	20	0,24936	0,00004001	0,0133	0,00001503	0,97647	0,39011	0,40193	0,00021	0,00013	3,417E-07	0,44582	0,04531	0,74217
MODAL	Mode	21	0,24544	0,00086	0,00727	2,853E-07	0,97732	0,39739	0,40193	3,364E-07	0,00507	0,02112	0,44582	0,05039	0,7633
MODAL	Mode	22	0,24487	0,00007609	0,08453	0,00001025	0,9774	0,48191	0,40194	0,00003457	0,00039	0,0028	0,44586	0,05078	0,7661
MODAL	Mode	23	0,24429	0,00065	0,00064	8,258E-07	0,97805	0,48256	0,40194	6,227E-07	0,00376	0,014	0,44586	0,05454	0,7801
MODAL	Mode	24	0,24177	4,794E-07	3,906E-06	2,054E-08	0,97805	0,48256	0,40194	2,273E-07	2,292E-06	8,004E-07	0,44586	0,05454	0,7801
MODAL	Mode	25	0,24173	3,865E-07	3,345E-10	5,73E-11	0,97805	0,48256	0,40194	2,182E-13	1,805E-06	7,777E-06	0,44586	0,05454	0,78011
MODAL	Mode	26	0,23913	0,00316	0,00005755	8,185E-06	0,98121	0,48262	0,40195	1,837E-06	0,01476	0,00485	0,44586	0,06931	0,78496
MODAL	Mode	27	0,23667	3,052E-06	0,01059	5,472E-07	0,98121	0,49321	0,40195	1,319E-06	0,00001104	0,00292	0,44586	0,06932	0,78788
MODAL	Mode	28	0,2362	7,128E-07	0,00791	1,596E-07	0,98121	0,50113	0,40195	1,204E-06	1,622E-06	0,0042	0,44586	0,06932	0,79208
MODAL	Mode	29	0,21704	1,198E-07	0,08393	6,955E-06	0,98121	0,58506	0,40196	0,00002133	6,424E-07	3,091E-08	0,44588	0,06932	0,79209
MODAL	Mode	30	0,21629	0,00015	5,66E-08	7,488E-12	0,98136	0,58506	0,40196	6,682E-12	0,00125	0,02196	0,44588	0,07057	0,81405
MODAL	Mode	31	0,21474	0,00183	1,887E-09	9,276E-12	0,98319	0,58506	0,40196	1,008E-11	0,0132	0,00076	0,44588	0,08377	0,81481
MODAL	Mode	32	0,20515	0,00068	5,961E-09	3,617E-11	0,98387	0,58506	0,40196	2,967E-11	0,01353	0,00715	0,44588	0,0973	0,82196
MODAL	Mode	33	0,20449	2,281E-08	0,06676	5,956E-06	0,98387	0,65182	0,40197	0,00005648	1,523E-07	6,797E-08	0,44594	0,0973	0,82196
MODAL	Mode	34	0,20334	0,00011	2,325E-08	9,728E-11	0,98397	0,65182	0,40197	5,764E-12	0,00175	0,01193	0,44594	0,09905	0,83389
MODAL	Mode	35	0,19389	6,355E-06	0,00658	0,0000237	0,98398	0,6584	0,40199	4,373E-06	0,00004428	7,691E-06	0,44595	0,09909	0,83389
MODAL	Mode	36	0,1835	1,609E-08	0,23223	0,00001787	0,98398	0,89062	0,40201	0,00112	2,444E-07	8,969E-07	0,44706	0,0991	0,83389
MODAL	Mode	37	0,18172	0,00123	5,192E-08	5,805E-12	0,98521	0,89062	0,40201	1,073E-10	0,01708	0,0000808	0,44706	0,11617	0,83398
MODAL	Mode	38	0,17589	0,0008	6,191E-07	2,282E-09	0,98601	0,89062	0,40201	2,236E-09	0,00415	0,02771	0,44706	0,12032	0,86168
MODAL	Mode	39	0,17471	0,00202	1,482E-06	7,025E-10	0,98803	0,89063	0,40201	5,198E-12	0,01199	0,00998	0,44706	0,13232	0,87167
MODAL	Mode	40	0,16971	1,648E-07	0,02442	1,169E-07	0,98803	0,91504	0,40201	0,00046	1,388E-06	2,222E-06	0,44752	0,13232	0,87167
MODAL	Mode	41	0,16528	0,00000553	0,00002158	8,838E-12	0,98803	0,91506	0,40201	1,129E-06	0,00003745	0,01704	0,44753	0,13235	0,88871
MODAL	Mode	42	0,16351	6,257E-08	6,282E-07	8,861E-08	0,98803	0,91506	0,40201	3,846E-06	6,133E-07	0,00004507	0,44753	0,13235	0,88875
MODAL	Mode	43	0,16316	9,362E-13	0,00015	1,243E-07	0,98803	0,91521	0,40201	1,052E-06	2,552E-08	0,00009915	0,44753	0,13235	0,88885
MODAL	Mode	44	0,16205	2,611E-08	0,00347	1,578E-08	0,98803	0,91868	0,40201	0,00032	4,497E-07	0,00004303	0,44785	0,13236	0,88889
MODAL	Mode	45	0,1535	1,881E-06	5,332E-08	9,45E-09	0,98803	0,91868	0,40201	1,402E-08	0,00001814	0,02614	0,44785	0,13237	0,91503



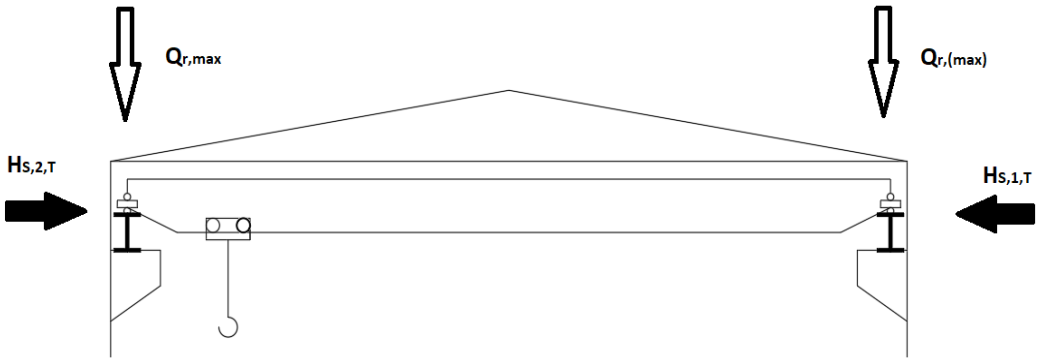
Σχήμα 4.24 : Παραμόρφωση του μοντέλου κατά την 5η ιδιομορφή



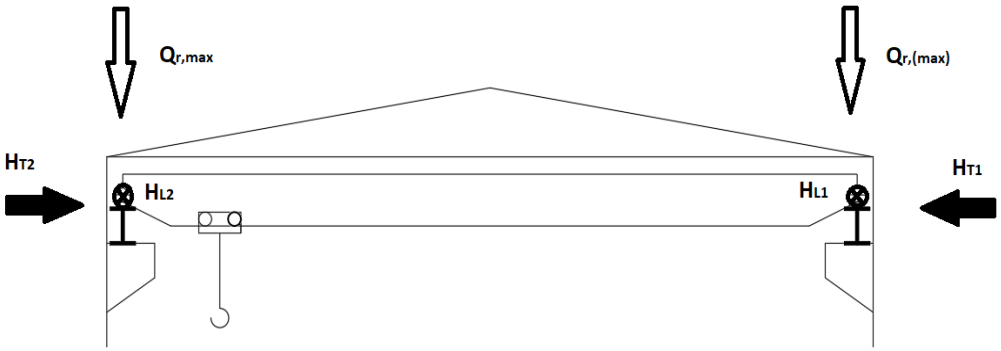
Σχήμα 4.25 : Παραμόρφωση του μοντέλου κατά την 8η ιδιομορφή

4.5 Δράσεις γερανογέφυρας (C)

Θα εξεταστούν οι δυναμικοί συνδυασμοί 5 και μια περιβάλλουσα του 6, που έχουν υπολογιστεί στο κεφάλαιο 2, και για γερανογέφυρα στο αριστερό άκρο (ανατολικά).



Σχήμα 4.26 : Συνδυασμός φόρτισης 5 (C_5)



Σχήμα 4.27 : Συνδυασμός φόρτισης 6 (C_6)

4.6 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, εκτιμώνται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που ασκούνται πάνω σε αυτήν. Οι δράσεις πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ) συνδυάζονται κατάλληλα μεταξύ τους (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Επισημαίνεται ότι το σύνολο των δράσεων του κάθε συνδυασμού δρα επί της κατασκευής ταυτόχρονα.

Οι οριακές καταστάσεις, που δηλώνουν το όριο πέρα από το οποίο η κατασκευή δεν εκπληρώνει πλέον τις απαιτήσεις σχεδιασμού της, είναι:

1. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) – Ultimate Limit States (ULS)
2. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) – Serviceability Limit States (SLS)

Η χρήση των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας γίνεται προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανό σφάλμα στην ακριβή προσομοίωση των δράσεων ή ακόμα αβεβαιότητες στον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (π.χ. εντατικά μεγέθη).

Πίνακας 4.30 : Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		*Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας*	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0
γ_A, γ_F	1,0	0	-	-

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μεγίστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ. Αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο για την υπό εξέταση κατάσταση έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Πίνακας 4.31 : Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ (EN 1990:2002- Πίνακας A1.1)

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αμφιθέατρα, μουσεία κλπ)	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχήματος ≤ 30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: 30kN < βάρος οχήματος ≤ 160kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια:			
Για υψόμετρο 1000m < H < 1500m	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο H ≤ 1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0

Για την οροφή χρησιμοποιείται η κατηγορία H και για το χώρο των γραφείων χρησιμοποιείται η κατηγορία B. Οι συντελεστές ψ για τα φορτία χιονιού λαμβάνονται προφανώς για υψόμετρο H ≤ 1000m.

Ο EN1991-3 δίνει τιμές για τους συντελεστές ψ μεμονωμένου γερανού ή ομάδας φορτίων από γερανούς.

Πίνακας 4.32 : Προτεινόμενες τιμές συντελεστών ψ για γερανογέφυρες (EN 1991-3:2006- Πίνακας A.2)

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Single crane or groups of loads induced by cranes	Q_r	ψ_0	ψ_1	ψ_2

Συνιστώνται οι ακόλουθες τιμές για τους ψ:

ψ_0=1,0
ψ_1=0,9
ψ_2=λόγος μόνιμων προς τις συνολικές δράσεις από την γερανογέφυρα, δηλαδή ο λόγος του ίδιου βάρους της γερανογέφυρας προς το άθροισμα του ίδιου βάρους της και του ανυψούμενου φορτίου

Άρα, $\psi_2 = \frac{93,06}{93,06+98,1} \rightarrow \psi_2 = 0,49$

4.6.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με τον κίνδυνο αστοχίας ή με μορφές αστοχίας τμήματος ή ολόκληρου το φορέα (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση κλπ.). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην ΟΚΑ έχουν ως ακολούθως:

Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$\Sigma\gamma_{G,j}G_{k,j}\text{"+"}\gamma_P P\text{"+"}\gamma_{Q,1}Q_{k,1}\text{"+"}\Sigma\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Τυχηματικές καταστάσεις:

$$\Sigma G_{k,j}"+"P"+"A_d"+"(\psi_{1,1}\acute{\eta}\psi_{2,1})Q_{k,1}"+"\Sigma\psi_{2,i}Q_{k,i}$$

Καταστάσεις σεισμού:

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

4.6.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με τις συνθήκες πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται οι λειτουργικές απαιτήσεις στο σύνολο ή τμήμα του φορέα, και οι οποίες είχαν καθοριστεί κατά το σχεδιασμό της κατασκευής. Αφορούν υπερβάσεις στα προβλεπόμενα όρια μετατοπίσεων, ταλαντώσεων, ρηγματώσεων κ.α.). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην ΟΚΛ έχουν ως ακολούθως:

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

$$\Sigma G_{k,j}"+"P"+"Q_{k,1}"+"\Sigma\psi_{0,i}Q_{k,i}$$

Συχνός συνδυασμός:

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

Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

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

4.6.3 Συνδυασμοί δράσεων στο κτίριο

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη στη μόρφωση των συνδυασμών φόρτισης για την κάθε οριακή κατάσταση είναι:

Μόνιμα Φορτία ($G_{ολ}$) :

- Ίδιο βάρος φορέα G → Υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλυσης
- Ίδιο βάρος στοιχείων που δεν τοποθετήθηκαν στο πρόγραμμα ανάλυσης G_{extra} , δηλαδή φύλλα επικάλυψης, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, σωληνώσεις ψύξης – θέρμανσης, αναρτημένα συστήματα φωτισμού κλπ. → G_{extra} = 0,3 KN/m^2
- Ίδιο βάρος δοκού κύλισης HEB340 → G_{HEB340} = 1,34 KN/m
- Ίδιο βάρος παταριού G_{loft} = 4 KN/m^2

$$G_{ολ} = G + G_{extra} + G_{loft} + G_{HEB340}$$

Κινητά Φορτία:

- Κινητό φορτίο οροφής Q_{roof} = 0,5 KN/m^2
- Κινητό φορτίο παταριού Q_{loft} = 2 KN/m^2
- Φορτίο χιονιού S = 0,652 KN/m^2
- Φορτία ανέμου W → Και στις δύο διευθύνσεις W_0 και W_{90}
- Θερμοκρασιακών μεταβολές T → Για T^+ και για T^- , ως προς την θερμοκρασία κατασκευής του κτιρίου
- Σεισμός E → Κατά X και Y (E_X , E_Y)
- Φορτία γερανογέφυρας C (ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενου φορτίου) → Προς απλοποίηση των διαδικασιών ανάλυσης από το πρόγραμμα για τη γερανογέφυρα, θεωρούμε

ότι τα συνολικά φορτία της γερανογέφυρας θα εφαρμοστούν στα πλαίσια (ακριβώς στο υποστύλωμα) από το 1 έως το 8 και για τους δυναμικούς συνδυασμούς 5 και μια περιβάλλουσα του 6.

Εάν η γερανογέφυρα βρισκόταν σε κάποια ενδιάμεση θέση το φορτίο της θα μοιραζόταν στα υποστυλώματα επομένως θα δημιουργούσε πιο ευνοϊκή κατάσταση για το κτίριο.

Για τους σεισμικούς συνδυασμούς θα χρησιμοποιήσω μόνο τα κατακόρυφα φορτία της γερανογέφυρας στο μεσαίο υποστύλωμα.

Προκύπτουν οι ακόλουθοι συνδυασμοί:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

<u>Καταστάσεις Διαρκείας (Δυσμενής επίδραση)</u>

Κύρια φόρτιση το κινητό φορτίο οροφής Q_{roof}:
$1{,}35*G_{ολ} + \mathit{1{,}5*Q_{roof}} + 1{,}5*0{,}7*Q_{loft} + 1{,}5*0{,}6*W + 1{,}5*0{,}6*T + 1{,}35*1{,}0*C$

Κύρια φόρτιση το κινητό φορτίο παταριού Q_{loft} :
$1{,}35*G_{ολ} + \mathit{1{,}5*Q_{loft}} + 1{,}5*0{,}5*S + 1{,}5*0{,}6*W + 1{,}5*0{,}6*T + 1{,}35*1{,}0*C$

Κύρια φόρτιση το χιόνι S:
$1{,}35*G_{ολ} + 1{,}5*0{,}7*Q_{loft} + \mathit{1{,}5}*S + 1{,}5*0{,}6*W + 1{,}5*0{,}6*T + 1{,}35*1{,}0*C$

Κύρια φόρτιση ο άνεμος W:
$1{,}35*G_{ολ} + 1{,}5*0{,}7*Q_{loft} + 1{,}5*0{,}5*S + \mathit{1{,}5*W} + 1{,}5*0{,}6*T + 1{,}35*1{,}0*C$

Κύρια φόρτιση η θερμοκρασία T:
$1{,}35*G_{ολ} + 1{,}5*0{,}7*Q_{loft} + 1{,}5*0{,}5*S + 1{,}5*0{,}6*W + \mathit{1{,}5*T} + 1{,}35*1{,}0*C$

Κύρια φόρτιση η γερανογέφυρα C:
$1{,}35*G_{ολ} + 1{,}5*0{,}7*Q_{loft} + 1{,}5*0{,}5*S + 1{,}5*0{,}6*W + 1{,}5*0{,}6*T + \mathit{1{,}35*C}$

(Μέσω του υπολογιστικού προγράμματος θα υπολογιστούν και οι συνδυασμοί για την ευμενή επίδραση της ΟΚΑ: Συνδυασμός G.)

<u>Καταστάσεις σεισμού</u>

$1{,}0*G_{ολ} + 0{,}49*C_{quake} + 0{,}3*Q_{loft} + E_x + 0{,}3*E_y$
$1{,}0*G_{ολ} + 0{,}49*C_{quake} + 0{,}3*Q_{loft} + E_x - 0{,}3*E_y$
$1{,}0*G_{ολ} + 0{,}49*C_{quake} + 0{,}3*Q_{loft} - E_x + 0{,}3*E_y$
$1{,}0*G_{ολ} + 0{,}49*C_{quake} + 0{,}3*Q_{loft} - E_x - 0{,}3*E_y$
$1{,}0*G_{ολ} + 0{,}49*C_{quake} + 0{,}3*Q_{loft} + E_y + 0{,}3*E_x$
$1{,}0*G_{ολ} + 0{,}49*C_{quake} + 0{,}3*Q_{loft} + E_y - 0{,}3*E_x$
$1{,}0*G_{ολ} + 0{,}49*C_{quake} + 0{,}3*Q_{loft} - E_y + 0{,}3*E_x$
$1{,}0*G_{ολ} + 0{,}49*C_{quake} + 0{,}3*Q_{loft} - E_y - 0{,}3*E_x$

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Κύρια φόρτιση το κινητό φορτίο οροφής Q_{roof}:
$1{,}0*G_{ολ} + \mathit{1{,}0*Q_{roof}} + 1{,}0*0{,}7*Q_{loft} + 1{,}0*0{,}6*W + 1{,}0*0{,}6*T + 1{,}0*C$

Κύρια φόρτιση το κινητό φορτίο παταριού Q_{loft} :
$1{,}0*G_{ολ} + \mathit{1{,}0*Q_{loft}} + 1{,}0*0{,}5*S + 1{,}0*0{,}6*W + 1{,}0*0{,}6*T + 1{,}0*C$

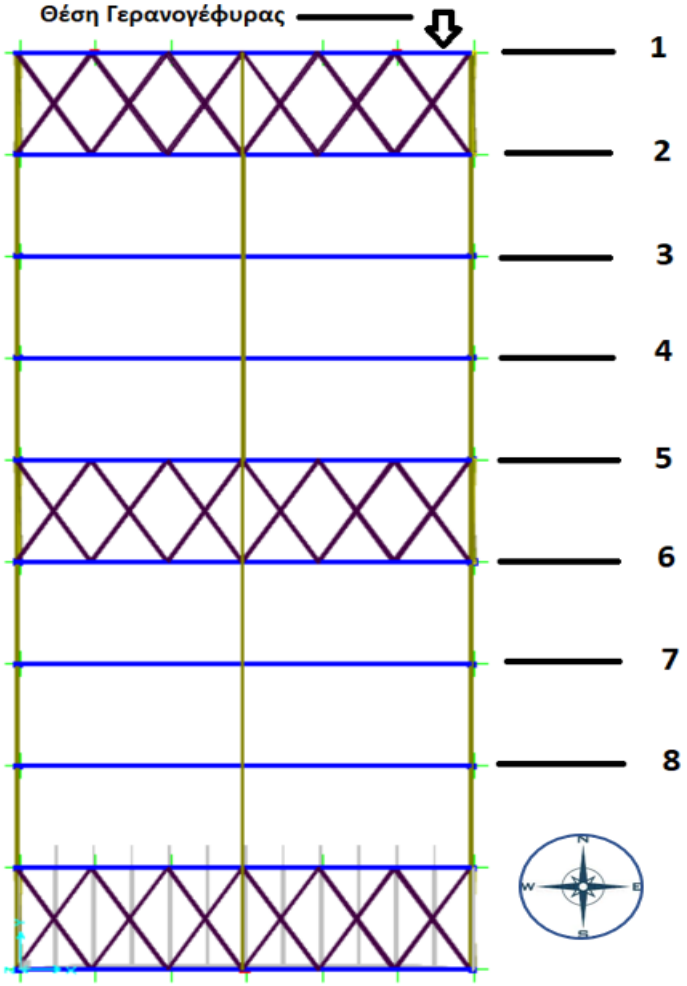
Κύρια φόρτιση το χιόνι S:
$1{,}0*G_{ολ} + 1{,}0*0{,}7*Q_{loft} + \mathit{1{,}0*S} + 1{,}0*0{,}6*W + 1{,}0*0{,}6*T + 1{,}0*C$

Κύρια φόρτιση ο άνεμος W:
$1{,}0*G_{ολ} + 1{,}0*0{,}7*Q_{loft} + 1{,}0*0{,}5*S + \mathit{1{,}0*W} + 1{,}0*0{,}6*T + 1{,}0*C$

Κύρια φόρτιση η θερμοκρασία T:
$1{,}0*G_{ολ} + 1{,}0*0{,}7*Q_{loft} + 1{,}0*0{,}5*S + 1{,}0*0{,}6*W + \mathit{1{,}0*T} + 1{,}0*C$

Κύρια φόρτιση η γερανογέφυρα C:
$1{,}0*G_{ολ} + 1{,}0*0{,}7*Q_{loft} + 1{,}0*0{,}5*S + 1{,}0*0{,}6*W + 1{,}0*0{,}6*T + \mathit{1{,}0*C}$

Όλοι οι ανωτέρω συνδυασμοί επαναλαμβάνονται για αρνητική και θετική θερμοκρασία, για άνεμο με διεύθυνση πνοής παράλληλη και κάθετη προς τον κορφιά του κτιρίου, καθώς επίσης και για όλες τις κρίσιμες θέσεις και συνδυασμούς φορτίσεων της γερανογέφυρας, δηλαδή στις θέσεις των πλαισίων 1 έως 8.



Σχήμα 4.28 : Κάτοψη με αρίθμηση πλαισίων και θέση γερανογέφυρας

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΛΩΝ

5.1 Γενικά

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου έγινε με βάση τους συνδυασμούς φόρτισης της κατασκευής, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (EN1993-1-1:2005)και με τη βοήθεια του λογισμικού SAP2000 (version18), σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Λειτουργικότητας. Επιλέχθηκαν διατομές που ικανοποιούν τη δυσμενέστερη περίπτωση φόρτισης, ενώ παράλληλα εξυπηρετούν και τα οικονομικά κριτήρια, έχοντας υψηλούς συντελεστές εκμετάλλευσης.

Πίνακας 5.1 : Χαρακτηριστικά μελών

Φέρων στοιχείο	Διατομή	Μήκος (m)	Ποσότητα
Υποστυλώματα	HEB320	9,5	20
Ζυγώματα	IPE500	12,26	20
Κεφαλοδοκός	HEA180	5,8	27
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	L150 X 18	7,05	36
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	L180 X 18	11,13	12
Μετωπικά υποστυλώματα	HEA300	10,33	4
		11,16	4
		12	1
Υποστυλώματα παταριού	HEA180	5	10
Δοκοί Παταριού	IPE300	12	10
		5,8	13
		1,2	13
Τεγίδες Αμφιέρειστες	IPE160	5,8	126
Τεγίδες Τριών Ανοιγμάτων	IPE140	17,4	42
Τεγίδες Gerber	IPE120	7,5	14
	IPE120	6,65	56
	IPE120	4,1	28
	HEB120	6,65	28
Πλευρικές Μηκίδες	IPE160	5,8	126
Μετωπικές Μηκίδες	IPE140	4	77
	SHS 150x8	8	5
Βραχείς πρόβολοι	HEA180	0,4	16
Δοκός κύλισης	HEB340	5,8	14

Από το σύνολο των δομικών στοιχείων που συνθέτουν την κατασκευή, επιλέγεται στην προσομοίωση του φορέα να μην τοποθετηθούν οι τεγίδες, οι μηκίδες και τα φύλλα επικάλυψης. Τα φορτία τους και οι εξασφαλίσεις τους θα εφαρμοστούν όμως στο προσομοίωμα στα αντίστοιχα μέλη του φορέα.

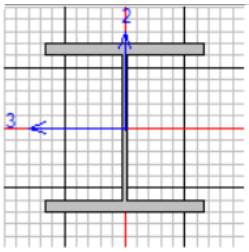
Αρχικά με το σχεδιασμό του φορέα ομαδοποιούνται σε “Groups” τα μέλη του. Με την επιλογή “Auto Select List” διαλέγω τις διατομές που θα διαστασιολογηθεί κάθε μέλος. Στη συνέχεια εισάγω τις φορτίσεις του κτιρίου στα αντίστοιχα μέλη.

Δυσμενέστερη φόρτιση προκύπτει για διεύθυνση πνοής ανέμου κάθετη στο κορφιά, στην 4^{η} περίπτωση φόρτισης, και για το συνδυασμό φόρτισης 6 της γερανογέφυρας.

5.2 Διαστασιολόγηση μελών

5.2.1 Υποστυλώματα

Για τα υποστυλώματα επιλέχθηκε να τοποθετηθεί διατομή από τη σειρά HEB. Προέκυψε διατομή HEB320. Στη βάση τους είναι πακτωμένα και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Η πάκτωση στη βάση μπορεί να οδηγεί σε υψηλές τιμές εντατικών μεγεθών, ωστόσο περιορίζονται σημαντικά οι μετακινήσεις. Όλοι οι κόμβοι των πλαισίων (ζυγώματος-υποστυλώματος, κορφιά) μορφώνονται ως δύσκαμπτοι.



Units KN, m, C

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

Frame : 246       X Mid: 24,000     Combo: OKA-SNOW         Design Type: Column
Length: 2,375     Y Mid: 52,200     Shape: HE320B           Frame Type: DCH-MRF
Loc   : 0,000     Z Mid: 8,313      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

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

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


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location            Ned      Med,yy      Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
    0,000           -211,049    -215,175       9,958      69,091       6,097       0,038

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)
    D/C Ratio:   0,871 = 0,073 + 0,784 + 0,014   <        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 Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-211,049	3783,500	3783,500

Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
3783,500	4173,120	38063,013	38063,013	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	7077,901	0,731	0,858	0,766	2897,559
MajorB(y-y)	b	0,340	7077,901	0,731	0,858	0,766	2897,559
Minor (z-z)	c	0,490	33948,202	0,334	0,589	0,932	3525,499
MinorB(z-z)	c	0,490	33948,202	0,334	0,589	0,932	3525,499
Torsional TF	c	0,490	38063,013	0,315	0,578	0,941	3561,552

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-215,175	-375,458	505,015	505,015	505,015	497,476
Minor (z-z)	9,958	9,958	220,665	220,665	220,665	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,267	0,543	0,985	1,248	7078,950

	kyy	kyz	kzy	kzz
Factors	1,039	0,307	0,934	0,512

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	69,091	0,038	697,754	0,099	OK
Minor (y)	6,097	0,038	1749,083	0,003	OK

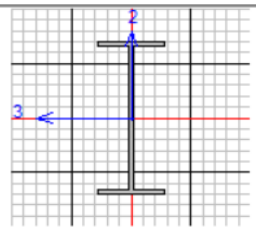
	Vpl,Rd	Eta	LambdabarW
Reduction	697,754	1,200	0,281

Σχήμα 5.1 : Ανάλυση υποστυλώματος

5.2.2 Ζυγώματα

Για τα ζυγώματα επιλέχθηκε να τοποθετηθεί διατομή από τη σειρά IPE. Προέκυψε διατομή IPE500.Μορφώνονται συνδέσεις ροπής στην ένωσή τους με τα υποστυλώματα και μεταξύ τους ώστε να υλοποιούν την πλαισιακή λειτουργία.

Units KN, m, C



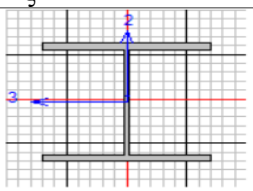

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
Units  : KN, m, C

Frame : 236        X Mid: 23,000      Combo: OKA-SNOW2        Design Type: Brace
Length: 2,043      Y Mid: 52,200      Shape: IPE500           Frame Type: DCH-MRF
Loc   : 1,021      Z Mid: 9,708       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

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

Aeff=0,012         eNy=0,000          eNz=0,000
A=0,012            Iyy=4,820E-04      iyy=0,204         Wel,yy=0,002        Weff,yy=0,002
It=0,000           Izz=2,142E-05      izz=0,043         Wel,zz=2,142E-04    Weff,zz=2,142E-04
Iw=1,254E-06       Iyz=0,000          h=0,500           Wpl,yy=0,002        Av,z=0,007
E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000     Wpl,zz=3,360E-04    Av,y=0,006


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location              Ned      Med,yy      Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
    1,021             -83,989    -276,728       5,278     -93,694      -5,192       0,057

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
    D/C Ratio:   0,898 = 0,035 + 0,781 + 0,081   <        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             -83,989    2726,000    2726,000

                      Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                    2726,000    3006,720   16012,646   16012,646       1,000

               Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
    Major (y-y)    a   0,210    6648,928       0,640       0,751       0,874    2382,651
    MajorB(y-y)    a   0,210    6648,928       0,640       0,751       0,874    2382,651
    Minor (z-z)    b   0,340   10637,180       0,506       0,680       0,881    2402,818
    MinorB(z-z)    b   0,340   10637,180       0,506       0,680       0,881    2402,818
    Torsional TF   b   0,340   16012,646       0,413       0,621       0,921    2510,761

MOMENT DESIGN
                          Med    Med,span       Mc,Rd       Mv,Rd       Mn,Rd       Mb,Rd
                       Moment      Moment    Capacity    Capacity    Capacity    Capacity
    Major (y-y)      -276,728    -376,292     515,590     515,590     515,590     480,066
    Minor (z-z)         5,278      10,581      78,960      78,960      78,960

               Curve AlphaLT LambdaBarLT       PhiLT       ChiLT          Cl         Mcr
    LTB            b   0,340       0,387       0,607       0,931       1,265    3438,128

                          kyy         kyz         kzy         kzz
    Factors             1,016       0,365       0,997       0,608

SHEAR DESIGN
                          Ved         Ted       Vc,Rd      Stress      Status
                        Force     Torsion    Capacity       Ratio       Check
    Major (z)          93,694       0,057     818,839       0,114          OK
    Minor (y)           5,192       0,057     926,187       0,006          OK

                       Vpl,Rd         Eta  LambdabarW
    Reduction         818,839       1,200       0,531
```

Σχήμα 5.2 : Ανάλυση ζυγώματος

5.2.3 Κεφαλοδοκοί

Για τις κεφαλοδοκούς επιλέχθηκε να τοποθετηθεί διατομή από τις σειρές IPE, HEA, HEB. Προέκυψε διατομή HEA180. Η σύνδεσή τους είναι αρθρωτή επί των πλαισίων ώστε να μην προσδώσουν εκτός επιπέδου δυσκαμψίας στα πλαίσια.

Units KN, m, C



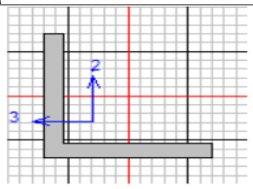

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
Units  : KN, m, C

Frame : 259        X Mid: 24,000      Combo: OKA-T+            Design Type: Beam
Length: 5,800      Y Mid: 31,900      Shape: HE180A            Frame Type: DCH-MRF
Loc   : 5,800      Z Mid: 9,500       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

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

Aeff=0,005         eNy=0,000          eNz=0,000
A=0,005            Iyy=2,510E-05      iyy=0,074         Wel,yy=2,936E-04    Weff,yy=2,936E-04
It=0,000           Izz=9,250E-06      izz=0,045         Wel,zz=1,028E-04    Weff,zz=1,028E-04
Iw=0,000           Iyz=0,000          h=0,171           Wpl,yy=3,250E-04    Av,z=0,004
E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000     Wpl,zz=1,560E-04    Av,y=0,001


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location            Ned      Med,yy      Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
    5,800          -261,320       0,000       0,000       2,730       0,000       0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
    D/C Ratio:   0,739 = 0,678 + 0,061 + 0,000   <        0,950          OK
                       = NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
                           + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)        (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
                          Ned       Nc,Rd       Nt,Rd
                        Force    Capacity    Capacity
    Axial            -261,320    1064,550    1064,550

                       Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                     1064,550    1174,176    2077,171    2077,171       1,000

                Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
    Major (y-y)     b   0,340    1546,453       0,830       0,951       0,706     751,534
    MajorB(y-y)     b   0,340    1546,453       0,830       0,951       0,706     751,534
    Minor (z-z)     c   0,490     569,908       1,367       1,720       0,362     385,182
    MinorB(z-z)     c   0,490     569,908       1,367       1,720       0,362     385,182
    Torsional TF    c   0,490    2077,171       0,716       0,883       0,715     760,971

MOMENT DESIGN
                          Med    Med,span       Mc,Rd       Mv,Rd       Mn,Rd       Mb,Rd
                       Moment      Moment    Capacity    Capacity    Capacity    Capacity
    Major (y-y)         0,000       3,959      76,375      76,375      65,673      58,861
    Minor (z-z)         0,000       0,000      36,660      36,660      36,660

                Curve AlphaLT LambdaBarLT       PhiLT       ChiLT          Cl         Mcr
    LTB             a   0,210       0,842       0,922       0,771       1,136     107,664

                          kyy         kyz         kzy         kzz
    Factors             1,158       1,170       0,903       1,950

SHEAR DESIGN
                          Ved         Ted       Vc,Rd      Stress      Status
                        Force     Torsion    Capacity       Ratio       Check
    Major (z)           2,730       0,000     197,003       0,014          OK
    Minor (y)           0,000       0,000     490,880       0,000          OK

                       Vpl,Rd         Eta  LambdabarW
    Reduction         197,003       1,200       0,293

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
                       VMajor      VMajor
                         Left       Right
    Major (V2)           2,730       2,730
```

Σχήμα 5.3 : Ανάλυση κεφαλοδοκού

5.2.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέχθηκε να τοποθετηθεί διατομή από τη σειρά γωνιακών L. Προέκυψε διατομή L150X18. Συνδέονται αρθρωτά επί των πλαισίων.

Units KN, m, C



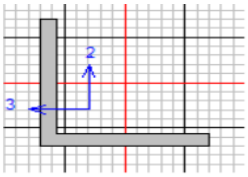

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK   (Summary for Combo and Station)
Units  : KN, m, C

Frame : 228        X Mid: 14,000      Combo: OKA-T+            Design Type: Brace
Length: 7,095      Y Mid: 49,300      Shape: L150X18           Frame Type: DCH-MRF
Loc   : 7,095      Z Mid: 11,583      Class: Class 3           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

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

Aeff=0,005         eNy=0,000          eNz=0,000
A=0,005            Iyy=1,050E-05      iyy=0,045         Wel,yy=9,874E-05    Weff,yy=9,874E-05
It=0,000           Izz=1,050E-05      izz=0,045         Wel,zz=9,874E-05    Weff,zz=9,874E-05
Iw=0,000           Iyz=-6,256E-06     h=0,150           Wpl,yy=1,809E-04    Av,z=0,003
E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000     Wpl,zz=1,809E-04    Av,y=0,003

Iyz=-6,256E-06     Imax=1,676E-05     imax=0,057        Wel,zz,maj=1,580E-04
Rot= 45 deg        Imin=4,244E-06     imin=0,029        Wel,zz,min=6,841E-05


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location            Ned      Med,yy      Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
    7,095            -89,597       0,000       0,000       3,736       0,000       0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
    D/C Ratio:   0,906 = 0,583 + 0,323 + 0,000   <      0,950          OK
                       = NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
                         + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)        (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
                         Ned       Nc,Rd       Nt,Rd
                       Force    Capacity    Capacity
    Axial            -89,597    1199,205    1199,205

                      Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                    1199,205    1322,698    6762,554     663,148       1,000

               Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
    Major (y-y)    b   0,340     689,932       1,318       1,559       0,418     501,415
    MajorB(y-y)    b   0,340     689,932       1,318       1,559       0,418     501,415
    Minor (z-z)    b   0,340     174,764       2,620       4,342       0,128     153,639
    MinorB(z-z)    b   0,340     174,764       2,620       4,342       0,128     153,639
    Torsional TF   b   0,340     663,148       1,345       1,599       0,406     486,787

MOMENT DESIGN
                         Med    Med,span       Mc,Rd       Mv,Rd       Mn,Rd       Mb,Rd
                      Moment      Moment    Capacity    Capacity    Capacity    Capacity
    Major (y-y)        0,000       6,597      23,204      23,204      23,204      19,573
    Minor (z-z)        0,000       0,000      23,204      23,204      23,204

               Curve AlphaLT LambdaBarLT       PhiLT       ChiLT          Cl         Mcr
    LTB            d   0,760       0,410       0,663       0,844       1,000     138,360

                         kyy         kyz         kzy         kzz
    Factors            1,052       1,350       0,958       1,350

SHEAR DESIGN
                         Ved         Ted       Vc,Rd      Stress      Status
                       Force     Torsion    Capacity       Ratio       Check
    Major (z)          3,736       0,000     366,329       0,010          OK
    Minor (y)          0,000       0,000     366,329       0,000          OK

                      Vpl,Rd         Eta   LambdabarW
    Reduction        366,329       1,200       0,000

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS
                           P           P
                        Comp        Tens
    Axial                 N/C       0.000
```

Σχήμα 5.4 : Ανάλυση οριζόντιου συνδέσμου δυσκαμψίας

5.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέχθηκε να τοποθετηθεί διατομή από τις σειρές γωνιακών L. Προέκυψε διατομή L180X18.Συνδέονται αρθρωτά επί των πλαισίων.

Units KN, m, C

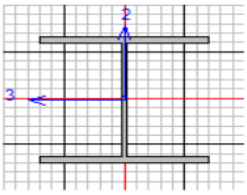



```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
Units  : KN, m, C

Frame : 38        X Mid: 0,000      Combo: OKA-T+          Design Type: Brace
Length: 7,497     Y Mid: 49,300     Shape: L180X18         Frame Type: DCH-MRF
Loc   : 0,000     Z Mid: 2,375      Class: Class 3         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

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

Aeff=0,006        eNy=0,000         eNz=0,000
A=0,006           Iyy=1,866E-05     iyy=0,055         Wel,yy=1,447E-04    Weff,yy=1,447E-04
It=0,000          Izz=1,866E-05     izz=0,055         Wel,zz=1,447E-04    Weff,zz=1,447E-04
Iw=0,000          Iyz=-1,119E-05    h=0,180           Wpl,yy=2,652E-04    Av,z=0,003
E=210000000,0     fy=235000,000     fu=360000,000     Wpl,zz=2,652E-04    Av,y=0,003

Iyz=-1,119E-05    Imax=2,985E-05    imax=0,069        Wel,zz,maj=2,345E-04
Rot= 45 deg       Imin=7,472E-06    imin=0,035        Wel,zz,min=1,029E-04


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location          Ned      Med,yy      Med,zz      Ved,z      Ved,y        Ted
    0,000         -111,194      0,000       0,000     -3,731      0,000      0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
    D/C Ratio:   0,707 = 0,469 + 0,238 + 0,000   <        0,950          OK
                       = NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
                           + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)        (EC3 6.3.3(4)-6.62)
AXIAL FORCE DESIGN
                          Ned       Nc,Rd       Nt,Rd
                        Force    Capacity    Capacity
    Axial           -111,194    1454,885    1454,885

                       Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                     1454,885    1604,707    5585,471    1016,392       1,000

                Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
    Major (y-y)     b   0,340    1100,714       1,150       1,322       0,506     736,420
    MajorB(y-y)     b   0,340    1100,714       1,150       1,322       0,506     736,420
    Minor (z-z)     b   0,340     275,561       2,298       3,496       0,163     237,263
    MinorB(z-z)     b   0,340     275,561       2,298       3,496       0,163     237,263
    Torsional TF    b   0,340    1016,392       1,196       1,385       0,480     698,450

MOMENT DESIGN
                          Med    Med,span       Mc,Rd       Mv,Rd       Mn,Rd       Mb,Rd
                       Moment      Moment    Capacity    Capacity    Capacity    Capacity
    Major (y-y)         0,000       6,993      34,004      34,004      34,004      28,414
    Minor (z-z)         0,000       0,000      34,004      34,004      34,004

                Curve AlphaLT LambdaBarLT       PhiLT       ChiLT          Cl         Mcr
    LTB             d   0,760       0,421       0,672       0,836       1,000     192,223

                          kyy         kyz         kzy         kzz
    Factors             1,036       1,281       0,967       1,281

SHEAR DESIGN
                          Ved         Ted       Vc,Rd      Stress      Status
                        Force     Torsion    Capacity       Ratio       Check
    Major (z)           3,731       0,000     439,594       0,008          OK
    Minor (y)           0,000       0,000     439,594       0,000          OK

                       Vpl,Rd         Eta   LambdabarW
    Reduction         439,594       1,200       0,000

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS
                            P           P
                         Comp        Tens
    Axial           -111,194         N/C
```

Σχήμα 5.5 : Ανάλυση κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

5.2.6 Μετωπικά υποστυλώματα

Για τα μετωπικά υποστυλώματα επιλέχθηκε να τοποθετηθεί διατομή από τις σειρές IPE, HEB, HEA. Προέκυψε διατομή HEA300. Στη βάση τους κατασκευάζονται αρθρωτά, ώστε να μην επιβαρύνουν το θεμέλιο έδρασης με ροπή. Στην κεφαλή τους με απλή σύνδεση, προκειμένου να μη φορτίζονται με αξονικές δυνάμεις από τα πλαίσια, παρά μόνο από την ανεμοπίεση.



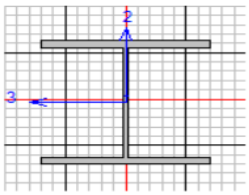
Units KN, m, C

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

Frame : 283        X Mid: 16,000      Combo: OKA-W902          Design Type: Column
Length: 11,166     Y Mid: 52,200      Shape: HE300A            Frame Type: DCH-MRF
Loc   : 0,000      Z Mid: 5,583       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

GammaM0=1,00       GammaM1=1,00       GammaM2=1,25
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,z=0,009
E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000     Wpl,zz=6,410E-04    Av,y=0,004


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location            Ned       Med,yy       Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
    0,000            -56,371       0,000        0,000       0,000      44,720       0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
    D/C Ratio:   0,943 = 0,074 + 0,000 + 0,869   <      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            -56,371    2655,500    2655,500

                      Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                    2655,500    2928,960    4180,196    4180,196       1,000

                Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
    Major (y-y)     b   0,340    3035,460       0,935       1,062       0,638    1695,388
    MajorB(y-y)     b   0,340    3035,460       0,935       1,062       0,638    1695,388
    Minor (z-z)     c   0,490    1048,946       1,591       2,107       0,287     761,483
    MinorB(z-z)     c   0,490    1048,946       1,591       2,107       0,287     761,483
    Torsional TF    c   0,490    4180,196       0,797       0,964       0,664    1763,305

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     325,005     325,005     325,005     210,421
    Minor (z-z)        0,000    -124,835     150,635     150,635     150,635

                Curve AlphaLT LambdaBarLT       PhiLT       ChiLT          Cl         Mcr
    LTB             a   0,210       1,026       1,113       0,647       1,000     308,772

                          kyy         kyz         kzy         kzz
    Factors             1,024       0,629       0,990       1,048

SHEAR DESIGN
                         Ved         Ted       Vc,Rd      Stress      Status
                       Force     Torsion    Capacity       Ratio       Check
    Major (z)          0,000       0,000     512,182       0,000          OK
    Minor (y)         44,720       0,000    1231,000       0,036          OK

                      Vpl,Rd         Eta  LambdabarW
    Reduction         512,182       1,200       0,357
```

Σχήμα 5.6 : Ανάλυση μετωπικού υποστυλώματος

5.2.7 Υποστυλώματα παταριού

Για τα υποστυλώματα παταριού επιλέχθηκε να τοποθετηθεί διατομή από τις σειρές IPE, HEB, HEA. Προέκυψε διατομή HEA180. Στη βάση τους κατασκευάζονται πακτωμένα και στις δύο κύριες διευθύνσεις.



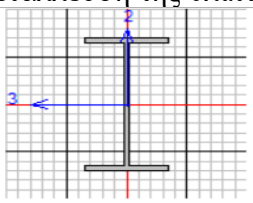
Units KN, m, C

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

Frame : 311        X Mid: 20,000      Combo: OKA-SNOW          Design Type: Column
Length: 5,000      Y Mid: 5,800       Shape: HE180A            Frame Type: DCH-MRF
Loc   : 0,000      Z Mid: 2,500       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

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

Aeff=0,005         eNy=0,000          eNz=0,000
A=0,005            Iyy=2,510E-05      iyy=0,074         Wel,yy=2,936E-04    Weff,yy=2,936E-04
It=0,000           Izz=9,250E-06      izz=0,045         Wel,zz=1,028E-04    Weff,zz=1,028E-04
Iw=0,000           Iyz=0,000          h=0,171           Wpl,yy=3,250E-04    Av,z=0,004
E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000     Wpl,zz=1,560E-04    Av,y=0,001


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location            Ned      Med,yy      Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
    0,000           -179,186       6,956     -14,522       1,391      -2,904       0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
    D/C Ratio:   0,834 = 0,379 + 0,091 + 0,364   <        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           -179,186    1064,550    1064,550

                      Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                    1064,550    1174,176    2246,541    2246,541       1,000

                Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
    Major (y-y)     b   0,340    2080,907       0,715       0,843       0,775     825,057
    MajorB(y-y)     b   0,340    2080,907       0,715       0,843       0,775     825,057
    Minor (z-z)     c   0,490     766,868       1,178       1,434       0,444     472,979
    MinorB(z-z)     c   0,490     766,868       1,178       1,434       0,444     472,979
    Torsional TF    c   0,490    2246,541       0,688       0,857       0,732     779,114

MOMENT DESIGN
                         Med    Med,span       Mc,Rd       Mv,Rd       Mn,Rd       Mb,Rd
                      Moment      Moment    Capacity    Capacity    Capacity    Capacity
    Major (y-y)        6,956       6,956      76,375      76,375      72,388      68,083
    Minor (z-z)      -14,522     -14,522      36,660      36,660      36,660

                Curve AlphaLT LambdaBarLT       PhiLT       ChiLT          Cl         Mcr
    LTB             a   0,210       0,596       0,719       0,891       1,880     214,877

                          kyy         kyz         kzy         kzz
    Factors             0,667       0,551       0,892       0,918

SHEAR DESIGN
                         Ved         Ted       Vc,Rd      Stress      Status
                       Force     Torsion    Capacity       Ratio       Check
    Major (z)          1,391       0,000     197,003       0,007          OK
    Minor (y)          2,904       0,000     490,880       0,006          OK

                      Vpl,Rd         Eta  LambdabarW
    Reduction        197,003       1,200       0,293
```

Σχήμα 5.7 : Ανάλυση υποστυλώματος παταριού

5.2.8 Δοκοί παταριού

Για τις δοκούς παταριού επιλέχθηκε να τοποθετηθεί διατομή από τις σειρές IPE, HEB, HEA. Προέκυψε διατομή IPE300. Στη βάση τους κατασκευάζονται πακτωμένα και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Κατασκευάζονται αμφιέρειστες ώστε να μην υπάρχουν ζώνες που το σκυρόδεμα εφελκύεται, οπότε γίνεται πλήρης εκμετάλλευση της θλιπτικής αντοχής του.



Units KN, m, C

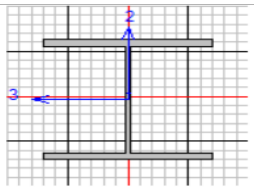
```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK  (Summary for Combo and Station)
Units  : KN, m, C

Frame : 16        X Mid: 18,000     Combo: OKA-LOFT         Design Type: Beam
Length: 4,000     Y Mid: 0,200      Shape: IPE300           Frame Type: DCH-MRF
Loc   : 4,000     Z Mid: 5,000      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

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

Aeff=0,005        eNy=0,000         eNz=0,000
A=0,005           Iyy=8,356E-05     iyy=0,125         Wel,yy=5,571E-04    Weff,yy=5,571E-04
It=0,000          Izz=6,040E-06     izz=0,034         Wel,zz=8,053E-05    Weff,zz=8,053E-05
Iw=0,000          Iyz=0,000         h=0,300           Wpl,yy=6,280E-04    Av,z=0,003
E=210000000,0     fy=235000,000     fu=360000,000     Wpl,zz=1,250E-04    Av,y=0,003


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location            Ned      Med,yy      Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
    4,000            80,555       0,000       0,000      60,922       0,001       0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
    D/C Ratio:   0,634 = 0,000 + 0,634 + 0,000   <        0,950          OK
                       = NEd/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
                           + kzz (Mz,Ed+NEd eNz)/(Mz,Rk/GammaM1)        (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN
                          Ned       Nc,Rd       Nt,Rd
                        Force    Capacity    Capacity
    Axial              80,555    1264,300    1264,300

                       Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                     1264,300    1394,496    4897,044    4897,044       1,000

                Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi      Nb,Rd
    Major (y-y)     a   0,210   10824,242       0,342       0,573       0,968   1223,244
    MajorB(y-y)     a   0,210   10824,242       0,342       0,573       0,968   1223,244
    Minor (z-z)     b   0,340    3129,652       0,636       0,776       0,819   1035,207
    MinorB(z-z)     b   0,340    3129,652       0,636       0,776       0,819   1035,207
    Torsional TF    b   0,340    4897,044       0,508       0,681       0,881   1113,349

MOMENT DESIGN
                          Med    Med,span       Mc,Rd       Mv,Rd       Mn,Rd       Mb,Rd
                       Moment      Moment    Capacity    Capacity    Capacity    Capacity
    Major (y-y)         0,000      86,007     147,580     147,580     147,580     135,580
    Minor (z-z)         0,000       0,002      29,375      29,375      29,375

                Curve AlphaLT LambdaBarLT       PhiLT       ChiLT          Cl         Mcr
    LTB             a   0,210       0,518       0,667       0,919       1,090     550,645

                          kyy         kyz         kzy         kzz
    Factors             0,900       0,570       1,000       0,950

SHEAR DESIGN
                          Ved         Ted       Vc,Rd      Stress      Status
                        Force     Torsion    Capacity       Ratio       Check
    Major (z)          60,922       0,000     348,279       0,175          OK
    Minor (y)           0,001       0,000     461,566   2,649E-06          OK

                       Vpl,Rd         Eta  LambdabarW
    Reduction         348,279       1,200       0,454

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
                      VMajor      VMajor
                        Left       Right
    Major (V2)         60,922      60,922
```

Σχήμα 5.8 : Ανάλυση υποστυλώματος παταριού

5.2.9 Βραχείς πρόβολοι

Για τους βραχείς προβόλους επιλέχθηκε να τοποθετηθεί διατομή από τις σειρές HEB και HEA. Προέκυψε διατομή HEA180. Οι βραχείς πρόβολοι συνδέονται στα υποστυλώματα των πλαισίων με πάκτωση και αποτελούν την έδραση των δοκών κύλισης της γερανογέφυρας. Η δοκός κύλισης είναι διατομής HEB340, άρα έχει πλάτος 0,30m και από τα τεχνικά χαρακτηριστικά της γερανογέφυρας επιβάλλεται περιθώριο 0,051m έως το πλαίσιο. Επομένως, επιλέγω μήκος προβόλου 0,4m.

Units KN, m, C




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

Frame : 301        X Mid: 23,800      Combo: OKA-C52          Design Type: Beam
Length: 0,400      Y Mid: 52,200      Shape: HE180A           Frame Type: DCH-MRF
Loc   : 0,000      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

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

Aeff=0,005         eNy=0,000          eNz=0,000
A=0,005            Iyy=2,510E-05      iyy=0,074         Wel,yy=2,936E-04    Weff,yy=2,936E-04
It=0,000           Izz=9,250E-06      izz=0,045         Wel,zz=1,028E-04    Weff,zz=1,028E-04
Iw=0,000           Iyz=0,000          h=0,171           Wpl,yy=3,250E-04    Av,z=0,004
E=210000000,0      fy=235000,000      fu=360000,000     Wpl,zz=1,560E-04    Av,y=0,001


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location              Ned      Med,yy      Med,zz       Ved,z       Ved,y         Ted
    0,000               8,113     -48,818     -10,271    -124,857     -25,677       0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO   (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6))
    D/C Ratio:   0,689 = (0,639)^2,000 + (0,280)^1,000 <        0,950          OK
                       = (My,Ed/Mn,y,Rd)^Alpha + (Mz,Ed/Mn,z,Rd)^Beta       (EC3 6.2.9.1(6))
AXIAL FORCE DESIGN
                          Ned       Nc,Rd       Nt,Rd
                        Force    Capacity    Capacity
    Axial               8,113    1064,550    1064,550

                       Npl,Rd       Nu,Rd       Ncr,T      Ncr,TF       An/Ag
                     1064,550    1174,176  104625,072  104625,072       1,000

                Curve   Alpha         Ncr   LambdaBar         Phi         Chi       Nb,Rd
    Major (y-y)     b   0,340  325141,780       0,057       0,477       1,000    1064,550
    MajorB(y-y)     b   0,340  325141,780       0,057       0,477       1,000    1064,550
    Minor (z-z)     c   0,490  119823,166       0,094       0,479       1,000    1064,550
    MinorB(z-z)     c   0,490  119823,166       0,094       0,479       1,000    1064,550
    Torsional TF    c   0,490  104625,072       0,101       0,481       1,000    1064,550

MOMENT DESIGN
                          Med    Med,span       Mc,Rd       Mv,Rd       Mn,Rd       Mb,Rd
                       Moment      Moment    Capacity    Capacity    Capacity    Capacity
    Major (y-y)       -48,818     -48,818      76,375      75,792      76,375      76,375
    Minor (z-z)       -10,271     -10,271      36,660      36,660      36,660

                Curve AlphaLT LambdaBarLT       PhiLT       ChiLT          Cl         Mcr
    LTB             a   0,210       0,065       0,488       1,000       1,880   18329,913

                          kyy         kyz         kzy         kzz
    Factors             0,600       0,360       0,694       0,600

SHEAR DESIGN
                          Ved         Ted       Vc,Rd      Stress      Status
                        Force     Torsion    Capacity       Ratio       Check
    Major (z)         124,857       0,000     197,003       0,634          OK
    Minor (y)          25,677       0,000     490,880       0,052          OK

                       Vpl,Rd         Eta  LambdabarW
    Reduction         197,003       1,200       0,293

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS
                      VMajor      VMajor
                        Left       Right
    Major (V2)        124,857     119,232
```

Σχήμα 5.9 : Ανάλυση βραχέως προβόλου

5.2.10 Τεγίδες

Έγινε επίλυση του φορέα για συνδυασμό τεγίδων, δηλαδή αμφιέρειστων, τριών ανοιγμάτων και Gerber. Λόγω της κλίσης της στέγης, οι τεγίδες υπόκεινται σε διαξονική κάμψη με μικρή, ωστόσο, ροπή ως προς τον ασθενή άξονα. Η κλίση της στέγης είναι 11,77° και το πλάτος επιρροής της τεγίδας 2m. Ο έλεγχος αφορά τις δυσμενέστερες τεγίδες, οι οποίες μάλιστα δέχονται και το μεγαλύτερο φορτίο της ανεμοπίεσης από τις φορτίσεις του ανέμου. Οι διατομές τους προέκυψαν ύστερα από επαναληπτική διαδικασία ώστε να επαρκεί η μικρότερη διατομή. Κρίσιμοι έλεγχοι είναι τα βέλη κάμψης.

- **Αμφιέρειστη τεγίδα**

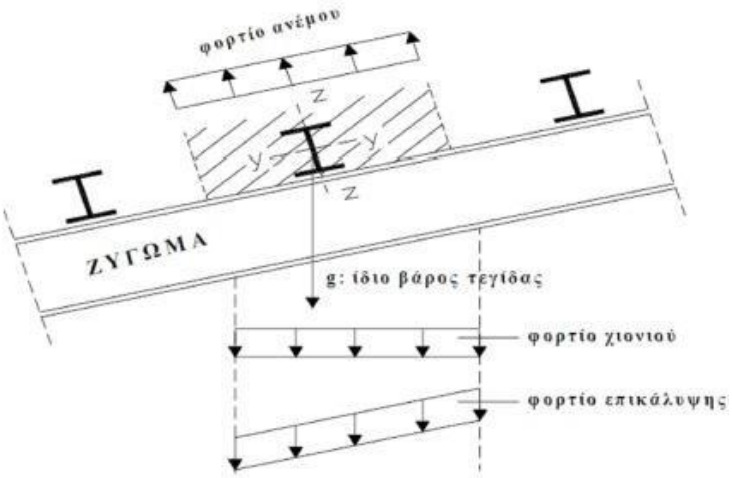
Επιλέγεται διατομή IPE160 με 2 ελκυστήρες (ντίζες). Το μήκος της ισούται με την απόσταση των πλαισίων, 5,8m. Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι:

Ίδιο βάρος τεγίδας: g= 0,158 KN/m
Φορτίο επικάλυψης ορόφου (πρόσθετο μόνιμο): g'= 0,15 KN/m^2
(Το φορτίο του Η/Μ εξοπλισμού θεωρώ ότι αναρτάται από τα ζυγώματα.)
Κινητό φορτίο οροφής: q= 0,5 KN/m^2
Φορτίο χιονιού: s= 0,652 KN/m^2
Πίεση ανέμου: w= -1,42 KN/m^2 (για διεύθυνση ανέμου θ= ±90° στα κατακόρυφα στοιχεία, επιφάνεια F)

Η κατανομή των φορτίων ανά τεγίδα θα είναι:

g= 0,158 KN/m
g'= 0,15*2= 0,3 KN/m
$g_{ΟΛ}$ = g+g'= 0,158+0,3= 0,458 KN/m
q= 0,5*2= 1 KN/m
s= 0,652*2= 1,304 KN/m
w= -1,42*2= -2,84 KN/m

Προκειμένου να συνδυαστούν τα φορτία μεταξύ τους θα πρέπει πρώτα να αναλυθούν σε δύο συνιστώσες σύμφωνα με το τοπικό σύστημα αξόνων της τεγίδας. Έτσι, τα κατακόρυφα φορτία των μόνιμων φορτίων, του κινητού φορτίου της οροφής και του φορτίου χιονιού θα πρέπει να αναλυθούν σε δύο συνιστώσες q_y και q_z όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, ενώ το φορτίο υποπίεσης του ανέμου, το οποίο ασκείται παράλληλα με τον τοπικό άξονα z, δεν χρειάζεται να αναλυθεί.



Σχήμα 5.10 : Ανάλυση φορτίων της τεγίδας στους τοπικούς της άξονες

Οι τρεις συνδυασμοί που μορφώνονται για τα τρία κινητά φορτία είναι:

$E_{d1} = \gamma_G * g_{OΛ} + \gamma_{Q,1} * s + \gamma_{Q,2} * \psi_{0,2} * w$ (κύριο κινητό το χιόνι – $\psi_{o,2} = 0,6$)
$E_{d2} = \gamma_G * g_{OΛ} + \gamma_{Q,1} * w + \gamma_{Q,2} * \psi_{0,2} * s$ (κύριο κινητό ο άνεμος - $\psi_{o,3} = 0,5$)
$E_{d3} = \gamma_G * g_{OΛ} + \gamma_{Q,1} * q + \gamma_{Q,2} * \psi_{0,2} * s + \gamma_{Q,3} * \psi_{0,3} * w$ (κύριο κινητό το κινητό οροφής - $\psi_o = 0$)

Από αυτούς τους συνδυασμούς, για απλοποιητικούς λόγους, θα εξεταστούν μόνο οι δυσμενέστεροι για κάθε άξονα.

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό τον άνεμο(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω).
$E_{d,z} = 1,0 * g_{OΛ} * \cos\varphi - 1,50 * w = 1,0 * 0,458 * 0,979 - 1,50 * 2,84 = -3,82$ KN/m = q_z

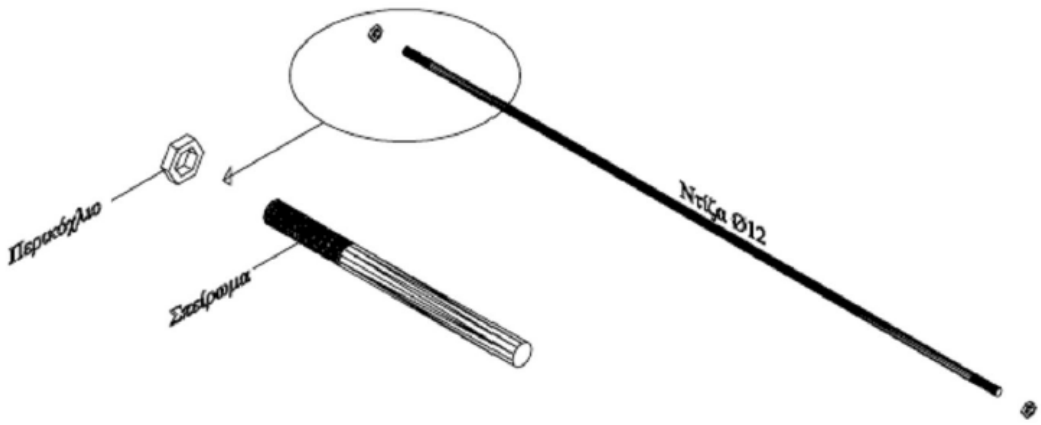
<u>Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό το χιόνι(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω).
$E_{d,y} = (1,35 * g_{OΛ} + 1,50 * s) * \sin\varphi = (1,35 * 0,458 + 1,50 * 1,304) * 0,204 = 0,53$ KN/m = q_y

❖ Εντατικά μεγέθη

Λόγω των φορτίων q_z, που είναι παράλληλα με τον τοπικό άξονα z της τεγίδας, αναπτύσσονται καμπτικές ροπές M_y και τέμνουσες δυνάμεις V_z, ενώ λόγω των φορτίων q_y, που είναι παράλληλα με τον τοπικό άξονα y της τεγίδας, αναπτύσσονται αντίστοιχα καμπτικές ροπές M_z, και τέμνουσες δυνάμεις V_y.

<u>Υπολογισμός ροπών κάμψης</u>
$M_{Ed,y} = q_z * L^2/8 = 3,82 * 5,8^2/8 = 16,07$ KNm= 1607 KNcm

Κατά τον άξονα y επιλέγεται να τοποθετηθούν ντίζες, οι οποίες θα παρεμποδίζουν την κάμψη περί τον άξονα z. Έτσι η τεγίδα θα λειτουργεί σαν συνεχής δοκός τριών ανοιγμάτων μήκους L= 1,93m.



Σχήμα 5.11 : Μορφή ελκυστήρα (ντίζα)

$M_{Ed,z}$ = 0,16 KNm= 16 KNcm (ανοίγματα)
$M_{Ed,z}$ = 0,2 KNm= 20 KNcm (στήριξη ελκυστήρα)

<u>Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων</u>
$V_{Ed,z} = q_z*L/2= 3,82*8/2= 15,28KN$
$V_{Ed,y}$ = 0,41KN (ακραία στήριξη)
$V_{Ed,y}$ = 0,61KN (στήριξη ελκυστήρα)

<u>Αντιδράσεις στις στηρίξεις</u>
R_y = 0,41KN (ακραία στήριξη)
$R_{y,m}$ = 1,13KN (μεσαία στήριξη)

Η διατομή είναι κατηγορίας 1, επομένως εκτελούνται πλαστικοί έλεγχοι επάρκειας σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

❖ Έλεγχος σε τέμνουσα

<u>Κατά τον τοπικό άξονα z</u>
Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$$

όπου:

$$V_{Ed,z}= 15,28 \text{ KN} < V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = (A_{vz}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (9,66*23,5)/\sqrt{3}= 131,06\text{KN}$$

<u>Κατά τον τοπικό άξονα y</u>

$$V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$$

όπου:

$$A_{vy} = 2*b*t_f = 2*8,2*0,74= 12,14\text{cm}^2$$
$$V_{Ed,y}= 0,61 \text{ KN} < V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = (A_{vy}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (12,14*23,5)/\sqrt{3}= 164,7\text{KN}$$

Επομένως, ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

❖ Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει:

$V_{Ed,z}$= 15,28 KN < 0,50*$V_{pl,Rd,z}$ = 65,53 KN
$V_{Ed,y}$= 0,61 KN < 0,50*$V_{pl,Rd,y}$ = 82,35 KN

Επομένως, δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης $M_{pl,Rd,y}$ και $M_{pl,Rd,z}$ αντίστοιχα, λόγω παρουσίας διάτμησης.

❖ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο σε διαξονική κάμψη θα πρέπει να ισχύει:

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}}\right)^{\beta} \leq 1$$

όπου:

$M_{pl,Rd,y}$ = $W_{pl,y}$*f_y/γ_{M0} = 124*23,5/1 = 2914 KNcm
$M_{pl,Rd,z}$ = $W_{pl,z}$*f_y/γ_{M0} = 26,1*23,5/1= 613,35 KNcm

και για διατομές διπλού ταυ: α= 2, β= 5n

n= N_{Ed}/$N_{pl,Rd}$ με β ≥ 1

Στην περίπτωση της τεγίδας N_{Ed}=0, επομένως n= 0 και β= 1.

Άρα: $(1607/2914)^2 + (20/613,35)^1 = 0,337 < 1$

Επομένως, ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Δυσμενείς συνδυασμοί με μόνιμα και κινητά φορτία

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό τον άνεμο(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω).
$E_{d,z}$ = 1,0*$g_{OΛ}$*cosφ-1,0*w= 1,0*0,458*0,979-1,0*2,84= -2,4 KN/m = q_z

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα z-z</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό το χιόνι(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω).
$E_{d,y}$ = (1,0*$g_{OΛ}$+1,0*s)*sinφ= (1,0*0,458+1,0*1,304)*0,204= 0,36 KN/m = q_y

Δυσμενείς συνδυασμοί μόνο με κινητά φορτία

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό τον άνεμο(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω).
$E_{d,z}$ = -1,0*w= -1,0*2,84= -2,84 KN/m = q_z

<u>Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό το χιόνι(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω).

$E_{d,y}$ = 1,0*s*sinφ= 1,0*1,304*0,204= 0,267 KN/m = q_y

❖ Βέλη κάμψεως

Το μέγιστο βέλος της μηκίδας παρουσιάζεται στο μέσον του ανοίγματός της, λόγω των φορτίων κατά z και κατά y. Η μηκίδα συμπεριφέρεται ως αμφιέρειστη στον ισχυρό άξονα y, αλλά ως δοκός ίσων ανοιγμάτων στον άξονα στο ασθενή άξονα z. Το βέλος κάμψης στην περίπτωση ίσων ανοιγμάτων δίνεται από τον τύπο:

$$w = (q*L^4)/(192*E*I)$$

ενώ, για αμφιέρειστη δοκό από τον τύπο:

$$w = (5*q*L^4)/(384*E*I)$$

<u>Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά φορτία</u>
$w_z = (5*0,024*580^4)/(384*21000*869)= 1,94cm$
$w_y = (0,0036*193,3^4)/(192*21000*68,3)= 0,019cm < 193,3/200= 0,96cm$

Άρα, το συνολικό βέλος σε περίπτωση διαξονικής κάμψης στο μέσον του ανοίγματος της τεγίδας θα είναι:

$w= \sqrt{(w_z^2 + w_y^2)} = \sqrt{(1,94^2+0,019^2)}= 1,95cm =\delta_{max} < w_{max} = 580/200 = 2,9cm$

<u>Συνδυασμός μόνο για κινητά φορτία</u>
$w_z = (5*0,0284*580^4)/(384*21000*869)= 2,29cm$
$w_y = (0,00267*193,3^4)/(192*21000*68,3)= 0,0135cm <193,3/250= 0,96cm$

Άρα, το συνολικό βέλος σε περίπτωση διαξονικής κάμψης στο μέσον του ανοίγματος της τεγίδας θα είναι:

$w= \sqrt{(w_z^2 + w_y^2)} = \sqrt{(2,29^2+0,0135^2)}= 2,29cm =\delta_2 < w_{max} = 580/250 = 2,32cm$

<u>Διαστασιολόγηση ελκυστήρα</u>
Η εφελκυστική δύναμη που ασκείται στον ανώτερο ελκυστήρα είναι:
$F_{Ed} = 3* R_{y,m} + 1*R_y = 3*1,13 +1*0,41 = 3,8KN$

Επιλέγω Φ12, S220, A=0,843cm^2 (εμβαδό διατομής με σπείρωμα)

Αντοχή ελκυστήρα σε εφελκυσμό:
$F_{t,Rd} = (0,9*f_{ub}*A_s)/\gamma_{Mb} = (0,9*22*0,843)/1,25 = 13,35KN > F_{t,Rd}$

Άρα, η διατομή ελκυστήρα επαρκεί.

- **Τεγίδα Τριών Ανοιγμάτων**

Επιλέγεται διατομή IPE140. Το μήκος της ισούται με την 17,4m. Η συνεχής τεγίδα επί πολλών ανοιγμάτων έχει ευνοϊκή κατανομή των καμπτικών ροπών κατά το μήκος της και μικρές παραμορφώσεις. Απαιτεί όμως συνδέσεις αποκατάστασης της συνέχειας σε πολλές ενδιάμεσες θέσεις, η δε παρουσία κοχλιών, για τις συνδέσεις αυτές, στο άνω πέλμα των τεγίδων δυσχεραίνει την τοποθέτηση των φύλλων επικάλυψης. Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι ίδια με την αμφιέρειστη τεγίδα εκτός από το ίδιο βάρος.

Ίδιο βάρος τεγίδας: g= 0,129 KN/m
$g_{ΟΛ}$ = g+g'= 0,129+0,3= 0,429 KN/m

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό τον άνεμο(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω).
$E_{d,z} = 1,0*g_{O\Lambda}*\cos\varphi-1,50*w= 1,0*0,429*0,979-1,50*2,84= -3,84$ KN/m = q_z

Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό το χιόνι(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω).
$E_{d,y} = (1,35*g_{O\Lambda}+1,50*s)*\sin\varphi= (1,35*0,429+1,50*1,304)*0,204= 0,52$ KN/m = q_y

❖ Εντατικά μεγέθη

Υπολογισμός ροπών κάμψης
$M_{Ed,y} = 12,92$ KNm= 1292 KNcm
$M_{Ed,z} = 1,75$ KNm= 175 KNcm

Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων
$V_{Ed,z} = 13,36$KN
$V_{Ed,y} = 1,81$KN

❖ Έλεγχος σε τέμνουσα

Κατά τον τοπικό άξονα z
$V_{Ed,z}= 13,36$ KN < $V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = (A_{vz}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (7,64*23,5)/\sqrt{3}= 103,7$KN

Κατά τον τοπικό άξονα y
$A_{vy} = 2*b*t_f = 2*7,3*0,69= 10,08cm^2$
$V_{Ed,y}= 1,81$ KN < $V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = (A_{vy}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (10,08*23,5)/\sqrt{3}= 136,8$KN

Επομένως, ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

❖ Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει:
$V_{Ed,z}= 14,41$ KN < $0,50*V_{pl,Rd,z} = 51,85$ KN
$V_{Ed,y}= 1,81$ KN < $0,50*V_{pl,Rd,y} = 68,4$ KN

Επομένως, δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης $M_{pl,Rd,y}$ και $M_{pl,Rd,z}$ αντίστοιχα, λόγω παρουσίας διάτμησης.

❖ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y}*f_y/\gamma_{M0} = 88,83*23,5/1 = 2087,51$ KNcm
$M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z}*f_y/\gamma_{M0} = 19,2*23,5/1= 451,2$ KNcm

Άρα: $(1292/2087,51)^2 + (181/451,2)^1 = 0,78 < 1$

Επομένως, ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Δυσμενείς συνδυασμοί με μόνιμα και κινητά φορτία

Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό τον άνεμο(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω).
$E_{d,z}$ = 1,0*$g_{OΛ}$*cosφ-1,0*w= 1,0*0,429*0,979-1,0*2,84= -2,42 KN/m = q_z

Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα z-z
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό το χιόνι(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω).
$E_{d,y}$ = (1,0*$g_{OΛ}$+1,0*s)*sinφ= (1,0*0,429+1,0*1,304)*0,204= 0,354 KN/m = q_y

Δυσμενείς συνδυασμοί μόνο με κινητά φορτία

Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό τον άνεμο(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω).
$E_{d,z}$ = -1,0*w= -1,0*2,84= -2,84 KN/m = q_z

Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό το χιόνι(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω).
$E_{d,y}$ = 1,0*s*sinφ= 1,0*1,304*0,204= 0,267 KN/m = q_y

❖ Βέλη κάμψεως

Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά φορτία
w_z = (0,0242*580^4)/(192*21000*541)= 1,26cm
w_y = (0,00354*580^4)/(192*21000*44,9)= 2,21cm

Άρα, το συνολικό βέλος σε περίπτωση διαξονικής κάμψης στο μέσον του ανοίγματος της τεγίδας θα είναι:

w= $\sqrt{(w_z^2 + w_y^2)}$ = $\sqrt{(1,26^2+2,21^2)}$= 2,55cm=δ_{max} < w_{max} = 580/200 = 2,9cm

Συνδυασμός μόνο για κινητά φορτία
w_z = (0,0284*580^4)/(192*21000*541)= 1,48cm
w_y = (0,00267*580^4)/(192*21000*44,9)= 1,67cm

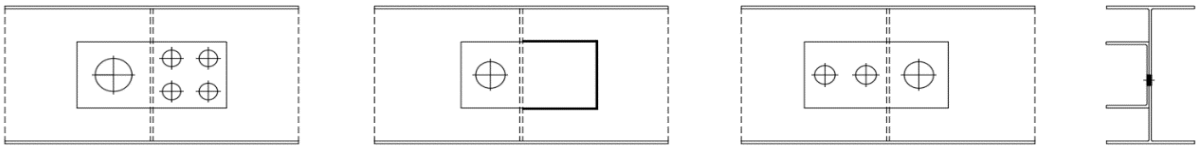
Άρα, το συνολικό βέλος σε περίπτωση διαξονικής κάμψης στο μέσον του ανοίγματος της τεγίδας θα είναι:

w= $\sqrt{(w_z^2 + w_y^2)}$ = $\sqrt{(1,48^2+1,67^2)}$= 2,23cm =δ_2 < w_{max} = 580/250 = 2,32cm

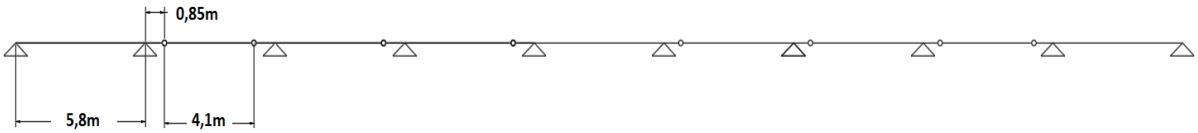
- **Τεγίδα Gerber**

Επιλέγεται διατομή IPE120. Διαμορφώνονται κατά το μήκος της τόσες αρθρώσεις ώστε να γίνει ισοστατική, δηλαδή ο αριθμός των αρθρώσεων είναι ίσος προς τον αριθμό των ανοιγμάτων μείον ένα. Δεν τοποθετούνται αρθρώσεις στα φατνώματα στα οποία προβλέπονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, όταν οι τεγίδες αποτελούν στοιχεία του συνδέσμου αυτού ή συνδέονται με διαγώνιες ράβδους του. Για το λόγο αυτό παρίσταται ανάγκη να τοποθετούνται σε ορισμένα

ανοίγματα δύο αρθρώσεις. Στο πρώτο και το τελευταίο άνοιγμα η ροπή θα είναι μεγαλύτερη οπότε αντί για ενίσχυση θα τοποθετήσω διατομή HEB120, ώστε να έχουν ίδιο ύψος.



Σχήμα 5.12 : Τυπικές λεπτομέρειες αρθρώσεων τεγίδων (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Σχήμα 9.6)



Σχήμα 5.13 : Διάταξη αρθρώσεων τεγίδων στο κτίριο

<u>Για την διατομή IPE120</u>
Ίδιο βάρος τεγίδας: g= 0,132 KN/m
$g_{OΛ}$ = g+g'= 0,132+0,3= 0,432 KN/m

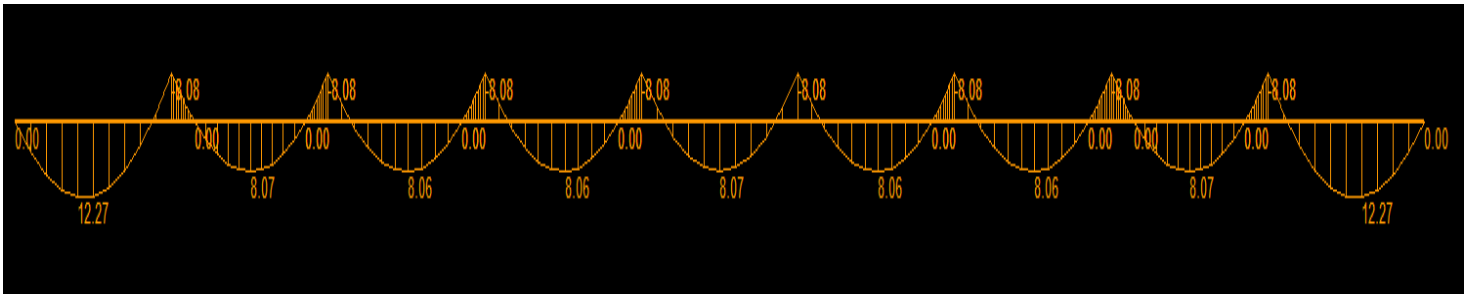
- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό τον άνεμο(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω).
$E_{d,z}$ = 1,0*$g_{OΛ}$*cosφ-1,50*w= 1,0*0,432*0,979-1,50*2,84= -3,84 KN/m = q_z

<u>Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό το χιόνι(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω).
$E_{d,y}$ = (1,35*$g_{OΛ}$+1,50*s)*sinφ= (1,35*0,432+1,50*1,304)*0,204= 0,52 KN/m = q_y

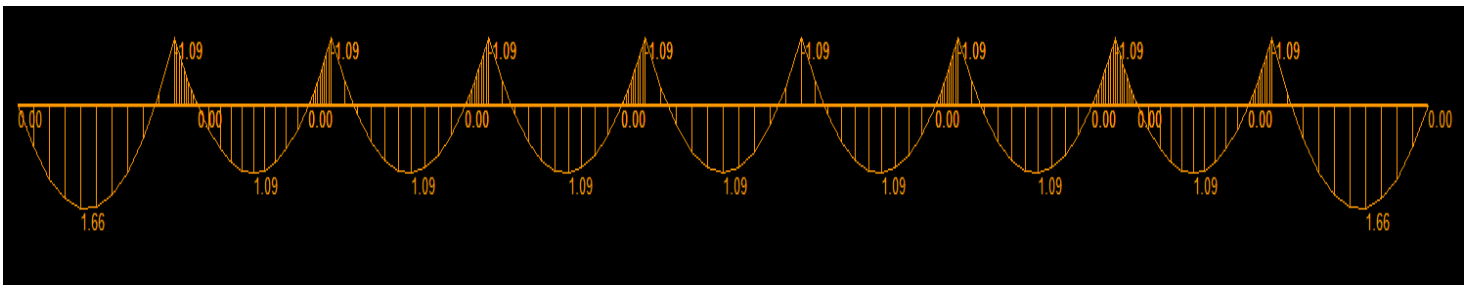
❖ Εντατικά μεγέθη

<u>Υπολογισμός ροπών κάμψης</u>
$M_{Ed,y}$ = q_z*L^2/16= 3,84*$5,8^2$/16= 8,08 KNm= 808 KNcm (ανοίγματα και στηρίξεις)



Σχήμα 5.14 : Ροπές κάμψης για φορτίο q_z (Πρόγραμμα στατικής ανάλυσης LinPro)

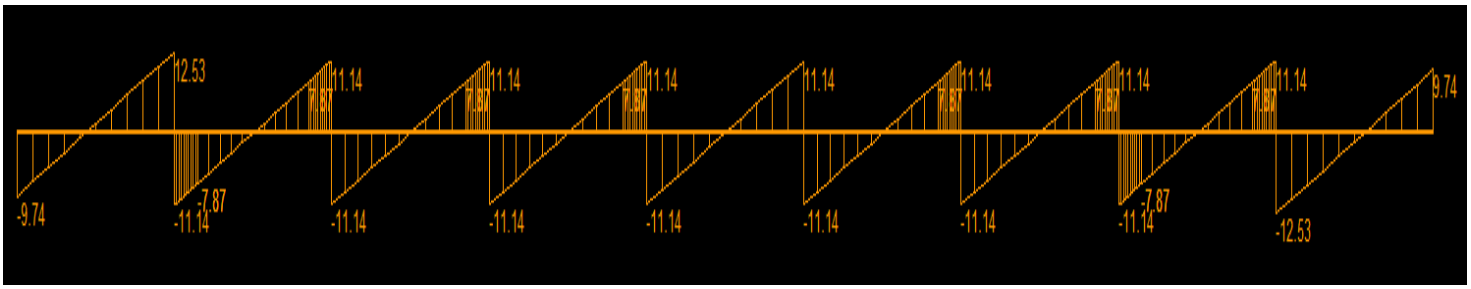
$M_{Ed,z} = q_y*L^2/16= 0,52*5,8^2/16= 1,1$ KNm= 110 KNcm



Σχήμα 5.15 : Ροπές κάμψης για φορτίο q_y (Πρόγραμμα στατικής ανάλυσης LinPro)

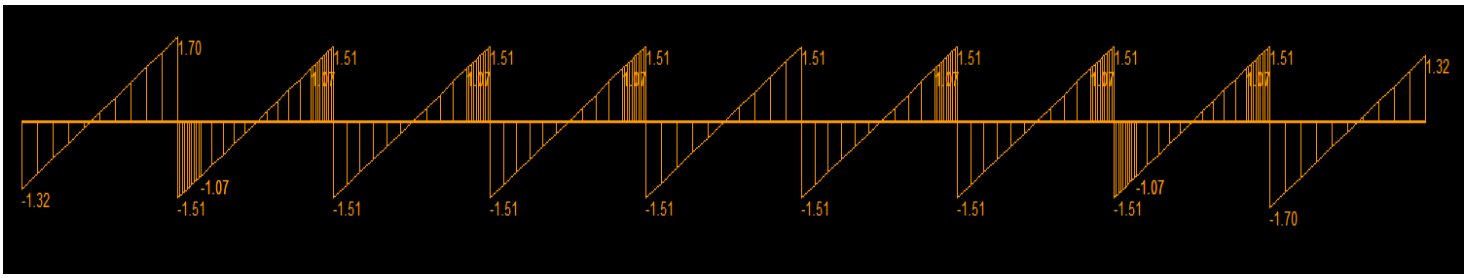
<u>Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων</u>

$V_{Ed,z} = 12,53$KN



Σχήμα 5.16 : Τέμνουσες για φορτίο q_z (Πρόγραμμα στατικής ανάλυσης LinPro)

$V_{Ed,y} = 1,7$KN



Σχήμα 5.17 : Τέμνουσες για φορτίο q_y (Πρόγραμμα στατικής ανάλυσης LinPro)

❖ Έλεγχος σε τέμνουσα

<u>Κατά τον τοπικό άξονα z</u>

$V_{Ed,z}= 12,53$ KN < $V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = (A_{vz}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (6,31*23,5)/\sqrt{3}= 85,61$KN

<u>Κατά τον τοπικό άξονα y</u>

$A_{vy} = 2*b*t_f = 2*6,4*0,63= 8,07cm^2$

$V_{Ed,y}= 1,7$KN < $V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = (A_{vy}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (8,07*23,5)/\sqrt{3}= 109,5$KN

Επομένως, ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

❖ Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει:

$V_{Ed,z}$= 12,53KN < 0,50*$V_{pl,Rd,z}$ = 42,8 KN
$V_{Ed,y}$= 1,7KN < 0,50*$V_{pl,Rd,y}$ = 54,7 KN

Επομένως, δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης $M_{pl,Rd,y}$ και $M_{pl,Rd,z}$ αντίστοιχα, λόγω παρουσίας διάτμησης.

❖ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$M_{pl,Rd,y}$ = $W_{pl,y}$*f_y/γ_{M0} = 60,7*23,5/1 = 1426,45 KNcm
$M_{pl,Rd,z}$ = $W_{pl,z}$*f_y/γ_{M0} = 13,6*23,5/1= 184,5 KNcm

Άρα: $(808/1426,45)^2 + (110/184,5)^1 = 0,92 < 1$

Επομένως, ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

<u>Για την διατομή HEB120</u>

Ίδιο βάρος τεγίδας: g= 0,267 KN/m
$g_{OΛ}$ = g+g'= 0,267+0,3= 0,567 KN/m

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

❖ Έλεγχος σε τέμνουσα

Ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται εφόσον ικανοποιείται και για τη διατομή IPE120, η οποία είναι δυσμενέστερη.

❖ Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Αντίστοιχα, δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης $M_{pl,Rd,y}$ και $M_{pl,Rd,z}$ αντίστοιχα, λόγω παρουσίας διάτμησης.

❖ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$M_{pl,Rd,y}$ = $W_{pl,y}$*f_y/γ_{M0} = 165*23,5/1 = 3877,5 KNcm
$M_{pl,Rd,z}$ = $W_{pl,z}$*f_y/γ_{M0} = 81*23,5/1= 1903,5 KNcm

Άρα: $(1227/3877,5)^2 + (166/1903,5)^1 = 0,19 < 1$

Επομένως, ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Δυσμενείς συνδυασμοί με μόνιμα και κινητά φορτία

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό τον άνεμο(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω).
$E_{d,z}$ = 1,0*$g_{OΛ}$*cosφ-1,0*w= 1,0*0,432*0,979-1,0*2,84= -2,42 KN/m = q_z

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα z-z</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό το χιόνι(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω).
$E_{d,y}$ = (1,0*$g_{OΛ}$+1,0*s)*sinφ= (1,0*0,432+1,0*1,304)*0,204= 0,354 KN/m = q_y

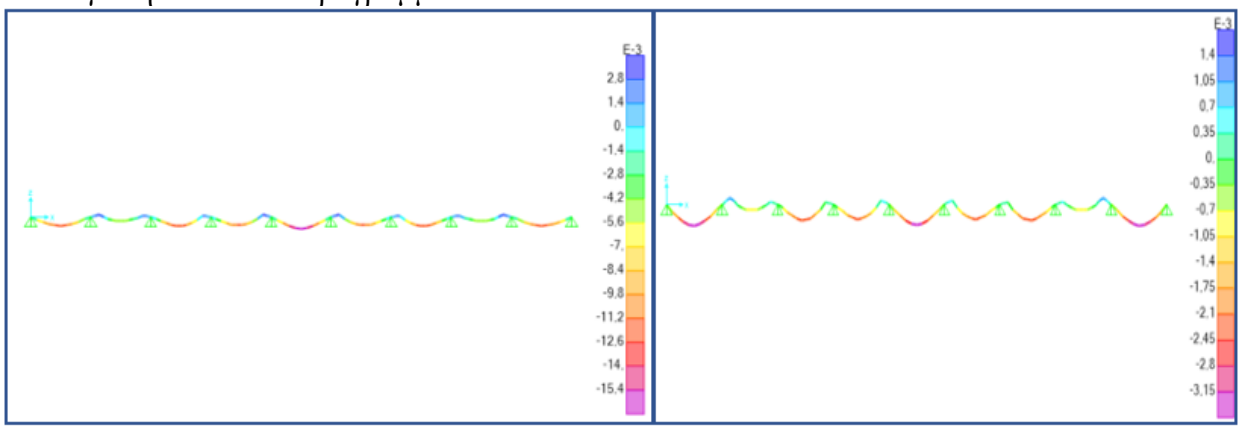
Δυσμενείς συνδυασμοί μόνο με κινητά φορτία

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό τον άνεμο(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω).
$E_{d,z}$ = -1,0*w= -1,0*2,84= -2,84 KN/m = q_z

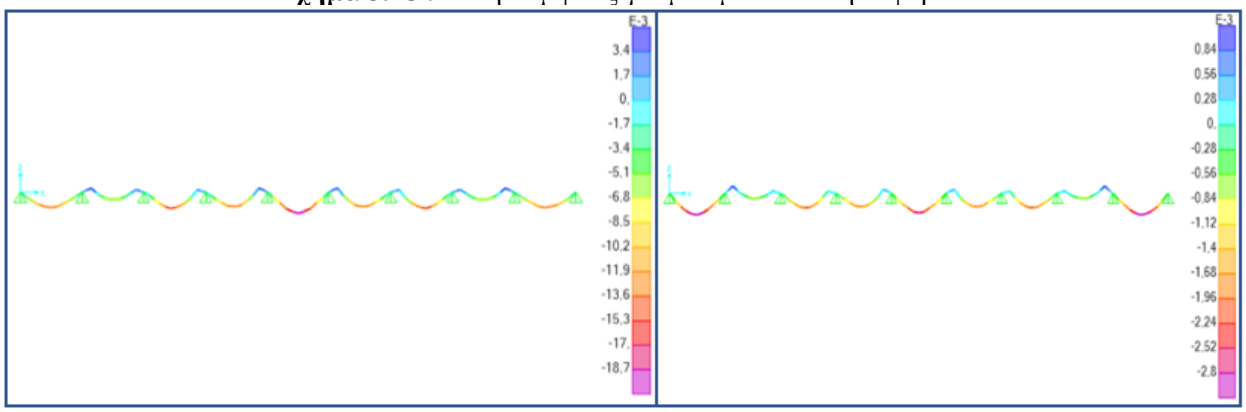
<u>Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z</u>
Ο δυσμενέστερος συνδυασμός προκύπτει με κύριο κινητό το χιόνι(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω).
$E_{d,y}$ = 1,0*s*sinφ= 1,0*1,304*0,204= 0,267 KN/m = q_y

❖ Βέλη κάμψεως

Υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα SAP2000.



Σχήμα 5.18 : Βέλη κάμψεως για μόνιμα και κινητά φορτία



Σχήμα 5.19 : Βέλη κάμψεως για κινητά φορτία

<u>Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά φορτία</u>
w_z = 1,54cm
w_y = 0,315cm

Άρα, το συνολικό βέλος σε περίπτωση διαξονικής κάμψης στο μέσον του ανοίγματος της τεγίδας θα είναι:

$w = \sqrt{(w_z^2 + w_y^2)} = \sqrt{(1,54^2+0,315^2)} = 1,57cm = \delta_{max} < w_{max} = 580/200 = 2,9cm$

Συνδυασμός μόνο για κινητά φορτία
w_z = 1,87cm
w_y = 0,28cm

Άρα, το συνολικό βέλος σε περίπτωση διαξονικής κάμψης στο μέσον του ανοίγματος της τεγίδας θα είναι:

$w= \sqrt{(w_z^2 + w_y^2)} = \sqrt{(1,87^2+0,28^2)}= 1,89cm =\delta_2 < w_{max} = 580/250 = 2,32cm$

5.2.11 Μηκίδες

Η τοποθέτησή τους γίνεται ανά 1,6m καθ' ύψος πλευρικά του κτιρίου (διάσταση 52,2m) και ανά 1,5m μετωπικά. Επειδή κύρια φόρτιση για τις μηκίδες είναι η ανεμοπίεση ο ισχυρός τους άξονας ενεργοποιείται για αυτή τη φόρτιση, όπως φαίνεται στο *Σχήμα 1.6* στο 1ο κεφάλαιο. Κατασκευάζονται ως αμφιέρειστα στοιχεία μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων, χωρίς ωστόσο να προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση σε αυτά. Οι μηκίδες καταπονούνται από εγκάρσια φορτία τα οποία προκαλούν κάμψη και περί τους δύο κύριους άξονες της διατομής. Ο έλεγχος αφορά τις δυσμενέστερες μηκίδες, οι οποίες μάλιστα δέχονται και το μεγαλύτερο φορτίο της ανεμοπίεσης από τις φορτίσεις του ανέμου. Οι διατομές τους προέκυψαν ύστερα από επαναληπτική διαδικασία ώστε να επαρκεί η μικρότερη διατομή. Κρίσιμοι έλεγχοι είναι τα βέλη κάμψης.

- **Πλευρική μηκίδα**

Επιλέγεται διατομή IPE160 με μία ντίζα στο μέσον του ανοίγματος. Το μήκος της είναι ίσο με την απόσταση των πλαισίων, άρα 5,8m. Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι:

Ίδιο βάρος μηκίδας: g= 0,158 KN/m
Φορτίο πλευρικής επένδυσης (πρόσθετο μόνιμο): g'= 0,15 KN/m^2
Πίεση ανέμου: w= -1,25 KN/m^2 (για διεύθυνση ανέμου θ= ±90° στα κατακόρυφα στοιχεία, επιφάνεια Α)

Το πλάτος επιρροής της πλευρικής μηκίδας είναι 1,6m. Η κατανομή των φορτίων ανά μηκίδα θα είναι:

g= 0,158 KN/m
g'= 0,15*1,6= 0,24 KN/m
w= -1,25*1,6= -2 KN/m

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y
$E_{d,z}$ = 1,50*w= 1,50*(-2)= -3 KN/m = q_z

Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z
$E_{d,y}$ = 1,35* (g+g')= 1,35*(0,158+0,24)= 0,54 KN/m = q_y

❖ Εντατικά μεγέθη

Λόγω των φορτίων q_z, που είναι παράλληλα με τον τοπικό άξονα z της μηκίδας, αναπτύσσονται καμπτικές ροπές M_y και τέμνουσες δυνάμεις V_z, ενώ λόγω των φορτίων q_y, που είναι παράλληλα με τον τοπικό άξονα y της μηκίδας, αναπτύσσονται αντίστοιχα καμπτικές ροπές M_z, και τέμνουσες δυνάμεις V_y.

<u>Υπολογισμός ροπών κάμψης</u>
$M_{Ed,y} = q_z*L^2/8= 3*5,8^2/8= 12,62$ KNm= 1262KNcm

Κατά τον άξονα y επιλέγεται να τοποθετηθεί ντίζα, ο οποίος θα παρεμποδίζει την κάμψη περί τον άξονα z. Έτσι η μηκίδα θα λειτουργεί σαν συνεχής δοκός δύο ανοιγμάτων μήκους L=4m.

$M_{Ed,z} = 0,07*q_y*L^2= 0,07*0,54*5,8^2=$ 1,27 KNm= 127 KNcm (ανοίγματα)
$M_{Ed,z} = (1/8)*q_y*L^2= (1/8)*0,54*5,8^2=$ 2,27 KNm= 227 KNcm (στήριξη ελκυστήρα)

<u>Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων</u>
$V_{Ed,z} = q_z*L/2= 3*5,8/2= 8,7$KN
$V_{Ed,y} = (1/8)*3*q_y*L= (1/8)*3*0,54*5,8= 1,18$KN (ακραία στήριξη)
$V_{Ed,y} = (1/8)*5*q_y*L= (1/8)*5*0,54*5,8= 1,96$KN (μεσαία στήριξη)

<u>Αντιδράσεις στις στηρίξεις</u>
$R_y = (1/8)*3* q_y*L= (1/8)*3*0,54*5,8= 1,18$KN (ακραία στήριξη)
$R_{y,m} = (1/8)*10* q_y*L= (1/8)*10*0,54*5,8= 3,92$KN (μεσαία στήριξη)

Η διατομή είναι κατηγορίας 1, επομένως εκτελούνται πλαστικοί έλεγχοι επάρκειας σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

❖ Έλεγχος σε τέμνουσα

<u>Κατά τον τοπικό άξονα z</u>
Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$$

όπου:

$$V_{Ed,z}= 8,7 \text{ KN} < V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = (A_{vz}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (9,66*23,5)/\sqrt{3}= 131,1\text{KN}$$

<u>Κατά τον τοπικό άξονα y</u>

$$V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$$

όπου:

$A_{vy} = 2*b*t_f = 2*8,2*0,74= 12,1cm^2$
$V_{Ed,y}= 1,96 \text{ KN} < V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = (A_{vy}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (12,1*23,5)/\sqrt{3}= 164,17\text{KN}$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος της μηκίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

❖ Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει:
$V_{Ed,z}= 8,7 \text{ KN} < 0,50*V_{pl,Rd,z} = 65,55$ KN
$V_{Ed,y}= 1,96 \text{ KN} < 0,50*V_{pl,Rd,y} = 82,1$ KN

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης $M_{pl,Rd,y}$ και $M_{pl,Rd,z}$ αντίστοιχα, λόγω παρουσίας διάτμησης.

❖ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο σε διαξονική κάμψη θα πρέπει να ισχύει:

$$\left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}}\right)^{\beta} \leq 1$$

όπου:

$M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y}*f_y/\gamma_{M0}$ = 124*23,5/1 = 2914 KNcm
$M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z}*f_y/\gamma_{M0}$ = 26,1*23,5/1= 613,4 KNcm

και για διατομές διπλού ταυ: α= 2, β= 5n

$n= N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ με $\beta \geq 1$

Στην περίπτωση της μηκίδας N_{Ed}=0, επομένως n= 0 και β= 1.

Άρα: $(1262/2914)^2 + (127/613,4)^1 = 0,4 < 1$

Επομένως, ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y</u>
$E_{d,z}$ = 1,0*w= 1,0*(-2)= -2 KN/m = q_z

<u>Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z</u>
$E_{d,y}$ = 1,0* (g+g')= 1,0*(0,158+0,24)= 0,398 KN/m = q_y

❖ Βέλη κάμψεως

Η μηκίδα συμπεριφέρεται ως αμφιέρειστη στον άξονα z και ως δύο ανοιγμάτων στον άξονα y λόγω ύπαρξης ντίζας.

<u>Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά φορτία</u>
$w_z = (5*0,02*580^4)/(384*21000*869)$= 1,62cm
$w_y = (0,00398*290^4)/(192*21000*68,3)$= 0,1cm < 290/200= 1,45cm

Άρα, το συνολικό βέλος σε περίπτωση διαξονικής κάμψης στο μέσον του ανοίγματος της μηκίδας θα είναι:

$w= \sqrt{(w_z^2 + w_y^2)} = \sqrt{(1,62^2+0,1^2)}$= 1,63cm = $\delta_{max} < w_{max}$ = 580/200 = 2,9cm

<u>Συνδυασμός μόνο για κινητά φορτία</u>
w_z = 1,62cm=$\delta_2 < w_{max}$ = 580/250 = 2,32cm

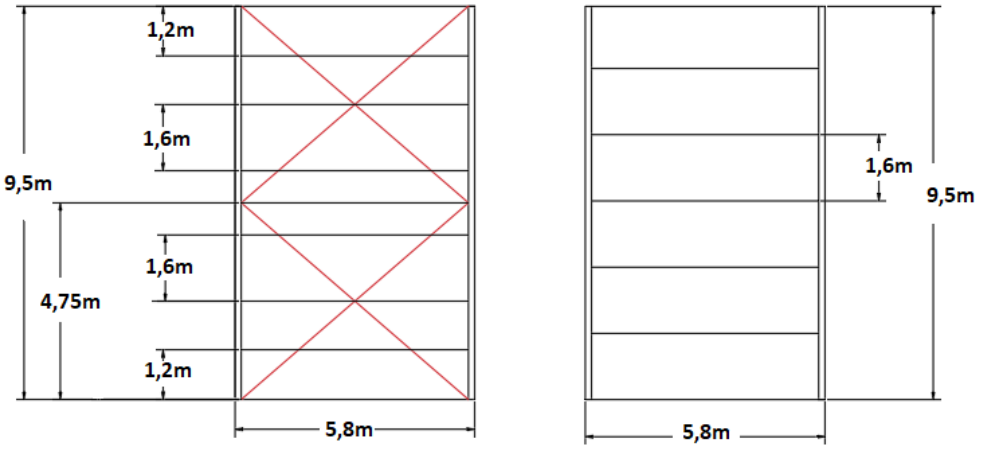
<u>Διαστασιολόγηση ελκυστήρα</u>
Η εφελκυστική δύναμη που ασκείται στον ανώτερο ελκυστήρα είναι:
$F_{Ed} = 3* R_{y,m} + 1*R_y$ = 3*3,92 +1*1,18 = 12,94KN

Επιλέγω Φ12, S220, A=0,843cm^2 (εμβαδό διατομής με σπείρωμα)

Αντοχή ελκυστήρα σε εφελκυσμό:

$F_{t,Rd} = (0,9*f_{ub}*A_s)/\gamma_{Mb} = (0,9*22*0,843)/1,25 = 13,35KN > F_{t,Rd}$

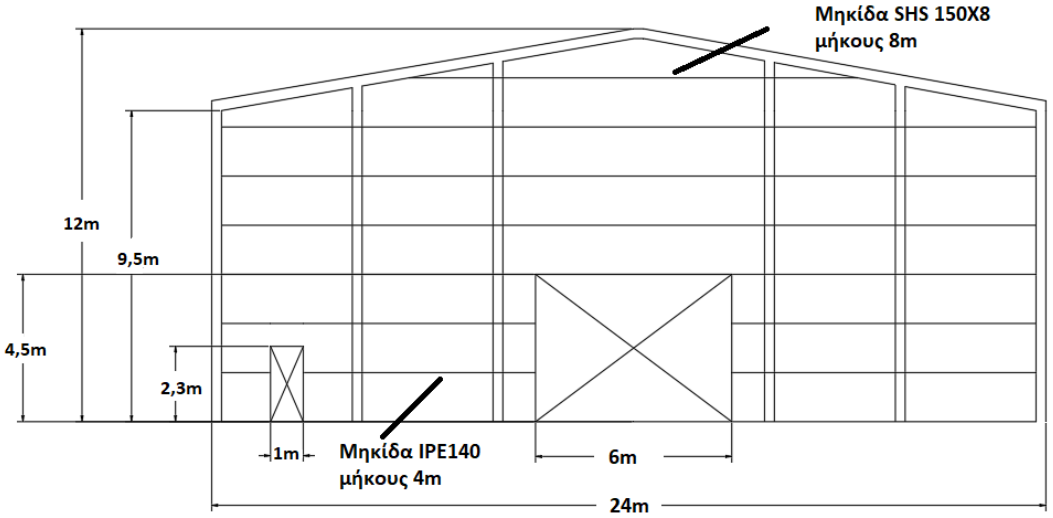
Άρα, η διατομή ελκυστήρα επαρκεί.



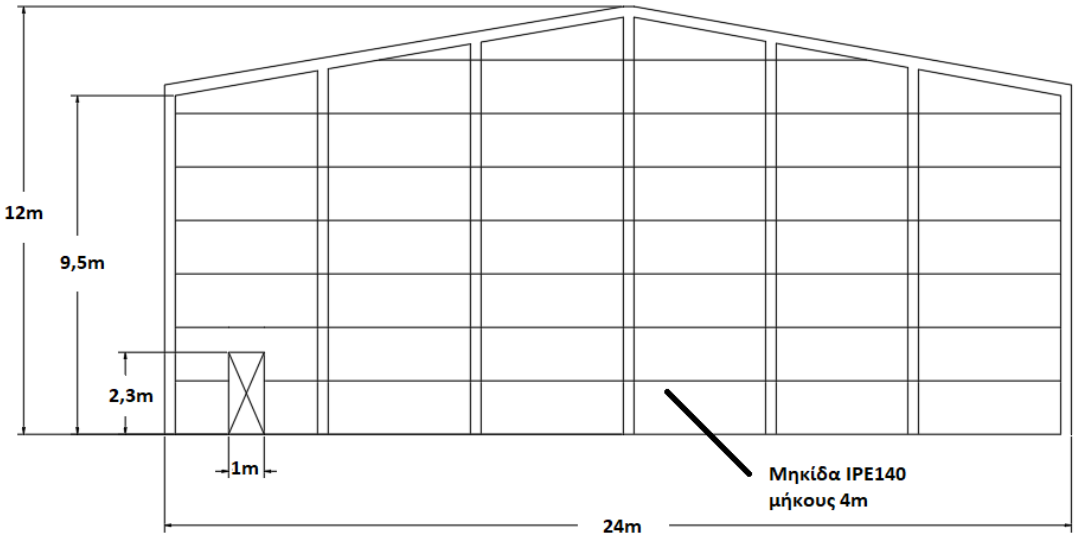
Σχήμα 5.20 : Διάταξη πλευρικών μηκίδων σε φάτνωμα με συνδέσμους δυσκαμψίας και χωρίς

- **Μετωπική μηκίδα**

Το μήκος τους ποικίλει λόγω της ύπαρξης θυρών. Επομένως, θα διαστασιολογηθούν δύο μήκη μηκίδων, 4m και 8m.



Σχήμα 5.21 : Βόρεια όψη κτιρίου (μετωπικά)



Σχήμα 5.22 : Νότια όψη κτιρίου (μετωπικά)

- ***Μετωπική μηκίδα 4m***

Επιλέγεται διατομή IPE140. Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι:

Ίδιο βάρος μηκίδας: g= 0,129 KN/m
Φορτίο πλευρικής επένδυσης (πρόσθετο μόνιμο): g'= 0,15 KN/m^2
Πίεση ανέμου: w= -1,25 KN/m^2 (για διεύθυνση ανέμου θ=0° στα κατακόρυφα στοιχεία, επιφάνεια Α)

Το πλάτος επιρροής της μετωπικής μηκίδας είναι 1,5m. Η κατανομή των φορτίων ανά μηκίδα θα είναι:

g= 0,129 KN/m
g'= 0,15*1,5= 0,225 KN/m
w= -1,25*1,5= -1,875 KN/m

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y</u>
$E_{d,z}$ = 1,50*w= 1,50*(-1,875)= -2,82 KN/m = q_z

<u>Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z</u>
$E_{d,y}$ = 1,35* (g+g')= 1,35*(0,129+0,225)= 0,48 KN/m = q_y

❖ Εντατικά μεγέθη

<u>Υπολογισμός ροπών κάμψης</u>
$M_{Ed,y} = q_z*L^2/8$= 2,82*4^2/8= 5,64 KNm= 564 KNcm
$M_{Ed,z} = q_y*L^2/8$= 0,48*4^2/8= 1,12 KNm= 95,58 KNcm

Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων
$V_{Ed,z} = q_z*L/2= 2,82*4/2= 5,64KN$
$V_{Ed,y} = q_y*L/2= 0,48*4/2= 0,96KN$

Η διατομή είναι κατηγορίας 1, επομένως εκτελούνται πλαστικοί έλεγχοι επάρκειας σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

❖ Έλεγχος σε τέμνουσα

Κατά τον τοπικό άξονα z
$V_{Ed,z}= 5,64$ KN < $V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = (A_{vz}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (7,64*23,5)/\sqrt{3}= 103,66KN$

Κατά τον τοπικό άξονα y
$A_{vy} = 2*b*t_f = 2*7,3*0,69= 10,07cm^2$
$V_{Ed,y}= 0,96$ KN < $V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = (A_{vy}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (10,07*23,5)/\sqrt{3}= 136,63KN$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος της μηκίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

❖ Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει:
$V_{Ed,z}= 5,64$ KN < $0,50*V_{pl,Rd,z} = 51,83$ KN
$V_{Ed,y}= 1,12$ KN < $0,50*V_{pl,Rd,y} = 68,31$ KN

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης $M_{pl,Rd,y}$ και $M_{pl,Rd,z}$ αντίστοιχα, λόγω παρουσίας διάτμησης.

❖ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y}*f_y/\gamma_{M0} = 88,34*23,5/1 = 2075,99$ KNcm
$M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z}*f_y/\gamma_{M0} = 19,25*23,5/1= 425,38$ KNcm

Άρα: $(564/2075,99)^2 + (95,58/425,38)^1 = 0,299 < 1$

Επομένως, ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y
$E_{d,z} = 1,0*w= 1,0*(-1,875)= -1,875$ KN/m = q_z

Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z
$E_{d,y} = 1,0* (g+g')= 1,0*(0,129+0,225)= 0,354$ KN/m = q_y

❖ Βέλη κάμψεως

Το μέγιστο βέλος της μηκίδας παρουσιάζεται στο μέσον του ανοίγματός της, λόγω των φορτίων κατά z και κατά y. Και κατά τους δύο άξονες η μηκίδα συμπεριφέρεται ως αμφιέρειστη.

Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά φορτία
$w_z = (5*0,01875*400^4)/(384*21000*541,2)= 0,549cm$
$w_y = (5*0,00354*400^4)/(384*21000*44,92)= 1,251cm$

Άρα, το συνολικό βέλος σε περίπτωση διαξονικής κάμψης στο μέσον του ανοίγματος της μηκίδας θα είναι:

$w= \sqrt{(w_z^2 + w_y^2)} = \sqrt{(0,549^2+1,251^2)}= 1,37cm= \delta_{max} < w_{max} = 400/200 = 2cm$

<u>Συνδυασμός μόνο για κινητά φορτία</u>
$w_z = (5*0,01875*400^4)/(384*21000*541,2)= 0,549cm$

Άρα, το συνολικό βέλος σε περίπτωση διαξονικής κάμψης στο μέσον του ανοίγματος της μηκίδας θα είναι:

$w= \sqrt{(w_z^2 + w_y^2)} = \sqrt{(0,549^2+0^2)}= 0,549cm= \delta_2 < w_{max} = 400/250 = 1,6cm$

- ***Μετωπική μηκίδα 8m***

Επιλέγεται διατομή τετραγωνικής κοιλοδοκού SHS 150X8. Τα φορτία είναι ίδια εκτός από το ίδιο βάρος.

Ίδιο βάρος μηκίδας: g= 0,351 KN/m

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y</u>
$E_{d,z} = 1,50*w= 1,50*(-1,875)= -2,82 KN/m = q_z$

<u>Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z</u>
$E_{d,y} = 1,35* (g+g')= 1,35*(0,351+0,225)= 0,78 KN/m = q_y$

❖ Εντατικά μεγέθη

<u>Υπολογισμός ροπών κάμψης</u>
$M_{Ed,y} = q_z*L^2/8= 2,82*8^2/8= 22,56 KNm= 2256 KNcm$
$M_{Ed,z} = q_y*L^2/8= 0,78*8^2/8= 4,48KNm= 448 KNcm$

<u>Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων</u>
$V_{Ed,z} = q_z*L/2= 2,82*8/2= 11,28KN$
$V_{Ed,y} = q_y*L/2= 0,78*8/2= 3,12KN$

Η διατομή είναι κατηγορίας 1, επομένως εκτελούνται πλαστικοί έλεγχοι επάρκειας σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

❖ Έλεγχος σε τέμνουσα

<u>Κατά τον τοπικό άξονα z</u>
$V_{Ed,z}= 11,28 KN < V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = (A_{vz}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (22,4*23,5)/\sqrt{3}= 303,9KN$

<u>Κατά τον τοπικό άξονα y</u>
$V_{Ed,y}= 3,12 KN < V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = (A_{vy}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})= (22,4*23,5)/\sqrt{3}= 303,9KN$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος της μηκίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

❖ Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει:

$V_{Ed,z}$= 11,28 KN < 0,50*$V_{pl,Rd,z}$ = 151,95 KN
$V_{Ed,y}$= 3,12 KN < 0,50*$V_{pl,Rd,y}$ = 151,95 KN

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης $M_{pl,Rd,y}$ και $M_{pl,Rd,z}$ αντίστοιχα, λόγω παρουσίας διάτμησης.

❖ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$M_{pl,Rd,y}$ = $M_{pl,Rd,z}$ = $W_{pl,y}$*f_y/γ_{M0} = 237*23,5/1 = 5569,5 KNcm

Άρα: $(2256/5569,5)^2 + (448/5569,5)^1 = 0,25 < 1$

Επομένως, ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

- Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

<u>Για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y</u>
$E_{d,z}$ = 1,0*w= 1,0*(-1,875)= -1,875 KN/m = q_z

<u>Για κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z</u>
$E_{d,y}$ = 1,0* (g+g')= 1,0*(0,351+0,225)= 0,576 KN/m = q_y

❖ Βέλη κάμψεως

<u>Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά φορτία</u>
$w_z = (5*0,01875*800^4)/(384*21000*1491)$= 3,19cm
$w_y = (5*0,00576*800^4)/(192*21000*1491)$= 0,98cm

Άρα, το συνολικό βέλος σε περίπτωση διαξονικής κάμψης στο μέσον του ανοίγματος της μηκίδας θα είναι:

$w= \sqrt{(w_z^2 + w_y^2)} = \sqrt{(3,19^2+0,98^2)}$= 3,35cm= $\delta_{max} < w_{max}$ = 800/200 = 4cm

<u>Συνδυασμός μόνο για κινητά φορτία</u>
$w_z = (5*0,01875*800^4)/(384*21000*1491)$= 3,19cm= $\delta_2 < w_{max}$ = 800/250 = 3,2cm

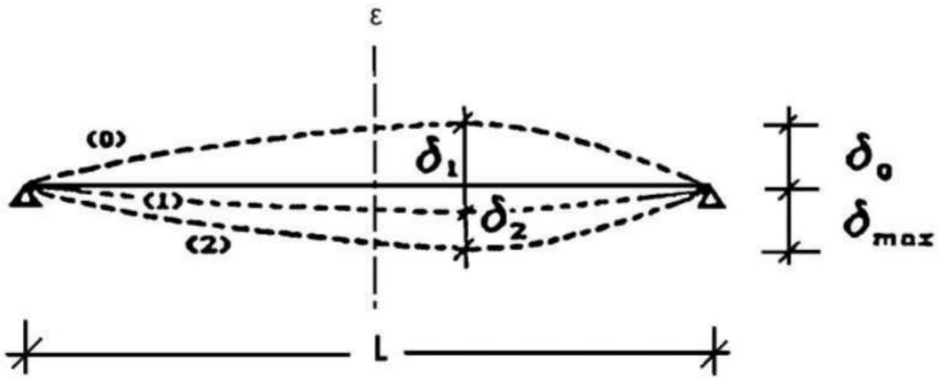
5.3 Έλεγχος βελών στην Ο.Κ.Λ. (SLS)

Όσον αφορά τον έλεγχο βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, αυτός εξασφαλίζει ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης και επίσης ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Τέτοιες περιπτώσεις αφορούν κατασκευές οι οποίες υπόκεινται σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με την ακαμψία της κατασκευής παρά με την αντοχή της.

Για τις μεταλλικές κατασκευές, προκειμένου να εξασφαλιστεί επαρκής δυσκαμψία υπολογίζονται οι μετακινήσεις και ελέγχεται ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στη συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φόρτισης λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς

φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα με την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις είναι δυνατόν να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων καταστάσεων, 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 γύψινες κατασκευές και ασβεστοκονιάματα), οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών, αλλαγές στη στατική λειτουργία του φορέα, που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.



Σχήμα 5.23 : Βέλη κάμψης

Το συνολικό βέλος ισούται με:

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

όπου: δ_{max} , είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις

δ_1 , είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων

δ_2 , είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

δ_0 , είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση (Εδώ δ_0=0)

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές:

Πίνακας 5.2 : Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

	δmax	δ2
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Η στέγη του υπό μελέτη κτιρίου ανήκει στην κατηγορία των μη βατών στεγών. Επομένως για τα ζυγώματα και την κεντρική κεφαλοδοκό θα πρέπει να ισχύει:

$$\delta_{max} = L/200$$
$$\delta_2 = L/250$$

όπου, L το μήκος του μέλους

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων για μονώροφα κτίριο πρέπει:

$$U_{max} = H/150$$

όπου, Η το ύψος του κτιρίου

- **Κατακόρυφες μετατοπίσεις**

Για τα ζυγώματα τα μέγιστα βέλη κάμψης λαμβάνουν τιμές:
$\delta_1 = 1{,}31cm$
$\delta_2 = 3{,}24cm < 1226/250= 4{,}9cm$
$\delta = \delta_1 + \delta_2 = 4{,}55cm < \delta_{max} = 1226/200 = 6{,}13cm \rightarrow$ Ο.Κ.

Για την κεντρική κεφαλοδοκό τα βέλη κάμψης λαμβάνουν τιμή:
$\delta= 0{,}9cm < \delta_{max} = 580/200 = 2{,}9cm \rightarrow$ Ο.Κ.

Για τον βραχύ πρόβολο τα βέλη κάμψης λαμβάνουν τιμή:
$\delta= 0{,}05cm < \delta_{max} = 40/300 = 0{,}13cm \rightarrow$ Ο.Κ.

- **Οριζόντιες μετατοπίσεις**

Από την ανάλυση προέκυψαν οι μέγιστες μετακινήσεις στη διεύθυνση Χ οι οποίες είναι:

$$U_{Xmax} = 0{,}3cm < U_{max} = 950/150 = 6{,}33\ cm \rightarrow \text{Ο.Κ.}$$

Από την ανάλυση προέκυψαν οι μέγιστες μετακινήσεις στη διεύθυνση Υ οι οποίες είναι:

$$U_{Ymax} = 0{,}7cm < U_{max} = 950/150 = 6{,}33\ cm \rightarrow \text{Ο.Κ.}$$

5.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Όσον αφορά την απαίτηση περιορισμού βλαβών, αυτή αποτελεί θεμελιώδη αρχή και πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σεισμογενείς περιοχές. Ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλάβει σεισμικές δυνάμεις με πιθανότητα εμφάνισης μεγαλύτερη από αυτή του σεισμού σχεδιασμού, χωρίς να παρουσιαστούν βλάβες και κατ΄επέκταση περιορισμοί χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα.

Η απαίτηση περιορισμού των βλαβών ικανοποιείται εφόσον ισχύουν τα ακόλουθα όρια για κάθε περίπτωση, για την τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου d_r , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου:

1. Για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό, συνδεδεμένα με το φορέα πρέπει: $d_r *v < 0{,}005*h$
2. Για κτίρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία πρέπει: $d_r *v < 0{,}0075*h$
3. Για κτίρια με μη φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη φέροντα στοιχεία: $d_r *v< 0{,}010*h$

όπου: h , είναι το ύψος του ορόφου

v , είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη την μικρότερη από τις περιόδους επαναφοράς του σεισμού βάσει του οποίου εξάγεται η απαίτηση περιορισμού των βλαβών

Συνιστώμενες τιμές για τον συντελεστή ν είναι οι παρακάτω:

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ I & II : $\nu = 0,5$

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΣΠΟΥΔΑΙΟΤΗΤΑΣ III & IV : $\nu = 0,4$

Σύμφωνα με τον EC 8 οι μετακινήσεις λόγω του σεισμού σχεδιασμού (για γραμμική ανάλυση) υπολογίζονται με βάση τις ελαστικές παραμορφώσεις του φορέα με τη βοήθεια της σχέσης:

$$d_s = q_d * d_e$$

όπου: d_s , είναι η μετακίνηση που προκαλείται από το σεισμό σχεδιασμού
q_d , είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
d_e , είναι η μετακίνηση όπως αυτή υπολογίζεται από τη γραμμική ανάλυση με βάση το φάσμα σχεδιασμού

Το κτίριο της παρούσας μελέτης υπάγεται στην περίπτωση 2. Δηλαδή πρέπει: $d_{rv} < 0,0075*h$

Επίσης ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II, άρα ν = 0,5.

Ο έλεγχος θα γίνει για την ανώτερη στάθμη του κτιρίου όπου και υπολογίζονται οι μέγιστες μετακινήσεις κατά τις δύο διευθύνσεις του σεισμού.

- Σεισμός κατά X

Από το πρόγραμμα προέκυψε: d_e = 25mm οπότε:
$d_r = q_d*d_e = 4*11,2 \rightarrow d_r = 44,8mm < 0,0075*12000 = 90\ mm = dr_v \rightarrow$ O.K.

- Σεισμός κατά Y

Από το πρόγραμμα προέκυψε: d_e = 8,4mm οπότε:
$d_r = q_d*d_e = 3*8,4 \rightarrow d_r = 25,2mm < 0,0075*12000 = 90\ mm = dr_v \rightarrow$ O.K.

Επομένως ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται.

5.5 Ικανοτικός έλεγχος

5.5.1 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Σύμφωνα με τον EC8, για την περίπτωση των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας πλάστιμο μέλος είναι η εφελκυόμενη διαγώνιος. Άρα, στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκυόμενοι ράβδοι. Από τις διαγώνιες ξεκινά και η διαστασιολόγηση του συνδέσμου με βάση την απαιτούμενη διατομή, ώστε η διατιθέμενη αντοχή σε εφελκυσμό να καλύπτει τις δράσεις που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό.

Όταν οι δύο διαγώνιες ράβδοι δε συνδέονται μεταξύ τους στο σημείο τομής τους, το μήκος λυγισμού κάθε διαγωνίου είναι ίσο προς το πραγματικό μήκος της (μετρούμενο μεταξύ θεωρητικών κόμβων του συνδέσμου). Σε περίπτωση σύνδεσης των διαγωνίων, όπως στη περίπτωση μας, το μήκος λυγισμού είναι ίσο προς το ήμισυ του μήκους της διαγωνίου, επειδή η ευσταθής εφελκυόμενη διαγώνιος προσφέρει ,στο μέσο της θλιβόμενης, πλευρική στήριξη.

Τα υπόλοιπα στοιχεία του συνδέσμου (κεφαλοδοκός, υποστυλώματα) θα πρέπει να διαστασιολογούνται ώστε να μην αστοχούν πριν τη διαρροή της διαγωνίου, να εξασφαλίζεται δηλαδή ότι ο σύνδεσμος δεν θα αστοχήσει πριν αναπτυχθούν πλαστικές παραμορφώσεις στη

διαγώνιο, και ότι θα απορροφηθεί, επομένως, σεισμική ενέργεια. Η επιλογή της διατομής ,έτσι, δεν γίνεται μόνο με βάση τα εντατικά μεγέθη αλλά και με την πρόσθετη απαίτηση να διαθέτουν υπεραντοχή ως προς τη διαγώνιο (ικανοτική απαίτηση).

Η αδιάστατη λυγηρότητα λ θα πρέπει να περιορίζεται σε: $\lambda \leq 1,50$.

Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε: $N_{pl,Rd} > N_{Ed}$

Έχουμε επιλέξει διατομή L180X18.

<u>Στοιχεία συνδέσμου δυσκαμψίας</u>
Διαγώνιο μήκος: L= 7,5m
Μήκος λυγισμού: L_{cr}= 3,75m
Διαστάσεις: h=b= 180mm, t= 18mm
Εμβαδόν: A= 61,91cm^2
Ροπές αδρανείας: I_y=I_z= 1866cm^4

<u>Έλεγχος λυγηρότητας</u>
Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_{cr}}{\pi}\sqrt{\frac{Af_y}{I_y E}}$$

$\lambda_y = \lambda_z = 0,73$
Επομένως, ισχύει η απαίτηση για την αδιάστατη λυγηρότητα: $\lambda = 0,73 < 1,5$

<u>Έλεγχος διαγωνίου σε εφελκυσμό</u>
Για τη διατομή προκύπτει καμπύλη λυγισμού b , άρα χ= 0,78
$N_{pl,Rd} = \chi * A * f_y/\gamma_{MO}$ = (0,78*61,91*23,5/1)= 1134,8KN > N_{Ed} = 2*112= 224KN
Επομένως, ο έλεγχος ικανοποιείται.

<u>Ικανοτικός Συντελεστής Ω</u>

$\Omega_I = \min(\Omega_1 , \Omega_2) = \min (N_{pl,Rd,I} / N_{Ed,i})$= min(1134,8/59,4) = 19,1
όπου: $N_{pl,Rd,I}$, είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i
$N_{Ed,I}$, είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

5.5.2 Κεφαλοδοκός

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

όπου: $N_{pl,Rd}$ (M_{ed}), είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN1993-1-1:2005, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης M_{ed}, τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
$N_{Ed,G}$, είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστύλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,E}$, είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή στο υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

γ_{ov} , είναι ο συντελεστής υπεραντοχής. Η τιμή η οποία αποδίδεται για χρήση σε μία χώρα δίδεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,25.

Ω , είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd} / N_{Ed,I}$ για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων.

Έχουμε επιλέξει διατομή HEA180.

<u>Στοιχεία κεφαλοδοκού</u>
Διαστάσεις: h= 171mm, b=180mm, t_w=6mm
Εμβαδόν: A= 45,25cm^2
Ροπές αδρανείας: I_y= 2510cm^4 , I_z= 924,6cm^4
$N_{Ed,G}$ = 0KN
$N_{Ed,E}$ = 15,3KN

Επομένως, η επαυξημένη δρώσα αξονική στην κεφαλοδοκό είναι:

$N_{ικανοτ.} = N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$ = 401,8KN

Η κεφαλοδοκός υπόκειται μόνο σε αξονική θλιπτική δύναμη, ενώ η κάμψη και η τέμνουσα που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδυασμό είναι μηδενικές.

<u>Λυγηρότητες</u>
$\lambda_1 = \pi * \sqrt{(E/f_y)}$= 93,9
λ_y = 0,83
λ_z = 1,37

<u>Συντελεστές χ_y και χ_z</u>
Επιλέγεται η καμπύλη λυγισμού b ως προς τον άξονα y-y και c ως προς τον άξονα z-z . Άρα:
χ_y = 0,77
χ_z = 0,42
$\chi_{min} = \min(\chi_y , \chi_z)$= 0,42

$N_{b,Rd} = (\chi_{min} * A * f_y / \gamma_{M1})$= 0,42*45,25*23,5= 446,7KN > $N_{ικανοτ.}$ = 401,8KN

Επομένως, ο έλεγχος ικανοποιείται.

5.5.3 Υποστύλωμα

Έχουμε επιλέξει διατομή HEB320.

<u>Στοιχεία υποστυλώματος</u>
Διαστάσεις: h= 320mm, b=300mm, t_w=11,5mm, t_f = 20,5mm
Εμβαδόν: A= 161,3cm^2
Ροπές αδρανείας: I_y= 10820cm^4, I_z= 9239cm^4
L= 9,5m, L_{cr} = 4,75m
$N_{Ed,G}$ = 144,7KN
$N_{Ed,E}$ = 88,3KN

Επομένως, η επαυξημένη δρώσα αξονική στην κεφαλοδοκό είναι:

$N_{ικανοτ.} = N_{Ed,G} + 1,1* \gamma_{ov}* N_{Ed,E} = 2643,7$ KN

<u>Λυγηρότητες</u>
$\lambda_1 = \pi*\sqrt{(E/f_y)} = 93,9$
$\lambda_y = 0,62$
$\lambda_z = 0,67$

<u>Συντελεστές χ_y και χ_z</u>
Επιλέγεται η καμπύλη λυγισμού b ως προς τον άξονα y-y και c ως προς τον άξονα z-z . Άρα:
$\chi_y = 0,83$
$\chi_z = 0,74$
$\chi_{min} = \min(\chi_y , \chi_z) = 0,74$

$N_{b,Rd} = (\chi_{min}*A*f_y/\gamma_{M1}) = 0,74*161,3*23,5 = 2805,1KN > N_{ικανοτ.} = 2643,7KN$

Επομένως, ο έλεγχος ικανοποιείται.

5.6 Έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως

Ο φορέας παραμορφώνεται λόγω των σεισμικών δράσεων. Οι παραμορφώσεις αυτές προκαλούν συχνά αύξηση της έντασης. Αυτό ονομάζεται μεταβολή της έντασης λόγω φαινομένων δευτέρας τάξεως. Σύμφωνα με τον EC8 (αντίστοιχο κεφάλαιο στον ΕΑΚ2000-παράγραφος 4.1.2.2), τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν σε όλους τους ορόφους και σε κάθε διεύθυνση ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ δεν υπερβαίνει την τιμή 0,10.

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

όπου: θ, είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου

P_{tot}, είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

d_r, είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται όπως και στον έλεγχο περιορισμού των βλαβών

V_{tot}, είναι η συνολική τέμνουσα ορόφου

h, το ύψος του ορόφου

Επιπλέον:

Εάν $0,1 < \theta < 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $1/(1-\theta)$.

Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

Για το δυσμενέστερο πλαισιακό σύστημα προσδιορίζεται ο δείκτης θ και για τις δύο διευθύνσεις X και Y.

Για διεύθυνση X

- d_r= 44,8mm
- P_{tot}= 2640,3KN (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
- V_{tot}= 110,4KN (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά X)
- h= 12000mm

Άρα: θ= (2640,3*44,8)/(110,4*12000)= 0,09<0,1

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Για διεύθυνση Y

- d_r= 25,2mm
- P_{tot}= 2640,3KN (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
- V_{tot}= 190,3KN (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά Y)
- h= 12000 mm

Άρα: θ= (2640,3*25,2)/(190,3*12000)= 0,03<0,1

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

6. ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

6.1 Γενικά

Οι συνδέσεις των μελών μιας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν σημαντικό και αναπόσπαστο κομμάτι της μελέτης και ανέγερσής της. Μέσω της κατάλληλης διαμόρφωσης των συνδέσεων θα πρέπει να εξασφαλίζεται η ανάπτυξη της πλήρους πλαστικής ικανότητας των μελών δηλαδή την πλήρη εκμετάλλευση των αντοχών των μελών της κατασκευής.

Η διαμόρφωση και ο υπολογισμός των συνδέσεων πρέπει να γίνεται με τέτοιο τρόπο που να συμβάλουν στην όσο το δυνατό πιο εύκολη και γρήγορη ανέγερση. Οι συνδέσεις δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου και θα πρέπει να παρέχεται η δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη κατασκευή.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

1. συνδέσεις με μηχανικά μέσα (π.χ. κοχλίες, ήλοι, πείροι κ.λπ.)
2. συγκολλήσεις (εσωραφές – εξωραφές)

Τα μέσα συνδέσεων στις διάφορες συνδέσεις μελών, μπορούν να είναι είτε ανεξάρτητα μεταξύ τους , είτε σε συνδυασμό. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίες ή ήλους είναι συνήθως πολύ μεγάλες και δαπανηρές. Κατά συνέπεια προτιμώνται συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με μερική συγκόλληση και κοχλίωση (που είναι και οι πιο διαδεδομένες).

Η διαμόρφωση των κόμβων μιας κατασκευής εξαρτάται από τις διατομές των στοιχείων που πρόκειται να συνδεθούν και την επιδιωκόμενη συμπεριφορά τους από την πλευρά της αντοχής και δυσκαμψίας τους. Όσον αφορά την αντοχή τους, οι κόμβοι κατατάσσονται ως πλήρους ή μερικής αντοχής, ανάλογα με το αν η ροπή τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από την ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στη συγκεκριμένη διεύθυνση. Οι κόμβοι λαμβάνονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Ως προς τη δυσκαμψία, οι κόμβοι κατατάσσονται σε αρθρωτούς, ημιάκαμπτους ή άκαμπτους. Οι αρθρωτοί κόμβοι προσομοιώνονται ως αρθρώσεις, οι άκαμπτοι ως πακτώσεις και οι ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων προσομοιώνουν μια ενδιάμεση κατάσταση.

Πίνακας 6.1: Ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής για κοχλίες (Πίνακας 3.1, EN1993-1-8:2005)

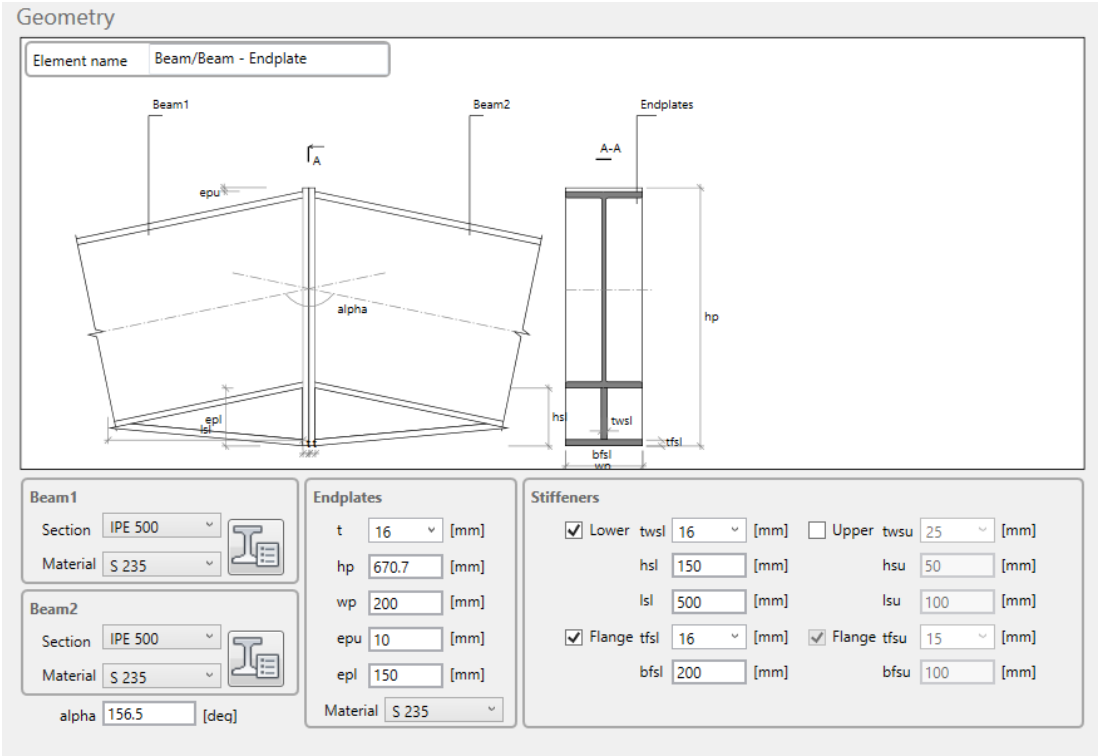
Ποιότητα κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm^2)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm^2)	400	500	600	800	1000

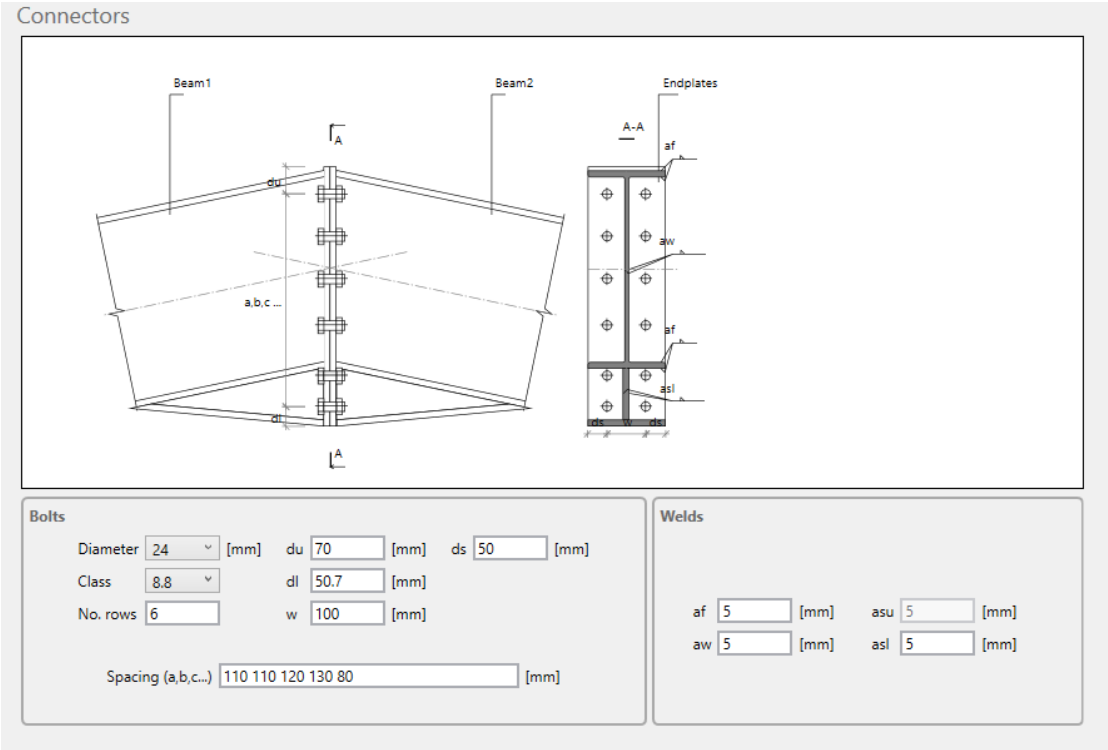
Πίνακας 6.2: Απαιτούμενοι έλεγχοι για τις κατηγορίες κοχλιωτών συνδέσεων (Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής, Πίνακας 5.6)

Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
Συνδέσεις διάτμησης		
A άντυγας	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9.
B ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας βλέπε 3.9.
C ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την αντοχή σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας βλέπε 3.9. $N_{net,Rd}$ βλέπε EN 1993-1-1
Συνδέσεις εφελκυσμού		
D χωρίς προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες κοχλιών από 4.6 μέχρι και 10.9. $B_{p,Rd}$, βλέπε Πίνακα 3.4.
E με προένταση	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9. $B_{p,Rd}$, βλέπε Πίνακα 3.4.
Η εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού $F_{t,Ed}$ πρέπει να περιλαμβάνει κάθε δύναμη οφειλόμενη σε δράσεις επαφής, βλέπε 3.11. Οι κοχλίες που υπόκεινται σε ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμό πρέπει να ικανοποιούν και τα κριτήρια που δίνονται στον Πίνακα 3.4.		

Η διαστασιολόγηση των συνδέσεων έγινε στο πρόγραμμα MASTER EC3 Steel Connections, το οποίο προσφέρει πληθώρα επιλογών σύνδεσης.

6.2 Σύνδεση ζυγωμάτων





Final verification

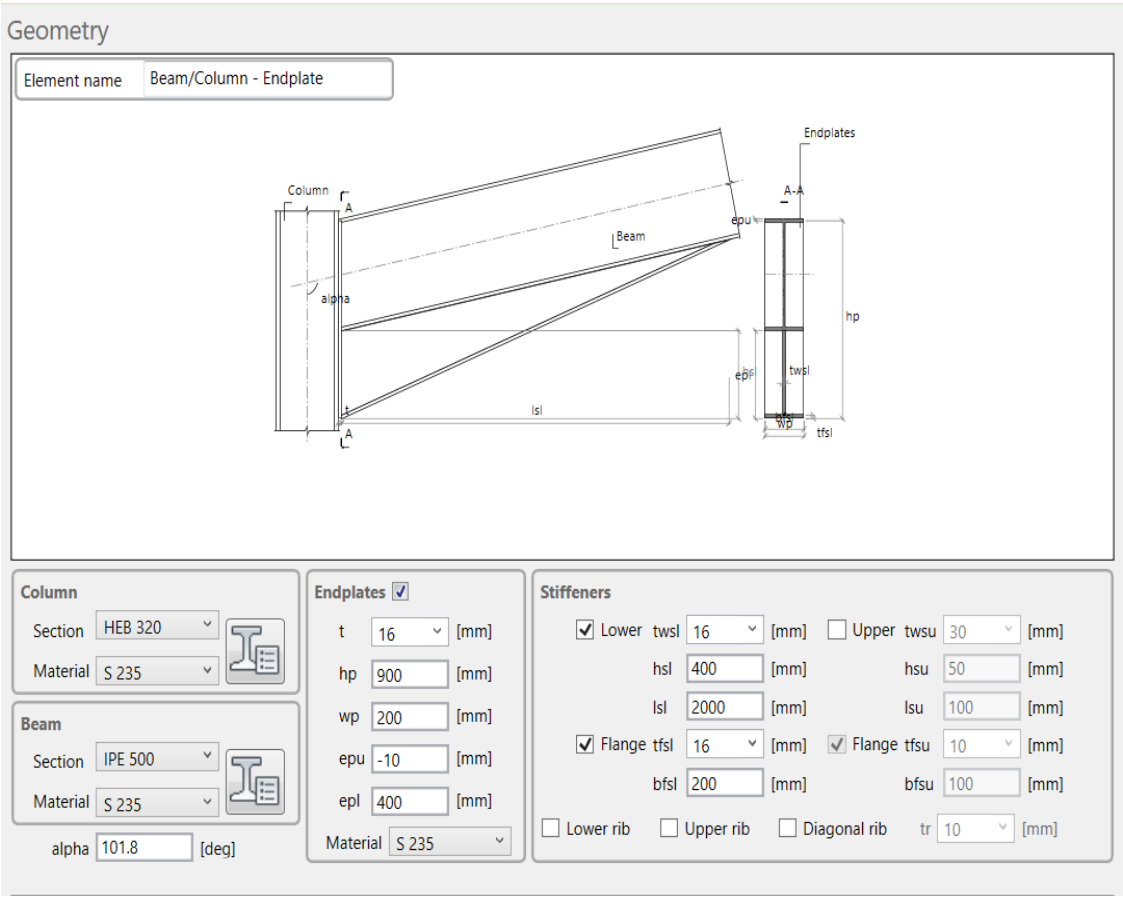
Connection verification:

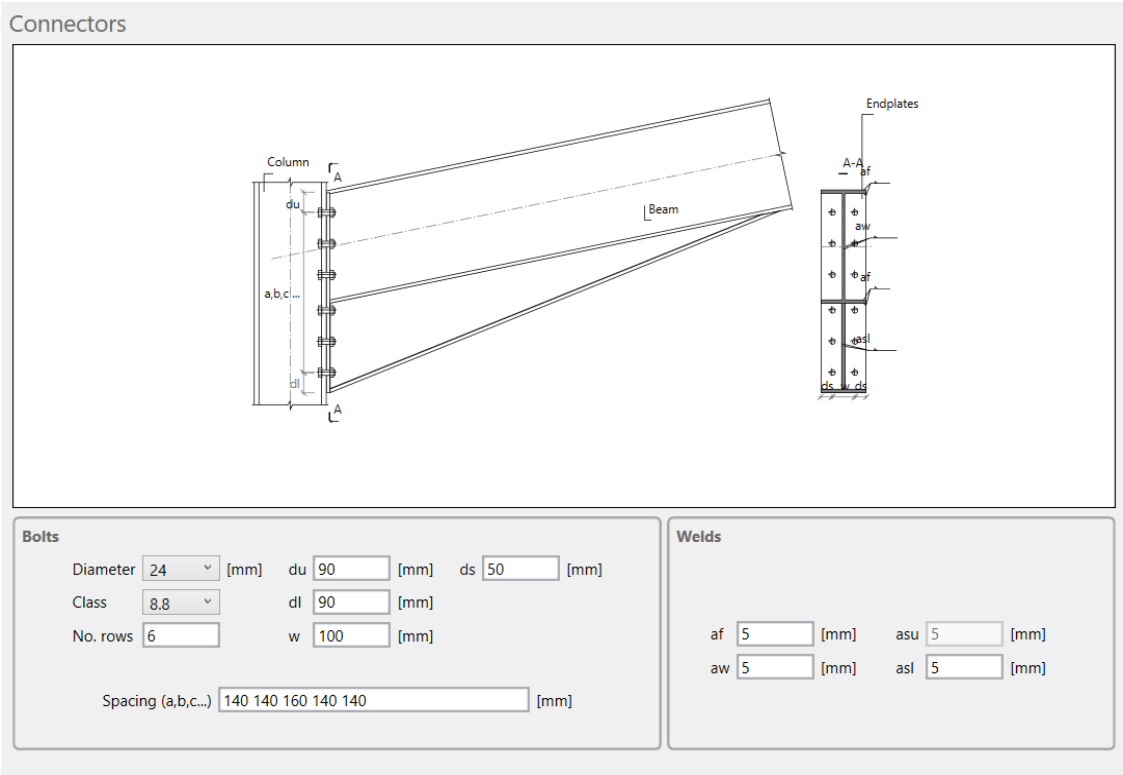
Verification of connection	F_{Ed} – force	F_{Rd} - capacity	Ratio F_{Ed}/F_{Rd}
$N_{j,Rd}$ - Tension capacity	N = 63.06 kN	$N_{j,Rd}$ = 1221.15 kN	5 %
$M_{j,Rd}$ - Bending capacity	M = 377 kNm	$M_{j,Rd}$ = 401.17 kNm	94 %
$M / M_{j,Rd} + N/N_{j,Rd}$ - interaction N+M	N = 63.06 kN M = 377 kNm	$N_{j,Rd}$ = 1221.15 kN $M_{j,Rd}$ = 401.17 kNm	99 %
$V_{j,Rd}$ - Shear capacity	V = 109.16 kN	$V_{j,Rd}$ = 1292.53 kN	8 %
Welds	182.1 MPa	360 MPa	51 %

The connection conforms to the (EN 1993-1-8:2005/AC:2009)

Σχήμα 6.1: Σύνδεση ζυγωμάτων

6.3 Σύνδεση ζυγώματος-υποστυλώματος





Final verification

Connection verification:

Verification of connection	F_{Ed} – force	F_{Rd} - capacity	Ratio F_{Ed}/F_{Rd}
Column web for shear	V_{wc} = 472,24 kN	$V_{wc,Rd}$ = 632,17 kN	75 %
$M_{j,Rd}$ - Bending capacity	M_b = -376 kNm	$M_{j,Rd}$ = 422,54 kNm	89 %
$M_b/M_{j,Rd}$ + $N/N_{c,Rd}$ - interaction N+M	N = -84 kN M_b = -376 kNm	$N_{j,Rd}$ = [v_NjRd] kN $M_{j,Rd}$ = 422,54 kNm	96 %
$V_{j,Rd}$ - Shear capacity	V = 94 kN	$V_{j,Rd}$ = 1928,26 kN	6 %
Welds	78,34 MPa	360 MPa	22 %
$N_{c,Rd}$ - Compression capacity of beam	N = -84 kN	$N_{c,Rd}$ = 2714,77 kN	3,09 %
$M_{c,Rd}$ - Bending capacity of beam	M = -376 kNm	$M_{c,Rd}$ = 515,65 kNm	72,92 %
$V_{c,Rd}$ - Shear capacity of beam	V = 94 kN	$V_{c,Rd}$ = 812,35 kN	11,57 %
$N_{c,Rd}$ - Compression capacity of column upper	N = -211 kN	$N_{c,Rd}$ = 3791,56 kN	5,56 %
$M_{c,Rd}$ - Bemding capacity of column upper	M = -376 kNm	$M_{c,Rd}$ = 505,1 kNm	74,44 %
$V_{c,Rd}$ - Shear capacity of column upper	V = 69 kN	$V_{c,Rd}$ = 702,41 kN	9,82 %

The connection conforms to the (EN 1993-1-8:2005/AC:2009)

Σχήμα 6.2: Σύνδεση ζυγώματος-υποστυλώματος

7. ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ

Παρακάτω παρουσιάζεται μια ενδεικτική κοστολόγηση.

Πίνακας 7.1 : Ανάλυση Κοστολόγησης

Φέρων στοιχείο	Διατομή	Μήκος (m)	Ποσότητα	Συνολικό Μήκος Στοιχείου (m)	Βάρος (kg)
Υποστυλώματα	HEB320	9,5	20	190	24130
Ζυγώματα	IPE500	12,26	20	245,2	22239,64
Κεφαλοδοκός	HEA180	5,8	27	156,6	5559,3
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	L150 X 18	7,05	36	253,8	6928,74
Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	L180 X 18	11,13	12	133,56	6491,016
Μετωπικά υποστυλώματα	HEA300	10,33	4	41,32	3636,16
		11,16	4	44,64	3928,32
		12	1	12	1056
Υποστυλώματα παταριού	HEA180	5	10	50	1775
Δοκοί Παταριού	IPE300	12	10	120	5064
		5,8	13	75,4	3181,88
		1,2	13	15,6	658,32
Τεγίδες Αμφιέρειστες	IPE160	5,8	126	730,8	11546,64
Τεγίδες Τριών Ανοιγμάτων	IPE140	17,4	42	730,8	9427,32
Τεγίδες Gerber	IPE120	7,5	14	105	1092
	IPE120	6,65	56	372,4	3798,48
	IPE120	4,1	28	114,8	1170,96
	HEB120	6,65	28	186,2	4971,54
Πλευρικές Μηκίδες	IPE160	5,8	126	730,8	11546,64
Μετωπικές Μηκίδες	IPE140	4	77	308	3973,2
	SHS 150x8	8	5	40	1404
Βραχείς πρόβολοι	HEA180	0,4	16	6,4	227,2
Δοκός κύλισης	HEB340	5,8	14	81,2	10880,8

Συνολικό Βάρος (kg)	144687,156
Συνολικό Βάρος (tn)	144,687156
Τιμή χάλυβα (χωρίς εργασία)	750€/tn
Τιμή φύλλων επικάλυψης (χωρίς εργασίας)	21€/m^2
Εμβαδόν φύλλων επικάλυψης	2787,8m^2
Κόστος χάλυβα	108515,367
Κόστος επικάλυψης	58543,8
Συνολικό Κόστος	*167.059,20 €*

Συμπεράσματα

Η παρουσία της γερανογέφυρας καθιστά σύνθετη τη μελέτη αυτού του είδους των κτιρίων λόγω του πλήθους των συνδυασμού φορτίσεών της και των πολλών δυνατών θέσεων της κατά μήκος του κτιρίου. Προτείνεται για περαιτέρω έρευνα η επίλυση της γερανογέφυρας με τις λειτουργίες των Moving Loads (Path, Vehicle Live) ώστε να μην χρειαστεί ο υπολογισμός των φορτίων της γερανογέφυρας και έπειτα η διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης στο χέρι. Ακόμη θα εξοικονομήσουμε χρόνο από την προσθήκη των φορτίων σε κάθε πιθανή θέση του φορέα, αλλά και θα προσομοιώσουμε καλύτερα τη λειτουργία της γερανογέφυρας.

Δεν έχουν συμπεριληφθεί οι τυχηματικές φορτίσεις της γερανογέφυρας, που αφορούν επιτάχυνση και επιβράδυνσή της, αλλά και την πρόσκρουση επί των στοιχείων τέρματος στα άκρα των τροχών και του ανυψωμένου φορτίου σε εμπόδια.

Βιβλιογραφία

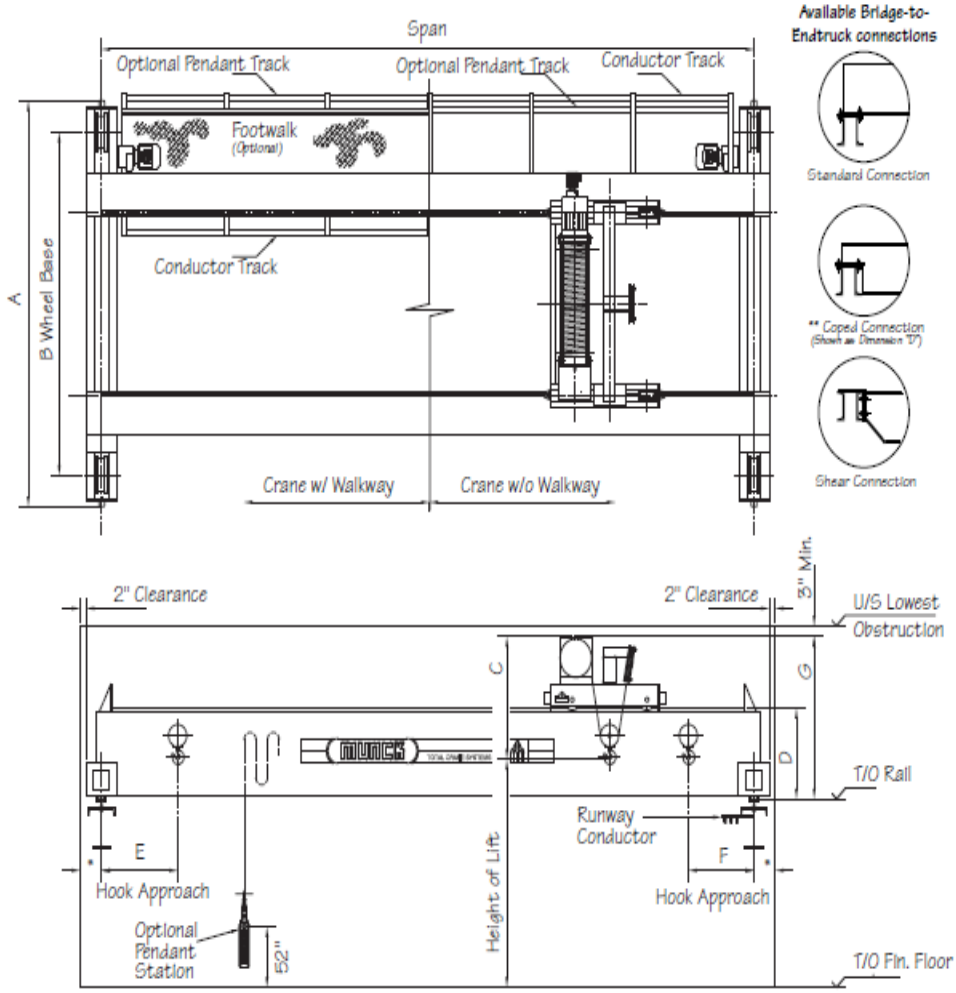
1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) - «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
2. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013) - «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
3. Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού (EN1990:2002)
4. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών – Μέρος 1-3: Φορτία Χιονιού (EN1991-1-3:2003)
5. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών – Μέρος 1.1: Γενικές Δράσεις-Πυκνότητες, ίδιο βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια (EN1991-1-5:2003)
6. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών – Μέρος 1.5: Θερμοκρασιακές Δράσεις (EN1991-1-5:2003)
7. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών – Μέρος 1.4: Δράσεις Ανέμου (EN1991-1-4:2005)
8. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις επί των κατασκευών – Μέρος 3: Φορτία οφειλόμενα σε γερανούς και μηχανές (EN1991-3:2006)
9. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα – Μέρος 1.8: Γενικοί κανόνες – Σχεδιασμός κόμβων (EN1993-1-8:2003)
10. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα – Μέρος 1.1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια (EN1993-1-1:2005)
11. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα – Μέρος 6: Κατασκευές που υποστηρίζουν γερανούς (EN1993-6:2007)
12. Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός 2000 – ΕΑΚ 2000
13. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κτιρίων – Μέρος 1 (EC8)
14. Εκπαιδευτικές σημειώσεις για τη χρήση Ευρωκωδίκων EN1991–1-4/ΤΕΕ, Μαλακάτας Ν. , Τρέζος Κ.
15. Ηλεκτρονικές σημειώσεις από τις παραδόσεις των μαθημάτων Σιδηρές Κατασκευές Ι & Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ
16. Ιστοσελίδα της εταιρείας MUNCK - http://munck-cranes.no
17. Rochester Institute of Technology, Human Factors Laboratory - “Increasing Productivity and Safety in Manual Overhead Bridge Crane Operation”
18. Ιστοσελίδα της εταιρείας CSI (Computers and Structures,Inc.) για εγχειρίδια προγράμματος SAP2000- https://www.csiamerica.com/support/watch-and-learn
19. Πρόγραμμα στατικής ανάλυσης LinPro
20. Πρόγραμμα συνδέσεων Master EC3 Steel Connections

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Χαρακτηριστικά γερανογέφυρας

Crane Reference Diagram

All data may be referenced to the following crane diagram. Travel speeds are nominal and may vary ±10%. Other travel speeds are available on request. Dimensions E & F are given at high hook and are measured from the centerline of the runway rail to the centerline of the hoist hook and do not take into consideration the downshop conductor system.



* 8" Minimum for 5-15 tonne capacity
10" Minimum for 20-70 tonne capacity

Munck Cranes Inc. assumes no responsibility for, but not limited to, any events or damages which occur as a result of the use of any data contained in this brochure. It should be noted that these figures are supplied to give a general understanding of the specifications relating to any particular capacity of top running, double girder, overhead crane and should not be taken as a basis for construction of any kind. All calculations for actual work to be performed should be done so only by a recognized professional in the industry and only after the unique situations and circumstances to the particular job or job site are considered.

HOIST DATA								CRANE DATA						
Crane Capacity (Tonnes)	Hoist Model	Available Lift Height (ft.)	Trolley Hoist Weight (lbs.)	C	E	F	Hoist Speed (ft./min.)	SPAN (ft.)	A	B	D** (in.)	G (in.)	Crane Weight Excluding Hoist (lbs.)	Maximum Static Wheel Load (lbs.)
3	3101-1426 3101-2426 3101-3426 3101-4426 3101-5426	23 33 41 56 * 70 *	990 1015 1035 1125 1145	2'-2" 2'-2" 2'-2" 2'-2" 2'-2"	2'-4" 2'-4" 2'-4" 2'-4" 2'-4"	2'-1" 2'-1" 2'-1" 2'-1" 2'-1"	Single Speed: 15.5 Two Speed: 15.5 & 2.4	-20	10'-8"	9'-6"	13	32	2735	4150
								21-25	10'-8"	9'-6"	15	34	3435	4405
								26-30	10'-8"	9'-6"	16	35	4415	4705
								31-35	10'-8"	9'-6"	19	38	5600	5040
								36-40	10'-8"	9'-6"	19	38	6990	5420
								41-45	10'-8"	9'-6"	21	40	8190	5740
								46-50	10'-8"	9'-6"	24	43	10075	6225
								51-55	10'-8"	9'-6"	24	43	11745	6660
								56-60	10'-8"	9'-6"	27	46	14435	7345
								61-65	10'-10"	9'-6"	35	54	15220	7555
								66-70	13'-4"	12'-0"	38	57	17370	8100
								71-75	13'-4"	12'-0"	39	58	19410	8615
								76-80	13'-4"	12'-0"	42	61	21560	9165
								81-85	16'-4"	15'-0"	44	63	24295	9850
								86-90	16'-4"	15'-0"	49	68	27800	10735
								91-95	16'-4"	15'-0"	50	69	30800	11490
								96-100	16'-4"	15'-0"	51	70	32485	11915
5	3111-1426 3111-2426 3111-3426 3111-4426 3111-5426	23 33 41 56 * 70 *	990 1015 1035 1125 1145	2'-2" 2'-2" 2'-2" 2'-2" 2'-2"	2'-4" 2'-4" 2'-4" 2'-4" 2'-4"	2'-1" 2'-1" 2'-1" 2'-1" 2'-1"	Single Speed: 15.5 Two Speed: 15.5 & 2.4	-20	10'-8"	9'-6"	15	34	3075	6205
								21-25	10'-8"	9'-6"	16	35	3975	6560
								26-30	10'-8"	9'-6"	19	38	5395	6995
								31-35	10'-10"	9'-6"	19	38	7055	7475
								36-40	10'-10"	9'-6"	21	40	8600	7900
								41-45	10'-10"	9'-6"	24	43	9475	8160
								46-50	10'-10"	9'-6"	24	43	11705	8745
								51-55	10'-10"	9'-6"	32	51	11750	8780
								56-60	10'-10"	9'-6"	32	51	13050	9125
								61-65	10'-10"	9'-6"	35	54	15220	9685
								66-70	13'-4"	12'-0"	38	57	17195	10190
								71-75	13'-4"	12'-0"	39	58	18950	10640
								76-80	13'-4"	12'-0"	42	61	21570	11310
								81-85	16'-4"	15'-0"	44	63	24545	12060
								86-90	16'-4"	15'-0"	49	68	28010	12935
								91-95	16'-4"	15'-0"	50	69	30875	13605
								96-100	16'-4"	15'-0"	51	70	32565	14090
7.5	3121-1426 3121-2426 3121-3426 3121-4426 3121-5426	21 29 40 55 * 68 *	1210 1255 1390 1540 1585	2'-9" 2'-9" 2'-9" 2'-9" 2'-9"	2'-4" 2'-4" 2'-4" 2'-4" 2'-4"	2'-1" 2'-1" 2'-1" 2'-1" 2'-1"	Single Speed: 16 Two Speed: 16 & 5	-20	10'-10"	9'-6"	17	38	3660	9010
								21-25	10'-10"	9'-6"	19	40	4945	9520
								26-30	10'-10"	9'-6"	19	40	6275	9980
								31-35	10'-10"	9'-6"	21	42	7315	10330
								36-40	10'-10"	9'-6"	24	45	9180	10865
								41-45	10'-10"	9'-6"	24	45	11135	11405
								46-50	10'-10"	9'-6"	27	48	13090	11935
								51-55	10'-10"	9'-6"	35	56	12340	11785
								56-60	10'-10"	9'-6"	35	56	13625	12135
								61-65	10'-10"	9'-6"	38	59	16085	12775
								66-70	13'-4"	12'-0"	38	59	17700	13200
								71-75	13'-5"	12'-0"	39	60	19425	13645
								76-80	13'-7"	12'-0"	42	63	22225	14365
								81-85	16'-7"	15'-0"	44	65	24785	15015
								86-90	16'-7"	15'-0"	49	70	28290	15905
								91-95	16'-7"	15'-0"	50	71	30065	16365
								96-100	16'-7"	15'-0"	51	72	32755	17045
10	3122-1426 3122-2426 3122-3426 3122-4426 3122-5426	21 29 40 55 * 69 *	1265 1310 1445 1595 1640	2'-9" 2'-9" 2'-9" 2'-9" 2'-9"	2'-4" 2'-4" 2'-4" 2'-4" 2'-4"	2'-1" 2'-1" 2'-1" 2'-1" 2'-1"	Single Speed: 16 Two Speed: 16 & 5	-20	10'-10"	9'-6"	17	38	3890	11555
								21-25	10'-10"	9'-6"	19	40	4885	12050
								26-30	10'-10"	9'-6"	21	42	6520	12625
								31-35	10'-10"	9'-6"	24	45	7740	13045
								36-40	10'-10"	9'-6"	24	45	10090	13725
								41-45	10'-10"	9'-6"	27	48	11935	14255
								46-50	10'-10"	9'-6"	35	56	11280	14145
								51-55	11'-0"	9'-6"	38	59	13735	14805
								56-60	11'-0"	9'-6"	38	59	15035	15165
								61-65	11'-0"	9'-6"	40	61	17180	15735
								66-70	13'-7"	12'-0"	42	63	19100	16245
								71-75	13'-7"	12'-0"	44	65	21215	16795
								76-80	13'-7"	12'-0"	45	66	23130	17295
								81-85	16'-7"	15'-0"	49	70	26380	18125
								86-90	16'-7"	15'-0"	49	70	28425	18650
								91-95	16'-7"	15'-0"	49	70	31695	19490
								96-100	16'-7"	15'-0"	51	72	34010	20075

* Note: Crane wheel base (B) may vary with these hoist selections.

HOIST DATA								CRANE DATA						
Crane Capacity (Tonnes)	Hoist Model	Available Lift Height (ft.)	Trolley Hoist Weight (lbs.)	C	E	F	Hoist Speed (ft./min.)	SPAN (ft.)	A	B	D •• (in.)	G (in.)	Crane Weight Excluding Hoist (lbs.)	Maximum Static Wheel Load (lbs.)
15	3131-1426 3131-2426 3131-3426 3131-4426	26 36 49 70 *	2115 2180 2325 2465	3'-3" 3'-3" 3'-3" 3'-3"	2'-8" 2'-8" 2'-8" 2'-8"	2'-6" 2'-6" 2'-6" 2'-6"	Single Speed: 16 Two Speed: 16 & 5	-20	11'-0"	9'-6"	21	47	5165	16810
								21-25	11'-0"	9'-6"	21	47	6530	17590
								26-30	11'-0"	9'-6"	24	50	7835	18215
								31-35	11'-0"	9'-6"	24	50	10295	19040
								36-40	11'-0"	9'-6"	27	53	11990	19625
								41-45	11'-0"	9'-6"	38	64	11555	19635
								46-50	11'-2"	9'-6"	38	64	13710	20275
								51-55	11'-2"	9'-6"	41	67	15600	20830
								56-60	11'-2"	9'-6"	43	69	17515	21375
								61-65	11'-2"	9'-6"	49	75	20105	23500
								66-70	13'-9"	12'-0"	49	75	22120	22630
								71-75	13'-9"	12'-0"	49	75	25015	23395
								76-80	13'-9"	12'-0"	50	76	27280	24000
								81-85	16'-9"	15'-0"	50	76	32200	25260
								86-90	16'-9"	15'-0"	52	78	34755	25930
								91-95	16'-9"	15'-0"	53	79	38345	26855
								96-100	16'-9"	15'-0"	56	82	41350	27625
20	3141-1426 3141-2426 3141-3426 3141-5426	26 39 * 63 * 82 *	2970 3125 3235 3565	3'-5" 3'-5" 3'-5" 3'-5"	2'-8" 2'-8" 2'-8" 2'-8"	2'-6" 2'-6" 2'-6" 2'-6"	Single Speed: 16 Two Speed: 16 & 5	-20	11'-2"	9'-6"	20	49	6000	22310
								21-25	11'-2"	9'-6"	24	53	7320	23235
								26-30	11'-2"	9'-6"	25	54	9375	24145
								31-35	11'-2"	9'-6"	28	57	11680	25005
								36-40	11'-2"	9'-6"	39	68	11530	25180
								41-45	11'-2"	9'-6"	42	71	13100	25740
								46-50	11'-3"	9'-6"	46	75	15070	26360
								51-55	11'-3"	9'-6"	50	79	17575	27095
								56-60	11'-3"	9'-6"	50	79	19655	27705
								61-65	11'-3"	9'-6"	50	79	22000	28370
								66-70	13'-9"	12'-0"	51	80	25750	29370
								71-75	13'-9"	12'-0"	53	82	28410	30100
								76-80	13'-9"	12'-0"	56	85	31220	30845
								81-85	17'-1"	15'-0"	56	85	36655	32250
								86-90	17'-1"	15'-0"	63	92	40715	33300
								91-95	17'-1"	15'-0"	63	92	44885	34380
								96-100	17'-1"	15'-0"	63	92	46955	34925
25	3131-1626 3131-2626 3131-3626 3131-4626	17 24 33 * 46 *	2995 3105 3545 3685	4'-7" 4'-7" 4'-7" 4'-7"	3'-2" 3'-2" 3'-2" 3'-2"	3'-1" 3'-1" 3'-1" 3'-1"	Single Speed: 11 Two Speed: 11 & 4	-20	11'-2"	9'-6"	20	48	6535	26430
								21-25	11'-2"	9'-6"	24	52	7795	27655
								26-30	11'-2"	9'-6"	27	55	10010	28815
								31-35	11'-2"	9'-6"	28	56	13075	30015
								36-40	11'-2"	9'-6"	39	67	12115	30100
								41-45	11'-2"	9'-6"	43	71	13920	30600
								46-50	11'-2"	9'-6"	47	75	15975	31520
								51-55	14'-1"	12'-0"	50	78	20325	32770
								56-60	14'-1"	12'-0"	48	76	22600	33475
								61-65	14'-1"	12'-0"	51	79	25545	34330
								66-70	14'-1"	12'-0"	55	83	27740	34980
								71-75	14'-1"	12'-0"	56	84	31370	35975
								76-80	14'-1"	12'-0"	57	85	34600	36855
								81-85	17'-1"	15'-0"	58	86	39665	38190
								86-90	17'-1"	15'-0"	63	91	42500	38960
								91-95	17'-1"	15'-0"	63	91	46655	40050
								96-100	17'-1"	15'-0"	63	91	50425	41040
30	3141-1626 3141-2626 3141-3626 3141-5626	17 26 42 * 55 *	3875 3985 4425 4565	5'-9" 5'-9" 5'-9" 5'-9"	3'-4" 3'-4" 3'-4" 3'-4"	2'-11" 2'-11" 2'-11" 2'-11"	Single Speed: 11 Two Speed: 11 & 4	-20	11'-5"	9'-6"	25	61	7725	32100
								21-25	11'-5"	9'-6"	25	61	9890	33665
								26-30	11'-5"	9'-6"	28	64	11745	34810
								31-35	11'-5"	9'-6"	39	75	11980	35355
								36-40	11'-7"	9'-6"	42	78	13940	36245
								41-45	14'-1"	12'-0"	45	81	16330	37090
								46-50	14'-1"	12'-0"	50	86	18700	37915
								51-55	14'-1"	12'-0"	51	87	20885	38645
								56-60	14'-1"	12'-0"	51	87	24100	39600
								61-65	14'-1"	12'-0"	54	90	26655	40375
								66-70	14'-1"	12'-0"	57	93	29630	41230
								71-75	14'-1"	12'-0"	62	98	32945	42155
								76-80	14'-1"	12'-0"	62	98	37635	43415
								81-85	17'-1"	15'-0"	63	99	41000	44330
								86-90	17'-1"	15'-0"	63	99	45550	45535
								91-95	17'-1"	15'-0"	67	103	49385	46555
								96-100	17'-1"	15'-0"	67	103	53845	47720

* Note: Crane wheel base (B) may vary with these hoist selections.

HOIST DATA								CRANE DATA						
Crane Capacity (Tonnes)	Hoist Model	Available Lift Height (ft.)	Trolley Hoist Weight (lbs.)	C	E	F	Hoist Speed (ft./min.)	SPAN (ft.)	A	B	D ** (in.)	G (in.)	Crane Weight Excluding Hoist (lbs.)	Maximum Static Wheel Load (lbs.)
40	3141-1826	13	4150	5'-1"	3'-5"	3'-0"	Single Speed: 8	-20	11'-5"	9'-6"	28	64	8375	41700
	3141-2826	20	4260	5'-1"	3'-5"	3'-0"		21-25	11'-5"	9'-6"	28	64	10140	43535
	3141-3826	31 *	4810	5'-1"	3'-5"	3'-0"	Two Speed: 8 & 2.5	26-30	11'-5"	9'-6"	39	75	10855	44645
	3141-5826	41 *	5185	5'-1"	3'-5"	3'-0"		31-35	11'-7"	9'-6"	43	79	12695	45775
								36-40	14'-1"	12'-0"	46	82	15370	46940
								41-45	14'-1"	12'-0"	51	87	18310	48065
								46-50	14'-1"	12'-0"	51	87	20195	48845
								51-55	14'-1"	12'-0"	53	89	23320	49885
								56-60	14'-1"	12'-0"	55	91	26470	50880
								61-65	14'-1"	12'-0"	59	95	29580	51840
								66-70	14'-1"	12'-0"	63	99	32610	52750
								71-75	14'-1"	12'-0"	63	99	37975	54225
								76-80	14'-1"	15'-0"	63	99	41460	55210
								81-85	17'-1"	15'-0"	63	99	48455	57060
								86-90	17'-1"	15'-0"	67	103	51495	57915
								91-95	17'-1"	15'-0"	70	106	55160	58915
								96-100	17'-1"	15'-0"	75	111	58760	59885
50	3171-1626	22	5610	6'-10"	4'-8"	3'-4"	Single Speed: 11	-20	11'-7"	9'-6"	28	72	9055	51290
	3171-2626	33	6160	6'-10"	4'-8"	3'-4"		21-25	11'-7"	9'-6"	31	75	11100	53740
	3171-4626	44 *	6820	6'-10"	4'-8"	3'-4"	Two Speed: 11 & 2	26-30	14'-1"	12'-0"	39	83	12590	55400
	3171-5626	49 *	6930	6'-10"	4'-8"	3'-4"		31-35	14'-1"	12'-0"	43	87	14800	56875
	3171-6626	58 *	7425	6'-10"	4'-8"	3'-4"		36-40	14'-1"	12'-0"	47	91	17270	58190
								41-45	14'-1"	12'-0"	51	95	19545	59295
								46-50	14'-1"	12'-0"	53	97	22845	60550
								51-55	14'-1"	12'-0"	56	100	26185	61735
								56-60	14'-1"	12'-0"	58	102	30560	63125
								61-65	14'-1"	12'-0"	63	107	33660	64150
								66-70	14'-1"	12'-0"	63	107	39610	65850
								71-75	14'-1"	12'-0"	65	109	43250	66940
								76-80	14'-1"	12'-0"	68	112	46920	68020
								81-85	17'-1"	15'-0"	75	119	51445	69295
								86-90	17'-1"	15'-0"	75	119	56600	70710
								91-95	17'-1"	15'-0"	75	119	62420	72280
								96-100	17'-1"	15'-0"	75	119	70805	74480
60	3161-1826	16	6050	6'-10"	3'-9"	3'-3"	Single Speed: 10	-20	11'-7"	9'-6"	28	76	9600	60865
	3161-2826	25 *	6600	6'-10"	3'-9"	3'-3"		21-25	14'-1"	12'-0"	39	87	10855	63490
	3161-4826	33 *	7370	6'-10"	3'-9"	3'-3"	Two Speed: 10 & 2	26-30	14'-1"	12'-0"	39	87	13160	65605
	3161-5826	37 *	7480	6'-10"	3'-9"	3'-3"		31-35	14'-1"	12'-0"	43	91	15485	67285
	3161-6826	44 *	8030	6'-10"	3'-9"	3'-3"		36-40	14'-1"	12'-0"	50	98	17780	68685
								41-45	14'-1"	12'-0"	50	98	20705	70055
								46-50	14'-1"	12'-0"	55	103	23265	71210
								51-55	14'-1"	12'-0"	58	106	26505	72440
								56-60	14'-1"	12'-0"	58	106	31260	73980
								61-65	14'-1"	12'-0"	63	111	34620	75120
								66-70	14'-1"	12'-0"	63	111	38970	76455
								71-75	14'-1"	12'-0"	63	111	44610	78085
								76-80	14'-1"	12'-0"	69	117	47520	79010
								81-85	17'-1"	15'-0"	75	123	53710	80725
								86-90	17'-1"	15'-0"	75	123	58970	82190
								91-95	17'-1"	15'-0"	75	123	66575	84225
								96-100	17'-4"	15'-0"	75	123	74400	86305
70	3171-1826	16	6050	6'-10"	3'-9"	3'-3"	Single Speed: 8	-20	11'-7"	9'-6"	31	79	10025	70155
	3171-2826	25 *	6600	6'-10"	3'-9"	3'-3"		21-25	14'-1"	12'-0"	39	87	11315	73190
	3171-4826	33 *	7370	6'-10"	3'-9"	3'-3"	Two Speed: 8 & 1	26-30	14'-1"	12'-0"	39	87	13635	75515
	3171-5826	37 *	7480	6'-10"	3'-9"	3'-3"		31-35	14'-1"	12'-0"	45	93	16035	77385
	3171-6826	44 *	8030	6'-10"	3'-9"	3'-3"		36-40	14'-1"	12'-0"	50	98	18945	79080
								41-45	14'-1"	12'-0"	52	100	21890	80550
								46-50	14'-1"	12'-0"	57	105	24645	81830
								51-55	14'-1"	12'-0"	59	107	29065	83420
								56-60	14'-1"	12'-0"	62	110	32650	84720
								61-65	14'-4"	12'-0"	63	111	38315	86480
								66-70	14'-4"	12'-0"	63	111	42730	87880
								71-75	14'-4"	12'-0"	66	114	47745	89390
								76-80	14'-4"	12'-0"	68	116	52985	90920
								81-85	17'-7"	15'-0"	77	125	60025	92880
								86-90	17'-7"	15'-0"	77	125	66265	94610
								91-95	17'-7"	15'-0"	77	125	75015	96955
								96-100	17'-7"	15'-0"	77	125	81085	98615

* Note: Crane wheel base (B) may vary with these hoist selections.

Higher capacities available upon request.