



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Ανάλυση και διαστασιολόγηση βιομηχανικού υποστέγους με γερανογέφυρα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Χρήστος Δ. Τσιλιμπώκος

Επιβλέπων Καθηγητής: κ.Τ. Αβραάμ

Αθήνα, Μάρτιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/53

Τσιλιμπώκος Χ. Δ. (2013).  
Ανάλυση και διαστασιολόγηση βιομηχανικού υποστέγου με γερανογέφυρα  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/53  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Tsilimpokos C. D. (2013).  
Analysis and dimensioning of an industrial shed equipped with a cranebridge  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/53  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
1.1 Γενικά .....	6
1.2 Υλικά Κατασκευής .....	7
1.3 Στοιχεία του κτιρίου .....	8
1.3.1 Κύριοι Φορείς .....	8
1.3.2 Κεφαλοδοκοί .....	9
1.3.3 Μετωπικοί Στύλοι .....	9
1.3.4 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας .....	10
1.3.5 Τεγίδες .....	12
1.3.6 Μηκίδες .....	13
1.3.7 Επικάλυψη .....	14
1.3.8 Γερανογέφυρα .....	15
2 Γερανογέφυρα και Δοκός Κύλισης .....	16
2.1 Γερανογέφυρα - Γενικά .....	16
2.1.1 Φορτία Γερανογέφυρας .....	18
2.1.2 Συνδυασμοί δράσεων .....	18
2.1.3 Κατακόρυφα Φορτία .....	20
2.1.4 Οριζόντια Φορτία .....	23
2.2 Δοκός Κύλισης - Γενικά .....	30
2.2.1 Διαστασιολόγηση Δοκού Κύλισης .....	39
2.2.2 Έλεγχος δοκού στην οριακή κατάσταση αστοχίας .....	39
2.2.3 Λοιποί περιορισμοί λειτουργικότητας .....	41
2.2.4 Έλεγχος σε κόπωση .....	42
3 Δράσεις επί της κατασκευής .....	44
3.1 Εισαγωγή .....	44
3.2 Μόνιμες Δράσεις .....	44
3.3 Μεταβλητές δράσεις .....	45
3.3.1 Φορτίο Χιονιού .....	45
3.3.2 Δράσεις Ανέμου .....	48
3.3.3 Θερμοκρασιακή Μεταβολή .....	55
3.3.4 Σεισμικές Δράσεις .....	55
3.4 Συνδυασμοί δράσεων .....	63
3.4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) .....	64
3.4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) .....	65
3.4.3 Συνδυασμοί Δράσεων Υποστέγου .....	65
4 Διαστασιολόγηση μελών .....	67
4.1 Υποστυλώματα .....	67
4.2 Ζυγώματα .....	68
4.3 Κεφαλοδοκοί .....	69
4.4 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας .....	70
4.5 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας .....	71
4.6 Μετωπικός Στύλος .....	72

4.7	Τεγίδα.....	73
4.7.1	Γεωμετρία.....	73
4.7.2	Φορτία.....	73
4.7.3	Συνδυασμοί φορτίσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας.....	74
4.7.4	Εντατικά μεγέθη.....	74
4.7.5	Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα.....	74
4.7.6	Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας.....	75
4.7.7	Πλαστικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη.....	75
4.7.8	Συνδυασμοί φορτίσεων σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	75
4.7.9	Βέλη κάμψεως.....	76
4.8	Μηκίδα.....	78
4.8.1	Φορτία.....	78
4.8.2	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	78
4.8.3	Εντατικά μεγέθη.....	78
4.8.4	Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα.....	78
4.8.5	Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας.....	79
4.8.6	Πλαστικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη.....	79
4.8.7	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	80
4.8.8	Βέλη κάμψεως.....	80
5	Έλεγχος Αποτελεσμάτων.....	82
5.1	Μετατοπίσεις.....	82
5.1.1	Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	82
5.2	Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	84
5.3	Ικανοτικός έλεγχος.....	85
5.3.1	Κανόνες σχεδιασμού για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.....	85
5.3.2	Δοκοί και υποστυλώματα.....	85
5.4	Έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν.....	86
5.4.1	Κατακόρυφοι συνδέσμοι κατά Χ.....	86
5.4.2	Ικανοτικός έλεγχος κεφαλοδοκού.....	87
5.4.3	Ικανοτικός έλεγχος υποστυλώματος.....	89
5.5	Έλεγχοι έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως.....	90
6	Συμπεράσματα.....	91
7	Βιβλιογραφία.....	92

## **Ανάλυση και διαστασιολόγηση βιομηχανικού υποστέγου με γερανογέφυρα**

Τσιλιμπώκος Χ. Δ. (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

### **Περίληψη**

Αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη ενός βιομηχανικού υποστέγου κατασκευασμένου εξ ολοκλήρου από χάλυβα, στο εσωτερικό του οποίου λειτουργεί γερανογέφυρα για τη μεταφορά και ανύψωση φορτίων. Το μεταλλικό υπόστεγο, διαστάσεων 22,20m x 75,60m, βρίσκεται στην περιοχή της Ελευσίνας στην Αττική και χρησιμοποιείται ως αποθηκευτικός χώρος βιομηχανικών υλικών και ανταλλακτικών.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες και τους αντίστοιχους Ελληνικούς Κανονισμούς. Η ποιότητα του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε είναι S235 και όλες οι διατομές είναι πρότυπες και ελατές.

Πιο συγκεκριμένα, έγινε χρήση των κανονισμών:

Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις Σχεδιασμού

Ευρωκώδικας 1 – Δράσεις επί των Κατασκευών

Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα

Ευρωκώδικας 8 – Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών.

Ο σχεδιασμός, η διαστασιολόγηση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του εμπορικού προγράμματος SAP2000 version 15.

Η εργασία αποτελείται από κεφάλαια μέσα στα οποία γίνεται περιγραφή του σκελετού του υποστέγου, παρουσιάζονται οι παραδοχές που πάρθηκαν για τον υπολογισμό των φορτίων που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή και γίνεται διαστασιολόγηση και έλεγχος των μελών.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2013/53

**Analysis and dimensioning of an industrial shed equipped with a cranebridge**

Tsilimpokos C. D. (supervised by Avraam T.)

**Abstract**

The subject of this thesis is the design and study of an industrial shed, wholly constructed out of steel and equipped with an interior cranebridge, which operates for the transfer and lifting of various types of cargo. The 22,20m-by-75,60m metal shed is located in the area of Elefsina in Attica and is used mainly as a warehouse for industrial materials and spare products.

The analysis and dimensioning of the building was based on the Eurocodes and the corresponding Greek National Regulations. The quality of the structural steel used was that of S235 and all the sections are standard and fir.

More sepecifically, the following regulations were used:

Eurocode 0 – Basis of Structural Design

Eurocode 1 – Actions on Structures

Eurocode 3 – Design of Steel Structures

Eurocode 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance

For the design, the dimensioning and the analysis of the building, we used the commercial program SAP2000 vesion 15.

This thesis consists of 6 chapters, where the structure of the building is described, all the necessary admissions for the calculation of the various loads are presented and the dimensioning and checking of all sections are carried out.

## Ευχαριστίες

Τώρα που ένας μεγάλος κύκλος της ζωής μου τελειώνει και ένας άλλος, ακόμη μεγαλύτερος αρχίζει, τα συναισθήματα είναι ανάμικτα. Η διπλωματική αυτή εργασία σηματοδοτεί το τέλος του κύκλου σπουδών μου στη σχολή πολιτικών μηχανικών. Είμαι σίγουρος πως τα 5,5 χρόνια που πέρασα εκεί θα τα θυμάμαι για πάντα και θα τα αναπολώ, αν μη τι άλλο, αρκετά συχνά στο μέλλον.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω πρωτίστως τους γονείς μου, για την κατεύθυνση που με βοήθησαν να πάρω στη ζωή μου και την αμέριστη συμπαράστασή τους στην πορεία όλων αυτών των χρόνων. Επίσης να ευχαριστήσω τους φίλους και συμφοιτητές μου, που ήταν πάντα δίπλα μου στις όμορφες αλλά και τις δύσκολες στιγμές που όλοι μας συναντήσαμε στη διάρκεια των σπουδών μας.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στον επιβλέποντα καθηγητή μου, κύριο Τάσο Αβραάμ, που με ανέλαβε για την εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας, για τη βοήθεια και τις πολύτιμες συμβουλές του, καθώς και τους υποψήφιους διδάκτορες του εργαστηρίου μεταλλικών κατασκευών που βοήθησαν σημαντικά στην πραγματοποίησή της.

Θα ήθελα να αφιερώσω αυτή την εργασία στη μητέρα μου.

Χρήστος Τσιλιμπώκος  
Αθήνα  
Μάρτιος 2013

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν τα ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν, και στην Ελλάδα, παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα. Τα κτίρια αυτά συνδέονται, κατά κανόνα, με την απουσία ωφελίμων 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 μεταλλικά κτίρια είναι:

1. το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις,
2. 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,
3. το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του,
4. η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα,
5. η επισκευασιμότητά τους και η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφ' όσον απαιτηθεί,
6. η δυνατότητα στέγασης μεγάλων ανοιγμάτων και οι μικρές διαστάσεις των υποστυλωμάτων προσφέρουν εσωτερικούς χώρους μεγάλης επιφάνειας, με ευελιξία στη διαμόρφωση και τη διαρρύθμισή τους,

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

1. οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων,
2. η ευαισθησία στη διάβρωση και την πυρκαγιά,
3. η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού
4. το μεγάλο κόστος μελέτης.

Το μεταλλικό υπόστεγο που κατασκευάσαμε είναι ένα μονώροφο κτίριο διαστάσεων μήκος επί πλάτος 75,60m επί 22,20m και συνολικής επιφάνειας περίπου 1680m<sup>2</sup>. Το ύψος του υποστέγου είναι 11m στο χαμηλότερο σημείο και 12,70m στο υψηλότερο σημείο (κορφιάς). Ο σκελετός του υποστέγου απαρτίζεται από 15 όμοια δίστηλα δίρριχτα πλαίσια με κλίση 8,5<sup>0</sup> (15%), διατεταγμένα σε απόσταση 5,40m μεταξύ τους και ανοίγματος 22,20m το καθένα. Τα πλαίσια αποτελούνται από ολόσωμα υποστυλώματα και ζυγώματα.

Στα ακραία φατνώματα, καθώς και σε δύο ενδιάμεσα φατνώματα, έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι και οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι μεν πρώτοι για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων και οι δε δεύτεροι για την εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας.

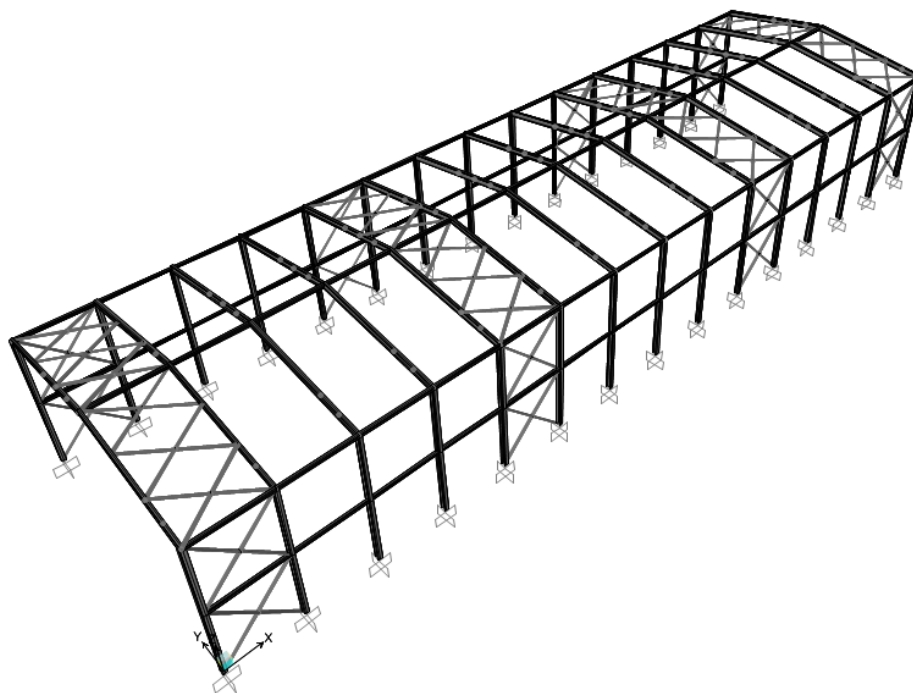


Τοποθετήθηκε επίσης κεφαλοδοκός στο ύψος των 11m, η οποία συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας στην κάθετη διεύθυνση του επιπέδου των κύριων φορέων, αλλά και στα 5m και 12,70m για τη σύνδεση των πλαισίων στα ύψη αυτά.

Μηκίδες ανά 1,57m και τεγίδες ανά 1,85m διατρέχουν τις πλευρικές όψεις και τη στέγη, αντίστοιχα, για την παραλαβή των φορτίων κυρίως από τα φύλλα επικάλυψης, την ανεμοπίεση και το χιόνι, ενώ στα δύο ακραία πλαίσια, για τη στήριξη των μηκίδων, τοποθετήθηκαν μετωπικοί στύλοι σε απόσταση 3,70m μεταξύ τους.

Τέλος, στο εσωτερικό του υποστέγου λειτουργεί γερανογέφυρα με ανυψωτική ικανότητα 2t, που βρίσκεται στη στάθμη των 10m του κτιρίου. Η γερανογέφυρα κινείται παράλληλα προς τη διεύθυνση των 75,60m.

Εκτενέστερη αναφορά στα επιμέρους στοιχεία του υποστέγου γίνεται στη συνέχεια του κεφαλαίου.



Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη άποψη του υποστέγου

## 1.2 Υλικά Κατασκευής

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός του χαλύβδινου υποστέγου. Είναι κράμα με βασικό συστατικό τον σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως άνθρακας (C), μαγγάνιο (Mn), πυρίτιο (Si), νικέλιο (Ni), χαλκός (Cu), χρώμιο (Cr), μολυβδαίνιο (Mo), βανάδιο (V), ζιρκόνιο (Zr), θείο (S), φωσφόρος (P) κλπ., ορισμένα εκ των οποίων είναι ανεπιθύμητα, επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, συγκολλησιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση, ολκιμότητα κλπ), μικρή δε μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Έτσι, αναφορικά με την περιεκτικότητα σε άνθρακα, που είναι από τα κυριότερα συστατικά του χάλυβα, αυτή ποικίλει από 0,15% έως 1,70%, οι συνήθεις δε δομικοί χάλυβες έχουν περιεκτικότητα σε άνθρακα μεταξύ 0,15% και 0,29%.

Για την κατασκευή του μεταλλικού υποστέγου της παρούσας εργασίας χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S235 ( $f_y=235\text{MPa}$ ).

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα, τα οποία του προσδίδουν το χαρακτηριστικό του πλέον ευέλικτου και ίσως του καλύτερου σήμερα δομικού υλικού, είναι τα εξής:

1. Μεγάλη αντοχή (λεπτότερες διατομές, μείωση των ιδίων βαρών του φέροντα οργανισμού, οικονομία χώρου και υλικού κλπ.)
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 του χάλυβα μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις)
5. Ολκιμότητα (ο χάλυβας υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί)
6. Ευχέρεια διάνοιξης οπών για τη διέλευση καναλιών κλιματισμού και άλλων εγκαταστάσεων
7. Δυνατότητα επαναχρησιμοποίησής του, ευκολία ενίσχυσης υπάρχουσών κατασκευών, ευκολία στην τυποποίηση και την προκατασκευή κλπ.

## 1.3 Στοιχεία του κτιρίου

### 1.3.1 Κύριοι Φορείς

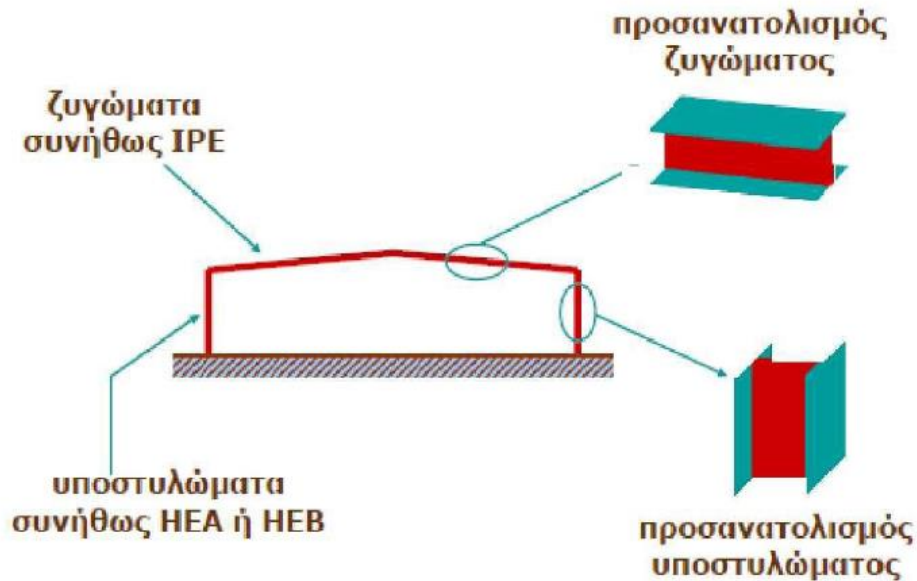
Οι κύριοι φορείς είναι τα πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα σε ίσες αποστάσεις μεταξύ τους (εδώ η απόσταση είναι 5,40m) και παραλαμβάνουν (μέσα στο επίπεδό τους) τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογεφυρών). Τα πλαίσια είναι οι τελικοί αποδέκτες των φορτίων που δρουν επί της κατασκευής και τα μεταφέρουν μέσω της θεμελίωσής τους στο έδαφος.

Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής, ή δικτυωτά. Εδώ επιλέξαμε ολόσωμα υποστυλώματα σταθερής διατομής HEB340 και ζυγώματα σταθερής διατομής IPE450.

Για τα υποστυλώματα προτιμήθηκε διατομή διπλού ταυ, διότι όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από τον ουδέτερο άξονα τόσο καλύτερη συμπεριφορά παρουσιάζει η διατομή αυτή έναντι κάμψης, αφού μεγαλώνει η ροπή αδράνειας και η ροπή αντίστασης που μετρούν την καμπτική δυσκαμψία και την καμπτική αντοχή αντίστοιχα. Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των ζυγμάτων είναι προσανατολισμένη με τέτοιο τρόπο, ώστε κατά τη δράση μεγάλων φορτίων σε μία διεύθυνση να ενεργοποιούνται οι ισχυροί άξονές τους (Σχήμα 1.2).

Το άνοιγμα των πλαισίων είναι 22,20m.

Τα πλαίσια μπορούν να μορφωθούν ως αμφίπακτα ή αμφιαρθρωτά. Εδώ τα υποστυλώματα σχεδιάστηκαν ως αμφίπακτα που μπορεί να έχουν συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης, ωστόσο παρουσιάζουν ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα, γεγονός πολύ σημαντικό όσον αφορά τους ελέγχους λειτουργικότητας.



Σχήμα 1.2: Προσανατολισμός διατομών κύριων φορέων

### 1.3.2 Κεφαλοδοκοί

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κίονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω των κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα (συνδέσμους) δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας, έτσι 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, εξ' άλλου, 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.

Στο εξεταζόμενο υπόστεγο έχουν επιλεγεί κεφαλοδοκοί διατομής HEB200, στο ύψος των 12,70m, των 11m και των 5,50m.

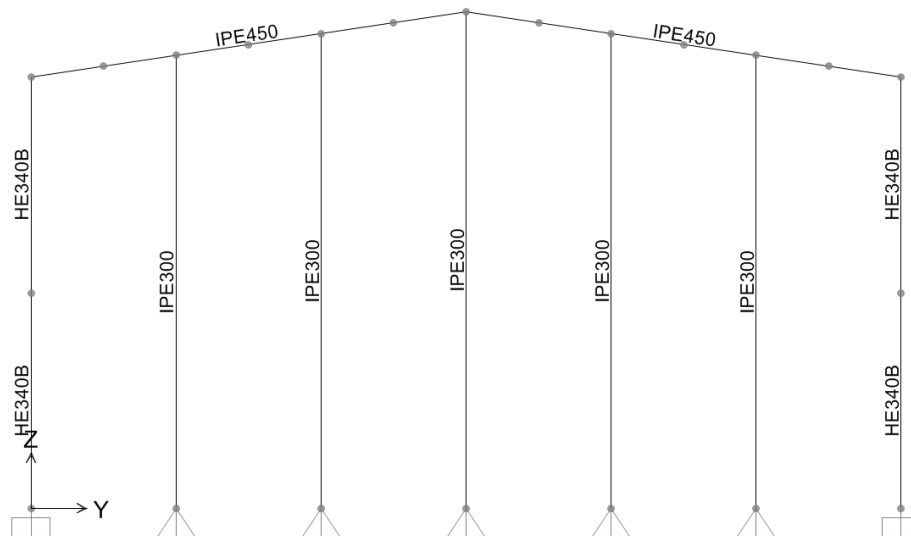
### 1.3.3 Μετωπικοί Στύλοι

Για να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν (συνήθως 4,00 έως 7,00m). Η θέση των μετωπικών στύλων καθορίζεται επίσης σε συνδυασμό με τη διάταξη των τεγίδων και των οριζόντιων συστημάτων δυσκαμψίας. Επιδιώκεται οι στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι του

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

Κύρια φόρτιση για τους μετωπικούς στύλους είναι η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι διπλό ταυ με πέλματα παράλληλα προς την όψη.

Στο υπόστεγό μας επιλέξαμε αρθρωτά μετωπικά υποστύλωμα στα δύο ακραία πλαίσια του κτιρίου διατομής IPE300 διατεταγμένα ανά 3,70m.



Σχήμα 1.3: Όψη μετώπου με μετωπικούς στύλους

### 1.3.4 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

#### 1.3.4.1 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμοι σύνδεσμοι), όπως έχει ήδη αναφερθεί, διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. Η δυσκαμψία του φατώματος, στο επίπεδό του, επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων, οι οποίες σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες στις περισσότερες περιπτώσεις) διαμορφώνουν δικτυωτούς φορείς (τα ζυγώματα ως πέλματα, οι τεγίδες ως ορθοστάτες και οι πρόσθετες ράβδοι ως διαγώνιοι). Σε περιπτώσεις δικλινών πλαισίων με τις συνήθεις, σχετικά μικρές, κλίσεις οι δικτυωτοί αυτοί φορείς, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι, χαρακτηρίζονται δε ως «οριζόντιοι», παρ' όλο που δεν είναι παράλληλοι προς το δάπεδο του κτιρίου.

Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

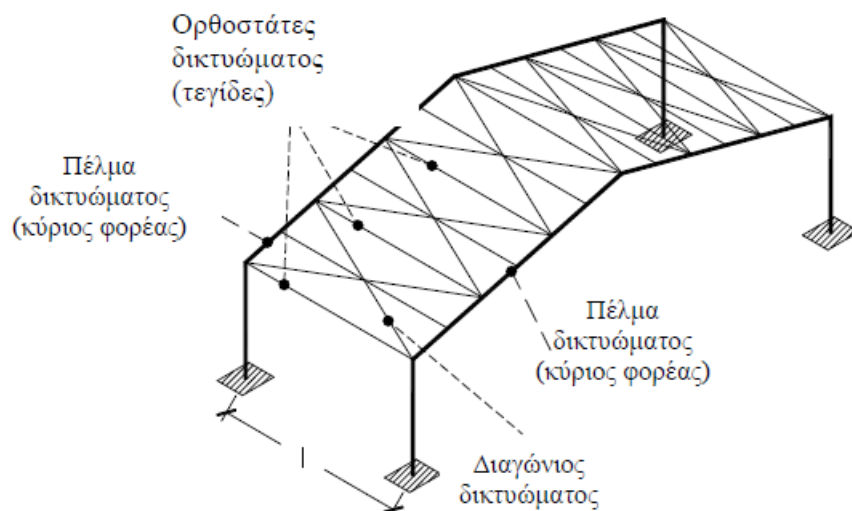
1. Η μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων.
2. Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων.

3. Η διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα.
4. Η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι ακόμα και για τις τεγίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους κύριους φορείς (πέλματα), γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης. Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, ενώ κατά κανόνα, για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους. Η διαστασιολόγηση μπορεί επομένως να γίνει με βάση τις διαγωνίους των ακραίων φατνωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες. Η συνήθως χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα ισοσκελή γωνιακά.

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης 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.

Στην κατασκευή μας μορφώθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα δύο ακραία φατνώματα και σε δύο ενδιάμεσα με την προσθήκη διαγωνίων διατομής 2L120x12/8/.



Σχήμα 1.4: Μέλη δικτυώματος οριζόντιου σύνδεσμου δυσκαμψίας

#### 1.3.4.2 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

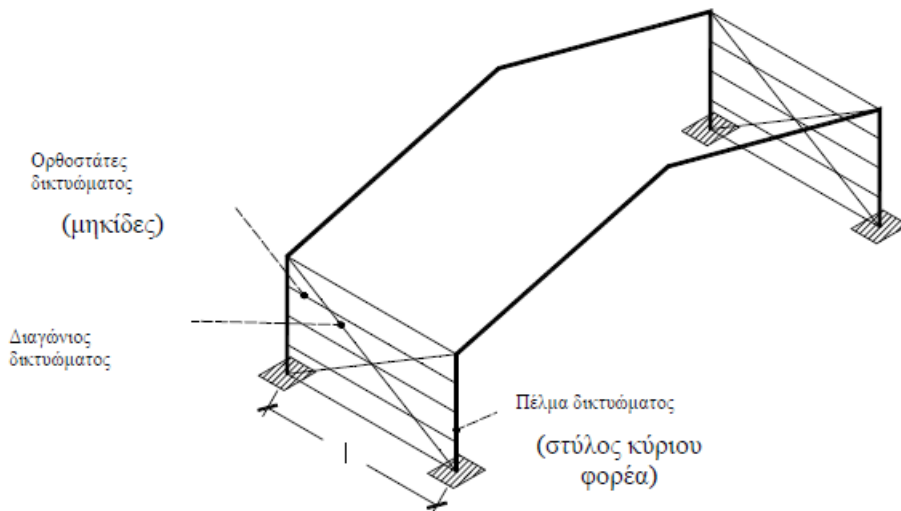
Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Στα παραπάνω δικτυώματα, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο η κεφαλοδοκός, ορθοστάτες οι μηκίδες, συμπληρώνονται δε με πρόσθετα διαγώνια στοιχεία διατομής συνήθως διπλών γωνιακών ή διπλών U.

Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υποστέγων μπορούν να συνοψισθούν ως εξής:

1. Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.
2. Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
3. Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.

Επειδή οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θεωρούνται δικτυωτοί φορείς, ισχύει για αυτούς ό,τι ειπώθηκε παραπάνω για τους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης.

Στο έργο μας χρησιμοποιήθηκαν διαγώνια στοιχεία διατομής 2L120x12/8/, ενώ τα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν στα ίδια φατνώματα με τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας, ώστε η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων να γίνεται άμεσα και να διευκολύνεται παράλληλα η διαδικασία ανέγερσης.



Σχήμα 1.5: Μέλη πλευρικών συνδέσμων δυσκαμψίας

### 1.3.5 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ' αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου (π.χ. κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις, συνήθως μεταξύ 1,30m και 4,00m.

Ο ρόλος των τεγίδων στο κτίριο είναι, επομένως, κυρίως να μεταφέρουν τις δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς και δευτερευόντως να συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και να προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα.

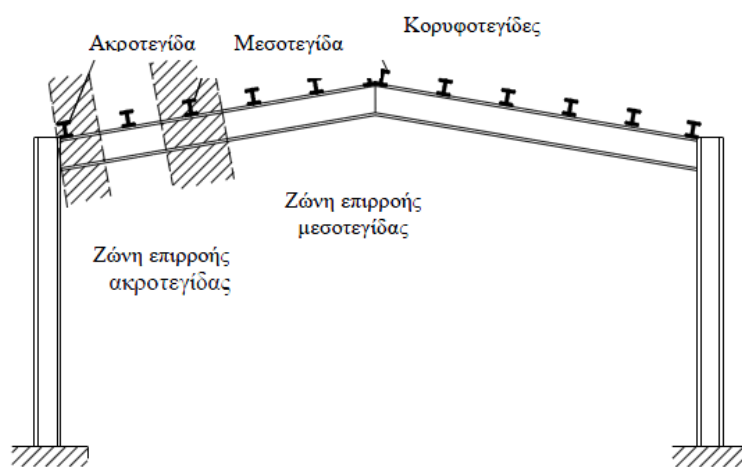
Οι τεγίδες τοποθετούνται με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση του ισχυρού τους άξονα έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων του χιονιού, του ίδιου βάρους της επικάλυψης και του ανέμου. Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στο μέλος του ζυγώματος οι τεγίδες διακρίνονται σε ακροτεγίδες, μεσοτεγίδες και κορυφοτεγίδες.

Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, μπορεί δε να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι

οι διατομές I, συνηθέστερα από τη σειρά IPE (συνήθη μεγέθη από IPE100 έως IPE200). Χρησιμοποιούνται επίσης διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές διπλού ταυ (συνηθέστερα από τη σειρά HEA). Όταν ορισμένες τεγίδες χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανέμων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές από τη σειρά HEB.

Ως προς το στατικό τους σύστημα, οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση που μελετάμε, επιλέχθηκαν τεγίδες διατομής IPE200 και τοποθετήθηκαν έχοντας οριζόντια απόσταση μεταξύ τους 1,85m, ενώ σχεδιάστηκαν ως αμφιέριστες με μήκος 5,40m (όση είναι και η απόσταση μεταξύ των κύριων φορέων). Επίσης έγινε η παραδοχή ότι όλες οι μεσοτεγίδες έχουν την ίδια φόρτιση με πλάτος ζώνης επιρροής του φορτίου τους 1,85m (δυσμενέστερες) και οι ακροτεγίδες με τις κορυφοτεγίδες έχουν το μισό πλάτος ζώνης επιρροής (καταπονούνται λιγότερο).



Σχήμα 1.6: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής των τεγίδων

### 1.3.6 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιοι δοκοί που τοποθετούνται, ανά ίσες αποστάσεις (συνήθως από 1,50m έως 2,50m), σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής.

Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο παρόμοιο με εκείνο των τεγίδων. Χρησιμοποιούνται οι ίδιες κατηγορίες, τύποι και μεγέθη διατομών που χρησιμοποιούνται και για τις τεγίδες, καθώς επίσης και οι ίδιοι τύποι στηριγμάτων. Κύρια φόρτιση για αυτές είναι η ανεμοπίεση, ενώ διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα, για τα οριζόντια φορτία, στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί.

Συνοψίζοντας, οι μηκίδες:

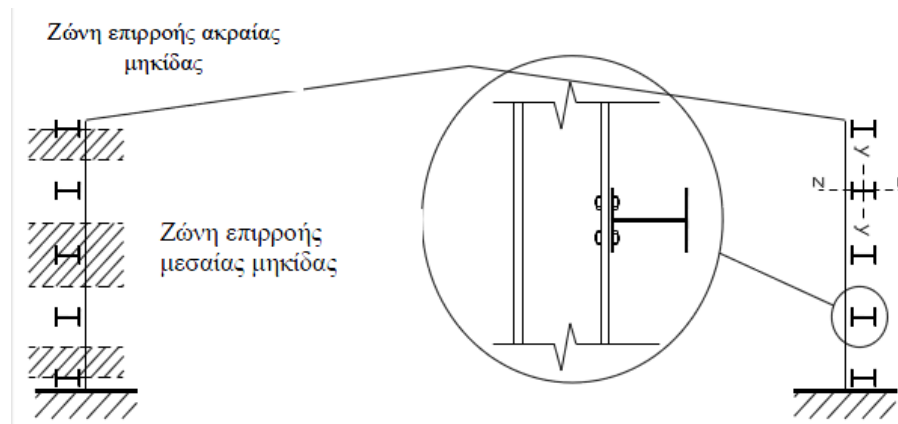
1. Αποτελούν μέσα σύνδεσης των στύλων των παράλληλων ζευκτών αλλά και των στύλων των δύο ακραίων κύριων φορέων.
2. Αποτελούν βάση στήριξης της κατακόρυφης περιμετρικής επικάλυψης.
3. Παραλαμβάνουν όλα τα φορτία της πλευρικής επικάλυψης. Τα φορτία αυτά –μαζί με το ίδιο βάρος τους- τα μεταβιβάζουν στους στύλους των κύριων φορέων.



4. Είναι σημαντικά στοιχεία οικονομίας του έργου, αφού λόγω του μεγάλου αριθμού τους αγγίζουν (μαζί με τις τεγίδες) το 30%-40% του συνολικού βάρους του φορέα που μελετάμε. Συνεπώς, έχει μεγάλη σημασία η σωστή επιλογή της διατομής τους, ο απαιτούμενος αριθμός τους, η μεταξύ τους απόσταση και η μόρφωση του καταλληλότερου στατικού τους συστήματος στην εκάστοτε κατασκευή.

Οι μηκίδες καταπονούνται κυρίως από άνεμο, οπότε ο προσανατολισμός της διατομής τους γίνεται με τέτοιο τρόπο, ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλαμβάνει τον άνεμο και ο ασθενής τα ίδια βάρη της επικάλυψης και του εαυτού τους. Με τον προσανατολισμό που φαίνεται στο Σχήμα 1.5 επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση και των δύο κύριων αξόνων αδράνειας τους, έναντι της δράσης των φορτίων που έχουν οριζόντια αλλά και κατακόρυφη διεύθυνση.

Στον φορέα μας επιλέχθηκαν μηκίδες ανά 1,57m διατομής IPE180, με μήκος 5,40m οι πλευρικές και 3,70m οι μετωπικές. Στατικά, προσομοιάστηκαν με αμφίεριστες δοκοί. Οι ενδιάμεσες μηκίδες που βρίσκονται καθ' ύψος των στύλων έχουν εύρος ζώνης επιρροής ίσο με 1,57m (δυσμενέστερες), ενώ οι ακραίες πάνω και κάτω έχουν το μισό (Σχήμα 1.5).



Σχήμα 1.7: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής των μηκίδων

### 1.3.7 Επικάλυψη

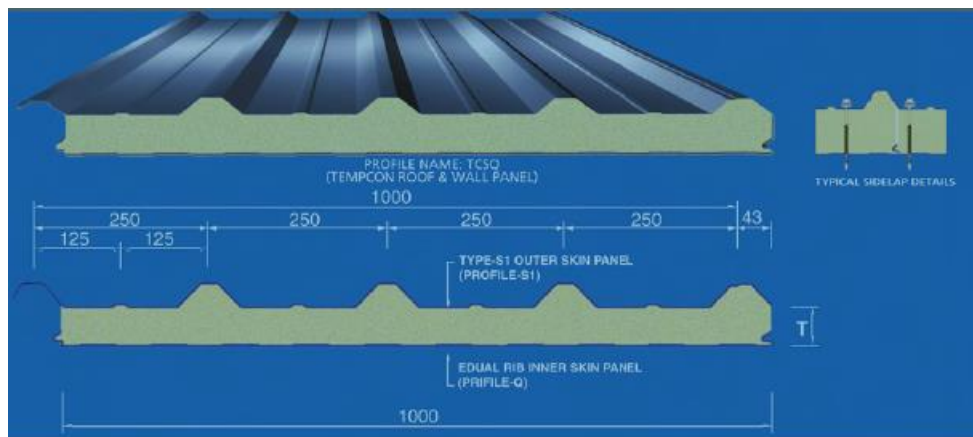
Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε 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 και οι άλλες δράσεις. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχείο του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς το 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.

Τα συνήθη στοιχεία επικάλυψης στεγών είναι πολύχρωμα πετάσματα από απλά μεταλλικά χαλυβδόφυλλα ή θερμομονωτικά πανέλλα με επίπεδες ή αυλακωτές επιφάνειες. Τα μεταλλικά φύλλα διακρίνονται σε: α)κουμπωτά, β)κυματοειδή, γ)τραπεζοειδή, δ)συρταρωτά. Ο συνηθέστερος τύπος φύλλων πλευρικής επένδυσης είναι τα θερμομονωτικά



πανέλλα τύπου «σάντουιτς», σε διάφορες επιφανειακές διαμορφώσεις, με τις αυλακώσεις οριζόντιες ή κατακόρυφες.

Στο υπόστεγο που μελετάμε θα χρησιμοποιήσουμε για την πλευρική επένδυση αλλά και την επικάλυψη της στέγης θερμομονωτικά πανέλλα τύπου «σάντουιτς», τα οποία αποτελούνται από ένα εσωτερικό και ένα εξωτερικό φύλλο χάλυβα και έχουν εσωτερικό πολουρεθάνης πάχους 5cm (ίδιο βάρος περίπου  $0,15\text{kN/m}^2$ ).



Σχήμα 1.8: Λεπτομέρεια φύλλου επικάλυψης

### 1.3.8 Γερανογέφυρα

Όσον αφορά τη γερανογέφυρα, στην παρούσα μελέτη, επιλέχθηκε να τοποθετηθεί στην κατασκευή γερανογέφυρα της εταιρείας DEMAG με ανυψωτική ικανότητα 2t, άνοιγμα 21m, συνολικό βάρος 6356kg στο οποίο περιλαμβάνεται το βάρος του φορείου 490kg, κατατάσσεται δε στην κατηγορία ανύψωσης HC2 και στην κατηγορία κόπωσης S4. Η ταχύτητα ανύψωσης του αναρτημένου φορτίου είναι  $6\text{m/min}$  και η απόσταση της ακραίας θέσης του αγκίστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού κύλισης είναι 1175mm από την τροχιά 1 και 815mm από την τροχιά 2. Οι κινητήριοι τροχοί έχουν ανεξάρτητη κίνηση ο ένας από τον άλλον και οι άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επ' αυτών (σύστημα IFF). Περισσότερα στοιχεία για τη γερανογέφυρα καθώς και για τη δοκό κύλισης της παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 2.

*Σημείωση:* Στο στατικό μοντέλο του κτιρίου στο πρόγραμμα ανάλυσης δεν τοποθετήθηκαν οι τεγίδες, οι μηκίδες και οι μετωπικοί στύλοι, ενώ ελέγχθηκαν ξεχωριστά για τα φορτία τους στο κεφάλαιο 4.

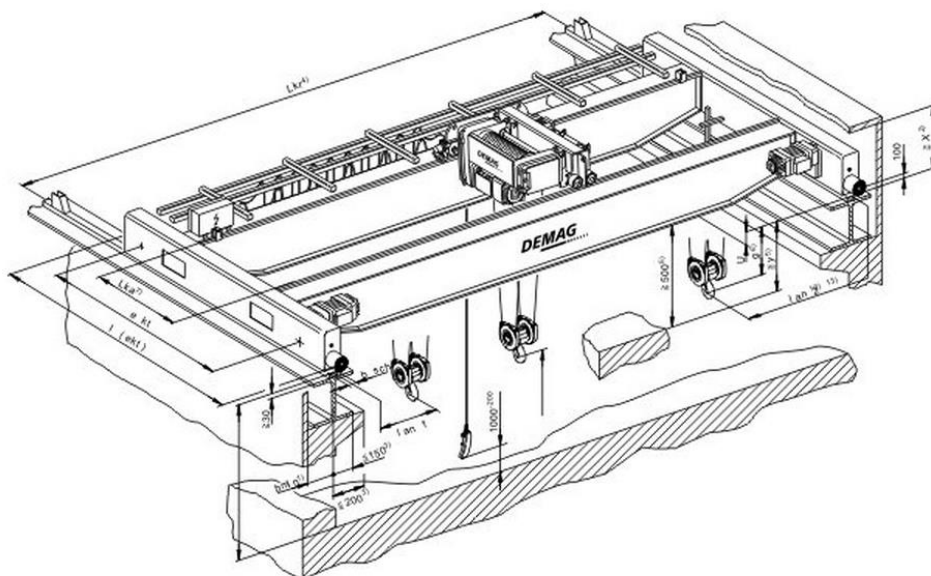
## 2 Γερανογέφυρα και Δοκός Κύλισης

### 2.1 Γερανογέφυρα - Γενικά

Η ύπαρξη γερανογέφυρας στα βιομηχανικά κτίρια και στους αποθηκευτικούς χώρους κρίνεται πολύ χρήσιμη μιας και διευκολύνει σε σημαντικό βαθμό τη μετακίνηση έτοιμων προϊόντων στο εσωτερικό τους. Η συνηθέστερη ανάρτηση του φορτίου γίνεται μέσω αγκίστρου. Αναλόγως όμως και του είδους των μετακινούμενων στοιχείων, το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπάγες, με κάδους ή με μαγνήτες, όπως για παράδειγμα στην περίπτωση μετακίνησης επίπεδων ελασμάτων (λαμαρινών) σε ναυπηγικούς χώρους ή χαλυβουργεία.

Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων αναλόγως προς το άνοιγμα και τη φέρουσα ικανότητά της (ωφέλιμο φορτίο), διατίθεται δε ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκιστρο ανάρτησης, κινητήρες). Κατά κανόνα δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Συνήθως αποτελείται από δύο παράλληλους φορείς, κυβοειδούς διατομής οι οποίοι απολήγουν στα φορεία. Κάθε φορείο έχει συνήθως δύο τροχούς ή σε περιπτώσεις γερανογεφυρών με μεγάλη ανυψωτική ικανότητα (π.χ. 100 τόνοι) τέσσερις. Οι τροχοί κυλίνουν επί τροχιάς που εδράζεται στις δοκούς κύλισης της γερανογέφυρας. Οι δοκοί κύλισης αποτελούν ιδιαίτερα και χαρακτηριστικά στοιχεία στα σιδηρά δομικά έργα, επειδή έχουν πολλαπλές απαιτήσεις λειτουργικότητας και είναι ευαίσθητα έναντι κοπώσεως.

Στο Σχήμα 2.1 φαίνεται μία τυπική διάταξη γερανογέφυρας διπλού φορέως. Διακρίνονται πλην των κύριων φορέων, το βαρούλκο, τα δύο φορεία επί των οποίων εντάσσονται οι τροχοί, οι τροχιές, τα τερματικά στοιχεία των τροχιών, το άγκιστρο ανάρτησης, το χειριστήριο και οι δύο δοκοί κύλισης, διατομής διπλού ταυ επί των οποίων κυλιέται η γερανογέφυρα την οποία και υποστηρίζουν.



Σχήμα 2.1: Τυπική διάταξη γερανογέφυρας διπλού φορέως

Οι τροχιές μπορεί να είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι (καρυδάκια) για περιπτώσεις μικρής ανυψωτικής ικανότητας ή ράβδοι με συνήθεις διατομές τροχιών για μεγαλύτερα φορτία. Οι τροχιές μπορεί να συγκολλούνται επί των δοκών κύλισης (συνήθης περίπτωση) με διακεκομμένες ραφές, να συνδέονται με αυτές μέσω εφαρμοσμένων ή προεντεταμένων κοχλιών ή να στερεώνονται απλώς επ' αυτών με ειδικά σταθεροποιητικά μέσα.

Για τις ανάγκες μετακίνησης και ανύψωσης φορτίων στο εσωτερικό του υποστέγου μας θα λειτουργήσει γερανογέφυρα με ανυψωτική ικανότητα 2t και ανοίγματος 21m. Η γερανογέφυρα κινείται σε κάθε άκρο επί δύο τροχών η απόσταση των οποίων είναι 4m. Οι κινητήριои τροχοί κινούνται ανεξάρτητα και οι άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επί αυτών σύμφωνα με το σύστημα IFF.

Για τον υπολογισμό των μέγιστων και ελάχιστων αντιδράσεων επί των δοκών κύλισης για την ακραία δυνατή θέση του αναρτημένου φορτίου μπορεί να χρησιμοποιείται ο παρακάτω πίνακας του κατασκευαστή της γερανογέφυρας. Οι αντιδράσεις αυτές είναι χαρακτηριστικές τιμές και δεν περιέχουν δυναμικούς συντελεστές, έτσι οι υπολογισμοί παρακάτω έχουν γίνει αναλυτικά. Αυτό που διαπιστώνεται είναι ότι οι τιμές των αντιδράσεων που προέκυψαν είναι πολύ κοντά φυσικά σε αυτές που θα προέκυπταν αν είχαμε χρησιμοποιήσει τις δοθείσες από τον κατασκευαστή.

Πίνακας 2.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και αντιδράσεις γερανογέφυρας

<i>Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γερανογέφυρας</i>			
ΑΝΟΙΓΜΑ	21,00 m	ΑΝΥΨΩΤΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ	20 kN
ΒΑΡΟΣ	6356 kg	Ακραία απόσταση $L_{an1}$	1,175 m
ΒΑΡΟΣ ΦΟΡΕΙΟΥ	490 kg	Ακραία απόσταση $L_{an2}$	0,815 m
Μετατρόχιο ekt	4,00 m	ΜΗΚΟΣ ΑΓΚΙΣΤΡΟΥ	9,90 m
Lekt	4,558 m	ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΑΝΥΨΩΣΗΣ	6 m/min
<i>Αντιδράσεις (σε kN)</i>			
$maxR_{11}$	26,69	$minH_t$	1,02
$maxR_{12}$	27,06	$maxH_t$	1,84
$minR_{21}$	14,72	$minH_s$	3,46
$minR_{22}$	15,09	$maxH_s$	6,25
L	1,91	S	9,71

Βασικό λειτουργικό δεδομένο είναι η ανώτερη στάθμη του αγκίστρου, η τιμή της οποίας εξαρτάται από το μέγεθος των διακινούμενων προϊόντων και τα λοιπά αρχιτεκτονικά δεδομένα. Από τη στάθμη του αγκίστρου προκύπτει και το απαιτούμενο καθαρό, εσωτερικά, ύψος του κτιρίου και περαιτέρω το συνολικό (μέγιστο) ύψος του. Στο Σχήμα φαίνεται σε κάτοψη και όψη μια τυπική γερανογέφυρα με τα γεωμετρικά της χαρακτηριστικά που συνδέονται με αυτήν (ακραία θέση του αγκίστρου a, μήκος φορείου L, απόσταση τροχών e, άνοιγμα S, υψομετρική διαφορά g μεταξύ ανώτερης στάθμης αγκίστρου και ανώτερης στάθμης τροχιάς, ελάχιστη απαιτούμενη καθαρή διάσταση b πλευρικά) και τα οποία δίδονται από τον κατασκευαστή της γερανογέφυρας.

Οι γερανογέφυρες, ανάλογα με τη χρήση και τον τρόπο λειτουργίας τους χωρίζονται σε τέσσερις κατηγορίες, HC1 έως HC4, ενώ μια συνήθης ταχύτητα ανυψωτικής ικανότητας κυμαίνεται μεταξύ 6 και 8m/min.

### 2.1.1 Φορτία Γερανογέφυρας

Τα φορτία επί των δοκών κύλισης προέρχονται κατά κύριο λόγο από την ύπαρξη και την λειτουργία της γερανογέφυρας. Για το λόγο αυτό διακρίνονται σε κατακόρυφα και οριζόντια. Η επιβολή των φορτίων στη δοκό κύλισης γίνεται με δυναμικό τρόπο. Ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων λαμβάνεται υπόψη στους διάφορους κανονισμούς μέσω της εφαρμογής επί των στατικών προσδιοριζόμενων δράσεων δυναμικών προσαυξητικών συντελεστών.

Οι παραπάνω αναφερόμενοι δυναμικοί συντελεστές είναι οι  $\Phi_1, \Phi_2, \Phi_3, \Phi_4, \Phi_5, \Phi_6, \Phi_7$  και ορίζονται οι ίδιοι αλλά και η εφαρμογή τους στα διάφορα φορτία σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.2: Δυναμικοί Συντελεστές

<i>Δυναμικοί συντελεστές</i>	<i>Επιρροές που πρέπει να ληφθούν υπόψη</i>	<i>Για εφαρμογή στο</i>
$\Phi_1$	Δυναμική διέγερση της γερανογέφυρας λόγω της ανύψωσης του φορτίου από το έδαφος	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας
$\Phi_2$ H	Δυναμική επιρροή κατά τη μεταφορά του ανυψούμενου φορτίου από το έδαφος στη γερανογέφυρα	Ανυψούμενο φορτίο
$\Phi_3$	Δυναμική επιρροή κατά την απότομη απόθεση του αναρτημένου φορτίου εάν χρησιμοποιούνται αρπάγες ή μαγνήτες	
$\Phi_4$	Δυναμικές επιρροές εισαγόμενες κατά τη μετακίνηση επί συστημάτων τροχών ή επί δοκών	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο
$\Phi_5$	Δυναμική επιρροή οφειλόμενη στις δυνάμεις προώθησης	Οριζόντιες δυνάμεις
$\Phi_6$	Δυναμική επιρροή δοκιμαστικού φορτίου όταν αυτό κινείται κατά τον τρόπο με τον οποίο χρησιμοποιείται η γερανογέφυρα	Δοκιμαστικό φορτίο
$\Phi_7$	Ελαστική δυναμική δράση φορτίου στα άκρα των τροχών	Δυνάμεις επί των διατάξεων τέρματος στα άκρα των τροχιών

### 2.1.2 Συνδυασμοί δράσεων

Οι παραπάνω υπολογισθέντες δυναμικοί συντελεστές χρησιμοποιούνται για να ευρεθούν τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Ακολουθώς καταρτίζεται ο παρακάτω πίνακας, στον

οποίο βλέπουμε τους συνδυασμούς φορτίων και δυναμικών συντελεστών, όσον αφορά τις δράσεις της γερανογέφυρας.

Πίνακας 2.3: Συνδυασμοί φορτίων

	Σύμβολο	Ομάδες φορτίων											
		Οριακή κατάσταση αστοχίας							Δοκιμαστική		Τυχηματική		
		1	2	3	4	5	6	7	8α	8β	9	10	
Ίδιο βάρος της γερανογέφυρας	$Q_C$	$\Phi_1$	$\Phi_1$	1	$\Phi_4$	$\Phi_4$	$\Phi_4$	1	$\Phi_1$	$\Phi_1$	1	1	
Ανυψούμενο φορτίο	$Q_H$	$\Phi_2$	$\Phi_3$	-	$\Phi_4$	$\Phi_4$	$\Phi_4$	$\eta$	-	-	1	1	
Επιτάχυνση της γερανογέφυρας	$H_L, H_T$	$\Phi_5$	$\Phi_5$	$\Phi_5$	$\Phi_5$	-	-	-	$\Phi_5$	$\Phi_5$	-	-	
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	$Q_T$	-	-	-	-	-	-	-	$\Phi_6$	$\Phi_6$	-	-	
Δύναμη πρόσκρουσης στα άκρα	$H_B$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$\Phi_7$	-	
Δύναμη πρόσκρουσης της ανυψωτικής διάταξης ή του φορτίου σε εμπόδιο	$H_{TA}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1	

ΣΗΜ: Τα φορτία κάθε στήλης του πίνακα θεωρούνται ως μια ενιαία δράση (αδιαίρετο σύστημα δράσεων). Ο άνεμος δεν λαμβάνεται υπόψη για γερανογέφυρες που λειτουργούν στο εσωτερικό κτιρίων, όπως στην περίπτωση μας.

### 2.1.3 Κατακόρυφα Φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία επί των τροχών της γερανογέφυρας ασκούνται λόγω του ιδίου βάρους της, το βάρος του βαρούλκου και του φορτίου ανύψωσης. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το φορείο ανύψωσης μπορούν να κινηθούν μεταξύ δύο ακραίων θέσεων συνεπάγεται ότι στη διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης λαμβάνεται υπόψη η δυσμενέστερη κατάσταση. Όταν σε περίπτωση ανάρτησης του ονομαστικού ωφέλιμου φορτίου προκαλούνται επί της μίας τροχιάς οι μέγιστες δράσεις, επί της απέναντι τροχιάς προκαλούνται οι ελάχιστες. Το συνολικό φορτίο κάθε φορείου θεωρείται ότι επιμερίζεται εξ' ίσου και στους 2 τροχούς.

#### 2.1.3.1 Υπολογισμοί

##### 2.1.3.1.1 Δυναμικοί Συντελεστές

###### A) $\Phi_1$

Ισχύει  $0,9 < \phi_1 < 1,1$ .

Λαμβάνουμε  $\phi_1 = 1,1$  (δυσμενέστερο).

###### B) $\Phi_2$

Ισχύει  $\phi_2 = \phi_{2,\min} + \beta_2 * V_h$

Τα  $\phi_{2,\min}$  και  $\beta_2$  εξαρτώνται από την κατηγορία ανύψωσης της γερανογέφυρας, ενώ το  $V_h$  είναι η ταχύτητα ανύψωσης του φορτίου.

Από τον αντίστοιχο πίνακα του Ευρωκώδικα και για κατηγορία ανύψωσης HC2, έχω:

$\phi_{2,\min} = 1,10$  και  $\beta_2 = 0,34$ , ενώ η  $V_h = 6\text{m/min} = 6/60\text{sec}$

Άρα  $\phi_2 = 1,10 + 0,34 * 6/60 = 1,134$

###### Γ) $\Phi_3$

Ισχύει  $\phi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} * (1 + \beta_3)$ . Υποθέτουμε ότι στην περίπτωση μας δεν υπάρχει δυνατότητα ξαφνικής απελευθέρωσης του συνόλου ή μέρους του αναρτημένου φορτίου, άρα  $\Delta m = 0$ .

Άρα  $\phi_3 = 1,0$ .

###### Δ) $\Phi_4$

Λαμβάνουμε  $\phi_4 = 1,0$ , υπό τον όρο ότι έχουν τηρηθεί οι ανοχές για τα φορεία τροχών που καθορίζονται στον Ευρωκώδικα.

###### E) $\Phi_5$

Εάν ο  $\phi_5$  δεν δίνεται στα έγγραφα προδιαγραφών του γερανού, τότε λαμβάνεται μία από τις ενδεικτικές τιμές του παρακάτω πίνακα του Ευρωκώδικα.

Πίνακας 2.4: Συντελεστής  $\phi_5$

Τιμές του δυναμικού συντελεστή $\phi_5$	Συγκεκριμένη χρήση
$\Phi_5 = 1,0$	Για φυγόκεντρες δυνάμεις

$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$ $1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$ $\Phi_5 = 3,0$	Συστήματα στα οποία οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά Απότομες αλλαγές Καθοδήγηση με σημαντικές νεκρές διαδρομές
--	--

Υποθέτοντας ότι οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά λαμβάνουμε  $\varphi_5 = 1,5$ .

ΣΤ)  $\Phi_6$

Για τον υπολογισμό του  $\varphi_6$  διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

- Δυναμικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο:  
 $\Phi_6 = 0,5 * (1,0 + \varphi_2) \rightarrow \varphi_6 = 0,5 * (1,0 + 1,134) = 1,067$
- Στατικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο:  
 $\Phi_6 = 1,0$

Ζ)  $\Phi_7$

Ο  $\varphi_7$  λαμβάνει υπόψη την ελαστική επιρροή της δύναμης στα άκρα των τροχών, που προκαλείται όταν η γερανογέφυρα συναντά κάποιο εμπόδιο. Εφαρμόζεται στην περίπτωση της σύγκρουσης της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που τοποθετούνται στα άκρα των ραγών για να εμποδιστεί η περαιτέρω κίνησή της. Οι δυνάμεις που προκαλούνται από αυτή τη σύγκρουση πολλαπλασιάζονται με τον  $\varphi_7$  έτσι ώστε να μετατραπούν σε ισοδύναμα στατικά φορτία. Από τον Ευρωκώδικα λαμβάνεται η δυσμενέστερη τιμή  $\varphi_7 = 1,6$ .

### 2.1.3.1.2 Φορτία

Παρακάτω, θα γίνει ο υπολογισμός των κατακορύφων φορτίων που ασκεί η γερανογέφυρα στη δοκό κύλισης για τις περιπτώσεις αφόρτιστη και φορτισμένη γερανογέφυρα καθώς και για τους συνδυασμούς φορτίων 1, 2, 3, 4, 5 του πίνακα.

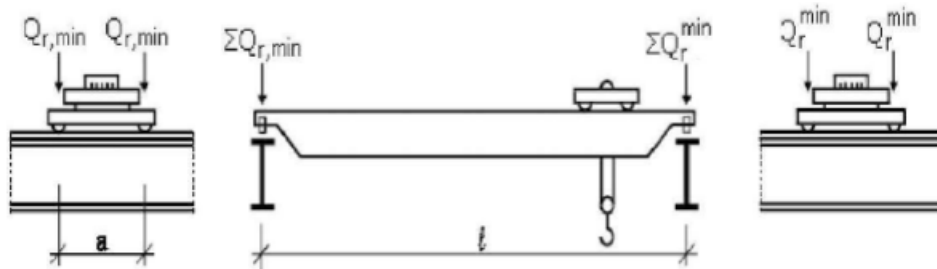
*Εκκεντρότητα κατακορύφων φορτίων στην τροχιά*

Επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτιρίου και την τοποθέτηση των δοκών κύλισης, είναι δυνατόν το κατακόρυφο φορτίο να ασκείται έκκεντρα ως προς τη δοκό κύλισης. Η εκκεντρότητα αυτή λαμβάνεται υπόψη και προσδιορίζεται στους κανονισμούς ως μια ενδεικτική τιμή ίση με το 1/4 του πλάτους της τροχιάς  $b_r$ .

Εδώ το πλάτος τροχιάς είναι 50mm, άρα η εκκεντρότητα  $e = 0,25 * 50 = 12,5\text{mm}$ .

*Ελάχιστες τιμές (γερανογέφυρα αφόρτιστη με το φορείο σε μία ακραία θέση, π.χ. στην τροχιά 2)*

Έχω ίδιο βάρος γερανού  $6356\text{kg} = 63,56\text{kN}$  και βάρος φορείου  $490\text{kg} = 4,90\text{kN}$ .



A) Συνδυασμοί φορτίων 1, 2 του πίνακα

Φορτίο γερανογέφυρας, εκτός του φορείου, ανηγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο

$$Q_c = (63,56 - 4,90) / 21 = 2,79\text{kN/m}$$

Δυναμική προσαύξηση

$$\Phi_1 * Q_c = 1,10 * 2,79 = 3,07\text{kN/m}$$

Συγκεντρωμένο φορτίο από το φορείο

$$\Phi_1 * G_c = 1,10 * 4,90 = 5,39 \text{ kN}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κύλισης (τροχιά 2)

$$\sum Q_r^{\min} = \frac{1}{2} * 3,07 * 21 + 5,39 * \frac{20,185}{21} = 37,44 \text{ kN}$$

$$\text{Και ανά τροχό } Q_r^{\min} = 18,72 \text{ kN}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό κύλισης (τροχιά 1)

$$\sum Q_{r,\min} = \frac{1}{2} * 3,07 * 21 + 5,39 * \frac{0,815}{21} = 32,44 \text{ kN}$$

$$\text{Και ανά τροχό } Q_{r,\min} = 16,22 \text{ kN}$$

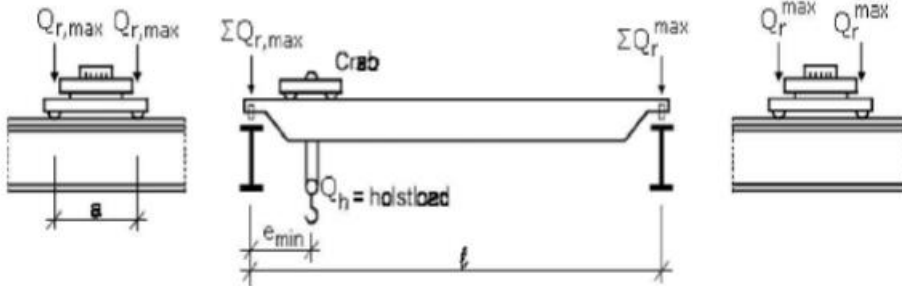
B) Συνδυασμοί φορτίων 3, 4, 5 του πίνακα

Εφαρμόζεται δυναμικός συντελεστής 1,0 αντί 1,1 οπότε

$$Q_r^{\min} = 17 \text{ kN και } Q_{r,\min} = 14,74 \text{ kN ανά τροχό}$$

Ο συνδυασμός 3 έχει δυναμικό συντελεστή μονάδα, έτσι συμπίπτει με τους συνδυασμούς 4, 5 που και αυτοί έχουν δυναμικό συντελεστή  $\varphi_4 = 1,0$ .

Μέγιστες τιμές (γερανογέφυρα φορτισμένη με το φορείο σε μία ακραία θέση)



A) Συνδυασμός φορτίων 1

Φορτίο ανύψωσης

$$Q_h = \varphi_2 * Q_{r,nom} = 1,134 * 20 = 22,68 \text{ kN}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κύλισης (τροχιά 2)

$$\sum Q_{r,\max} = \frac{1}{2} * 3,07 * 21 + (5,39 + 22,68) * \frac{20,185}{21} = 59,22 \text{ kN}$$

$$\text{Και ανά τροχό } Q_{r,\max} = 29,61 \text{ kN}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό κύλισης (τροχιά 1)

$$\sum Q_r^{\max} = \frac{1}{2} * 3,07 * 21 + (5,39 + 22,68) * \frac{0,815}{21} = 33,32 \text{ kN}$$

$$\text{Και ανά τροχό } Q_r^{\max} = 16,66 \text{ kN}$$

B) Συνδυασμός φορτίων 2

$$Q_h = \varphi_3 * Q_{r,nom} = 1,0 * 20 = 20 \text{ kN οπότε}$$

$$\sum Q_{r,\max} = \frac{1}{2} * 3,07 * 21 + (5,39 + 20) * \frac{20,185}{21} = 57,4 \text{ kN}$$

$$\text{Και } Q_{r,\max} = 28,7 \text{ kN}$$

$$\sum Q_r^{\max} = \frac{1}{2} * 3,07 * 21 + (5,39 + 20) * \frac{0,815}{21} = 33,22 \text{ kN}$$

$$Q_r^{\max} = 16,61 \text{ kN}$$

Γ) Συνδυασμοί φορτίων 3, 4, 5 ( $\varphi_4 = 1,0$ )

$$\sum Q_{r,\max} = \frac{1}{2} * 2,79 * 21 + (4,90 + 20) * \frac{20,185}{21} = 53,23 \text{ kN}$$

$$\text{Και } Q_{r,\max} = 26,61 \text{ kN}$$



$$\sum Q_r^{\max} = \frac{1}{2} * 2,79 * 21 + (4,90 + 20) * \frac{0,815}{21} = 30,26 \text{ kN}$$

$$Q_r^{\max} = 15,13 \text{ kN}$$

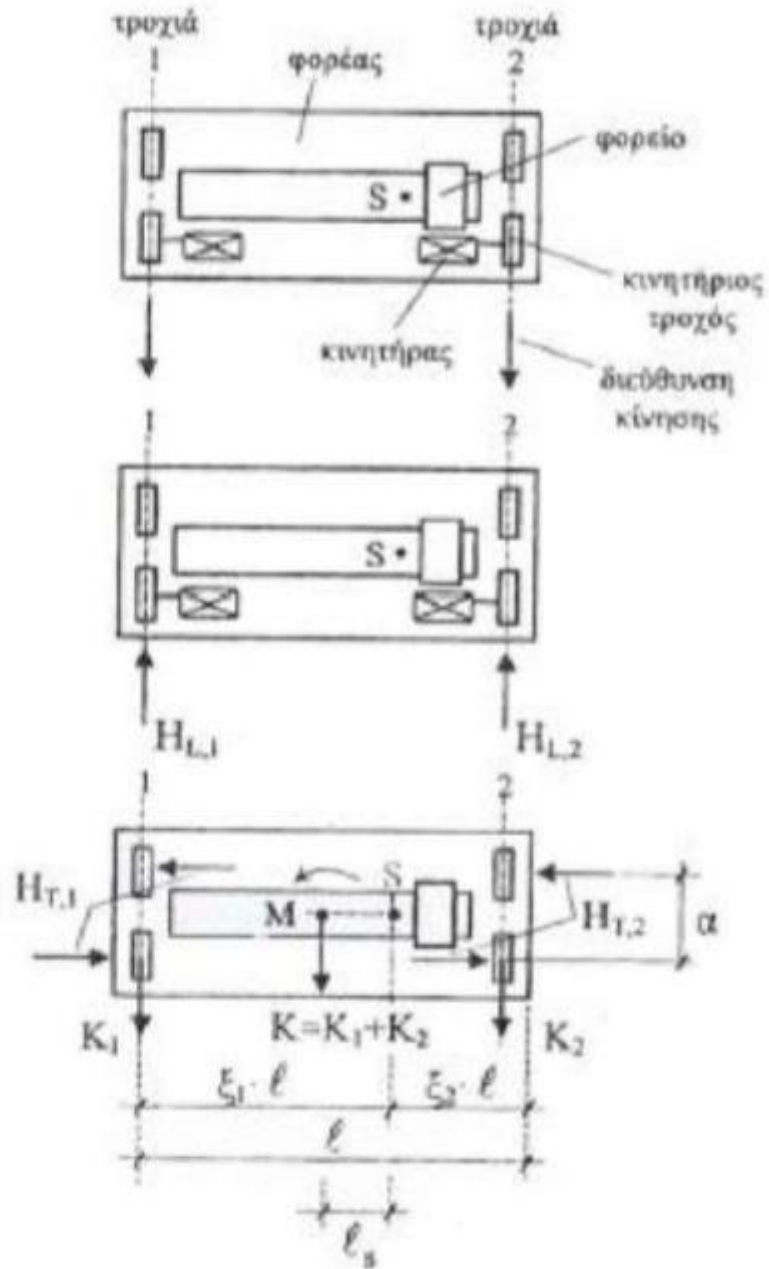
#### 2.1.4 Οριζόντια Φορτία

Οι οριζόντιες δυνάμεις που λαμβάνονται υπόψη κατά τη μελέτη μιας γερανογέφυρας είναι οι εξής:

1. Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας σχετικές με την κίνησή της κατά μήκος της δοκού κύλισης
2. Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση του φορείου σχετικές με την κίνησή του κατά μήκος της γερανογέφυρας
3. Οριζόντιες δυνάμεις οφειλόμενες στην παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας σχετικές με την κίνησή της κατά μήκος της δοκού κύλισης
4. Φορτία από τη σύγκρουση της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνησή της στο τέλος της διαδρομής
5. Φορτία από τη σύγκρουση του φορείου της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνησή του στο τέλος της διαδρομής

2.1.4.1 Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην επιτάχυνση και επιβράδυνση της γερανογέφυρας.

Αυτά τα φορτία προκαλούνται από την επιτάχυνση και την επιβράδυνση της γερανογέφυρας ως αποτέλεσμα της κινητήριας δύναμης στην διεπιφάνεια μεταξύ τροχών και τροχιάς κύλισης. Όταν η γερανογέφυρα επιβραδύνεται ή επιταχύνεται, η κινητήρια δύναμη  $K$  ασκείται στον άξονα κίνησης, ενώ κατά κανόνα το κέντρο βάρους  $S$  του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα και αναρτημένο φορτίο) απέχει του άξονα αυτού απόσταση ίση με  $l_s$ . Η προκύπτουσα ροπή εξισορροπείται από ζεύγη εγκάρσιων δυνάμεων  $H_T$  που αναπτύσσονται μεταξύ τροχών και τροχιών. Συγχρόνως ασκούνται και κατά μήκος δυνάμεις  $H_L$  (Σχήμα). Οι εγκάρσιες δυνάμεις  $H_{T,i}$  εξαρτώνται από τη θέση του αναρτώμενου φορτίου, για παράδειγμα αν το αναρτώμενο φορτίο είναι πιο κοντά προς μια τροχιά τότε οι εγκάρσιες δυνάμεις σε εκείνη την τροχιά είναι μεγαλύτερες, ενώ οι κατά μήκος δυνάμεις  $H_{L,i}$  είναι ίσες μεταξύ τους.



Σχήμα 2.2: Πλευρικές και κατά μήκος δυνάμεις επί των δοκών κύλισης λόγω της επιτάχυνσης/επιβράδυνσης της γερανογέφυρας

### 2.1.4.1.1 Υπολογισμοί

A) Κατά μήκος δυνάμεις  $H_{L,i}$

Συντελεστής τριβής τροχού-τροχιάς  $\mu=0,20$

Κινητήρια δύναμη:

$$K=\mu \cdot \sum Q_{r,\min} = \mu \cdot m_w \cdot Q_{r,\min} = 0,20 \cdot 2 \cdot 14,74 = 5,90 \text{ kN}$$

(υποτίθεται ότι σε κάθε τροχιά υπάρχει από ένας κινητήριος τροχός με ανεξάρτητη κίνηση άρα  $m_w=2$ )

Οριζόντιες κατά μήκος δυνάμεις:

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \cdot K \cdot 1/n_r = 1,50 \cdot 5,90 \cdot 1/2 = 4,42 \text{ kN}$$

B) Εγκάρσιες δυνάμεις  $H_{T,i}$

Συντελεστής  $\xi_1$  της απόστασης  $\xi_1 l$  του κέντρου βάρους  $S$  του συστήματος από την τροχιά 1:

$$\xi_1 = \sum Q_{r,\max} / \sum Q_r = \sum Q_{r,\max} / (\sum Q_{r,\max} + \sum Q_{r,\min}) = 53,23 / (53,23 + 30,26) = 0,638$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 0,362$$

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

$$l_s = (\xi_1 - 0,5) \cdot l = (0,638 - 0,5) \cdot 21 = 2,90 \text{ m}$$

Ροπή στροφής που προκαλείται από την κινητήρια δύναμη:

$$M = K \cdot l_s = 5,90 \cdot 2,90 = 17,1 \text{ kNm}$$

Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στη λιγότερο φορτιζόμενη τροχιά 1:

$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \xi_2 \cdot M / \alpha = 1,50 \cdot 0,362 \cdot 17,1 / 4 = 2,32 \text{ kN}$$

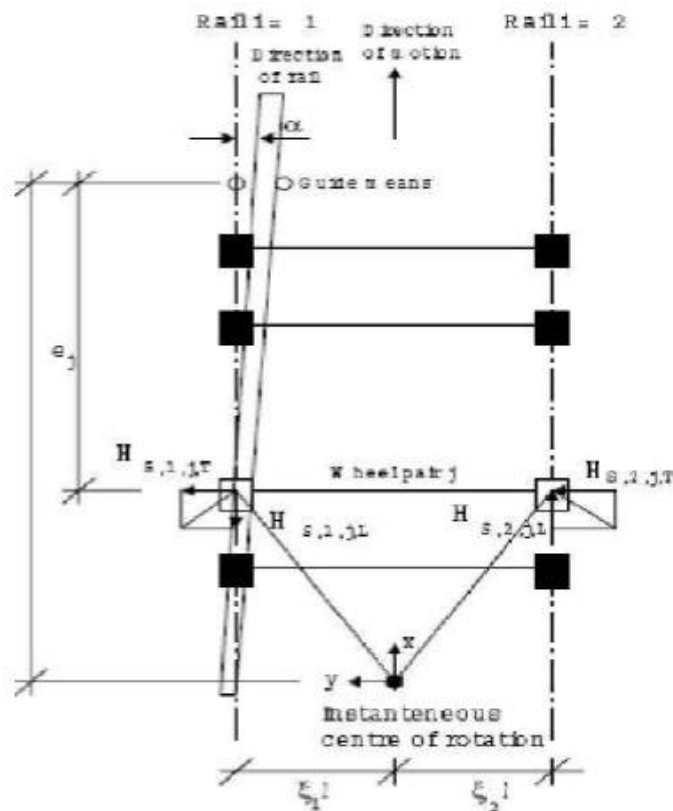
Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στην περισσότερη φορτιζόμενη τροχιά 2:

$$H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot M / \alpha = 1,50 \cdot 0,638 \cdot 17,1 / 4 = 4,09 \text{ kN}$$

2.1.4.2 Οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην παράγωγη (λοξή ως προς τις τροχιές) κίνηση της γερανογέφυρας (skewing forces).

Οι δυνάμεις αυτές αποτελούνται από την οδηγούσα δύναμη  $S$ , που ασκείται στη θέση που βρίσκονται τα μέσα καθοδήγησης, και από δύο (οριζόντιες) δυνάμεις σε κάθε τροχό (κατά μήκος και εγκάρσια), υπολογίζονται δε μέσω των συντελεστών  $f$  και  $l_{s,i,j}$  ( $i$  ο αριθμός της τροχιάς, 1 ή 2, και  $j$  η διεύθυνση,  $L$  η κατά μήκος και  $T$  η εγκάρσια).

Ως μέσα καθοδήγησης χρησιμοποιούνται συνήθως ένσφαιροι τριβείς (ρουλεμάν) ή επίπεδα ελάσματα που μπορεί να προηγούνται ή να έπονται των τροχών ή να συμπίπτουν ως προς τη θέση με αυτούς για την περίπτωση των ελασμάτων.



Σχήμα 2.3: Εγκάρσιες δυνάμεις  $H_{s,i,j,k}$

Οι δυνάμεις  $S$  και  $H_{s,i,j,k}$  υπολογίζονται ως εξής:

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

$$H_{s,1,j,L} = f * \lambda_{s,1,j,L} * \sum Q_r$$

$$H_{s,2,j,L} = f * \lambda_{s,2,j,L} * \sum Q_r$$

$$H_{s,1,j,T} = f * \lambda_{s,1,j,T} * \sum Q_r$$

$$H_{s,2,j,T} = f * \lambda_{s,2,j,T} * \sum Q_r$$

όπου:

- ο συντελεστής  $f$  υπολογίζεται ως εξής:  
 $f = 0,3 * (1 - \exp(-250 * \alpha)) \leq 0,3$ , όπου  $\alpha$  είναι η γωνία λοξότητας
- $\lambda_{s,2,j,k}$  είναι συντελεστής δύναμης
- $i$  είναι η τροχιά  $i$
- $j$  είναι το ζευγάρι τροχών  $j$
- $k$  είναι η διεύθυνση της δύναμης ( $L$ =κατά μήκος,  $T$ =εγκάρσια)

Η γωνία λοξότητας  $\alpha$  (skewing angle) εξαρτάται από το διάκενο μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της τροχιάς, το είδος των μέσων καθοδήγησης καθώς και από άλλους παράγοντες. Εάν για τα στοιχεία αυτά δεν υπάρχουν ακριβέστερα δεδομένα, η γωνία λοξότητας μπορεί, επί το δυσμενέστερο, να λαμβάνεται ίση με  $0,015 \text{ rad}$  ή να υπολογίζεται από τη σχέση  $\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0,015 \text{ rad}$ , όπου τα  $\alpha_F$ ,  $\alpha_V$ ,  $\alpha_0$  καθορίζονται στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 2.5: Καθορισμός των  $\alpha_F$ ,  $\alpha_V$ ,  $\alpha_0$

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

Όπου:

$\alpha_{ext}$  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

$\alpha_0$  είναι η δυνατή απόκλιση μεταξύ των διευθύνσεων της τροχιάς και των τροχών

Οι τιμές των συντελεστών  $\lambda_s$  εξαρτώνται από την απόσταση h μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και του στιγμιαίου κέντρου στροφής, από το εάν οι αντίστοιχοι (απέναντι) τροχοί κάθε τροχιάς είναι μεταξύ τους ανεξάρτητοι (σύστημα I) ή συνδεδεμένοι με κοινό άξονα (σύστημα C) και από το εάν ο άξονας αυτός (πραγματικός ή ιδεατός) είναι σταθερά συνδεδεμένος και στους 2 τροχούς (σύστημα FF) ή σταθερά με τον ένα με δυνατότητα σχετικής πλευρικής μετακίνησης ως προς τον άλλο (σύστημα FM).

Οι τιμές της απόστασης h υπολογίζονται σύμφωνα με τον πίνακα 2.6 και οι τιμές του συντελεστή  $\lambda_S, i, j, k$  σύμφωνα με τον πίνακα 2.7.

όπου:

- n ο αριθμός των ζευγών τροχών
- $\xi_1$  είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 1
- $\xi_2$  είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 2
- l είναι το άνοιγμα της γερανογέφυρας
- $e_j$  είναι η απόσταση του ζεύγους τροχών j από τα σχετικά μέσα καθοδήγησης
- h είναι η απόσταση μεταξύ του στιγμιαίου πόλου στροφής και των σχετικών μέσων καθοδήγησης

Πίνακας 2.6: Υπολογισμός απόστασης h

	Συνδυασμός ζευγών τροχών		h
	συνεζευγμένοι (c)	Ανεξάρτητοι (i)	
<b>Σταθερά/Σταθερά</b> FF	 CFF	 IFF	$\frac{m \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot l^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$
<b>Σταθερά/Κινητά</b> FM	 CFM	 IFM	$\frac{m \cdot \xi_1 \cdot l^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$

Πίνακας 2.7: Προσδιορισμός των συντελεστών  $\lambda_{s,i,j,k}$

System	$\delta_{S_j}$	$\delta_{S_{1jL}}$	$\delta_{S_{1jT}}$	$\delta_{S_{2jL}}$	$\delta_{S_{2jT}}$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$
CFM	$\frac{\xi_2 \left(1 - \frac{\sum e_j}{nh}\right)}{n h}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right)$	0	0

### 2.1.4.2.1 Υπολογισμοί

Στο παράδειγμά μας λαμβάνουμε  $\alpha=0,015\text{rad}$  (επί το δυσμενέστερο), άρα  
 $f=0,3*[1-\exp(-250*\alpha)]=0,3*[1-\exp(-250*0,015)]=0,293 \leq 0,3$ .

Στη συνέχεια υπολογίζουμε την απόσταση  $h$ :

Υποτίθεται, εν προκειμένω, ότι χρησιμοποιούνται τροχοί εφοδιασμένοι με επίπεδα ελάσματα καθοδήγησης. Επομένως η απόσταση  $e_1$  του προηγούμενου ζεύγους τροχών από τα μέσα καθοδήγησης είναι μηδενική,  $e_1=0$ . Για το δεύτερο ζεύγος τροχών, επίσης είναι  $e_2=\alpha=4,00\text{m}$ . επειδή, εξ' άλλου, δεν υπάρχουν ζεύγη συνεζευγμένων τροχών είναι  $m=0$ . Είμαστε λοιπόν στην περίπτωση σταθερά συνδεδεμένων τροχών όπου οι τροχοί κάθε τροχιάς είναι μεταξύ τους ανεξάρτητοι (σύστημα IFF) και άρα:

$$h=(m*\xi_1*\xi_2*I^2+\sum e_i^2)/\sum e_i = \sum e_i^2 / \sum e_i = 4,02/4=4,0\text{m}$$

Προσδιορισμός των συντελεστών  $\lambda_S$  (για σύστημα IFF):

$$\lambda_S = 1 - [\sum e_j / (n*h)] = 1 - [4,0 / (2*4,0)] = 0,5$$

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

Για το πρώτο ζεύγος (προηγούμενων) τροχών έχω:

$$\lambda_{S,1,1T} = (\xi_2/n) * [1 - (e_1/h)] = (0,362/2) * (1-0) = 0,181 \text{ (άξονας 1)}$$

$$\lambda_{S,2,1T} = (\xi_1/n) * [1 - (e_1/h)] = (0,638/2) * (1-0) = 0,319 \text{ (άξονας 2)}$$

Για το δεύτερο ζεύγος τροχών έχω:

$$\lambda_{S,1,2T} = (\xi_2/n) * [1 - (e_2/h)] = (0,362/2) * (1-4,0/4,0) = 0$$

$$\lambda_{S,2,2T} = (\xi_1/n) * [1 - (e_2/h)] = (0,638/2) * (1-4,0/4,0) = 0$$

Υπολογισμός οδηγούσας δύναμης  $S$ :

$$S = f * \lambda_S * \sum Q_{r,\max} = 0,293 * 0,50 * 53,23 = 7,80\text{kN}$$

Υπολογισμός εγκάρσιων δυνάμεων  $H_{S,i,j,k}$ :

$$H_{S,1,1T} = f * \lambda_{S,1,1T} * \sum Q_{r,\max} = 0,293 * 0,181 * 53,23 = 2,82\text{kN}$$

$$H_{S,1,2T} = f * \lambda_{S,1,2T} * \sum Q_{r,\max} = 0,293 * 0,319 * 53,23 = 4,98\text{kN}$$

$$H_{S,1,2T} = H_{S,2,2T} = 0$$

Οπότε στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών έχουμε:

$$\text{Επί τροχιάς 1 } H_{S,1,T} = H_{S,1,1T} - S = 2,82 - 7,80 = -4,98\text{kN}$$

$$\text{Και επί τροχιάς 2 } H_{S,2,T} = H_{S,2,1T} = 4,98\text{kN}$$

Οι παραπάνω δυνάμεις  $H_S$  θα ενταχθούν μόνο στο συνδυασμό φορτίων 5.

Ακολουθεί συγκεντρωτικός πίνακας των φορτίων της γερανογέφυρας, κατακόρυφων και οριζοντίων, για όλους τους συνδυασμούς φορτίων. Τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία υπολογίστηκαν ως φορτία λειτουργίας με  $\gamma=1,0$ , συνεπώς για τη μετατροπή τους σε φορτία σχεδιασμού πολλαπλασιάζονται με  $\gamma=1,35$ . Ο πρώτος αριθμός αντιστοιχεί σε φορτίο λειτουργίας ( $\gamma=1,0$ ) ενώ ο δεύτερος σε φορτίο σχεδιασμού ( $\gamma=1,35$ ).

Πίνακας 2.6: Κατακόρυφα και οριζόντια φορτία γερανογέφυρας

			1	2	3	4	5
Κατακόρυφα φορτία	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας	$Q_r^{\min}$	18,72	18,72	17,00	17,00	17,00
			25,27	25,27	22,95	22,95	22,95
	$Q_{r,\min}$		16,22	16,22	14,74	14,74	14,74
			21,9	21,9	19,90	19,90	19,90
Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο	$Q_{r,\max}$	29,61	28,70	-	26,61	26,61	
		39,97	38,75		35,92	35,92	
Οριζόντια φορτία	Επιτάχυνση, επιβράδυνση της γερανογέφυρας	$H_{L1}$	4,42	4,42	4,42	4,42	-
			5,97	5,97	5,97	5,97	
	$H_{L2}$	4,42	4,42	4,42	4,42	-	
		5,97	5,97	5,97	5,97		
	$H_{T1}$	2,32	2,32	2,32	2,32	-	
		3,13	3,13	3,13	3,13		
	$H_{T2}$	4,09	4,09	4,09	4,09	-	
		5,52	5,52	5,52	5,52		
Παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας	$H_{S,1,T}$	-	-	-	-	4,98	
						6,72	
	$H_{S,2,T}$	-	-	-	-	4,98	
						6,72	

## 2.2 Δοκός Κύλισης - Γενικά

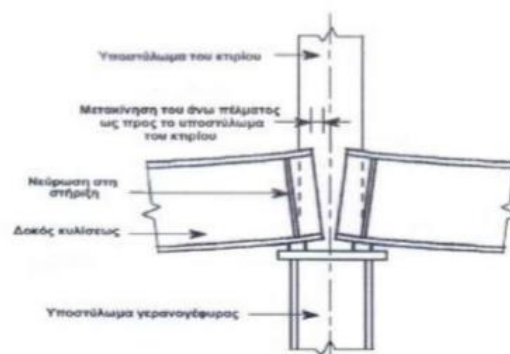
Οι δοκοί κύλισης της γερανογέφυρας είναι φέρουσες κατασκευές ιδιάζουσας σημασίας και αυτό από δύο διαφορετικές απόψεις, τη στατική και τη λειτουργική. Από λειτουργική άποψη, οι δοκοί κύλισης αποτελούν ζωτικό τμήμα του συστήματος διακίνησης των φορτίων μέσα στο κτίριο, και επομένως ελαττωματική λειτουργία τους, πολλοί νεκροί χρόνοι για συντήρηση και επισκευές, ακόμη και αστοχίες, μπορεί να έχουν ως αποτέλεσμα σοβαρότατες οικονομικές επιπτώσεις για τον ιδιοκτήτη της εγκατάστασης. Από στατική άποψη, οι δοκοί κύλισης είναι φορείς ξεχωριστής σημασίας για δύο βασικούς λόγους. Πρώτον, γιατί είναι από τις λίγες εκείνες κατασκευές που τα μέγιστα φορτία υπολογισμού πραγματοποιούνται στο ακέραιο και μάλιστα πολύ συχνά, ανάλογα με τη χρήση των γερανογεφυρών που εξυπηρετούν. Δεύτερον, γιατί σε ό,τι αφορά τις καταπονήσεις, υπόκεινται σε συνεχείς ακραίες εναλλαγές των τάσεων στις διάφορες διατομές με αποτέλεσμα να είναι κατασκευές ευαίσθητες σε φαινόμενα κόπωσης από τα οποία πολύ συχνά πάσχουν.

Επειδή υπάρχει περίπτωση οι πλευρικές παραμορφώσεις της δοκού κύλισης να είναι σημαντικές, κατασκευάζεται στη στάθμη του άνω πέλματός της οριζόντιο πλευρικό δικτύωμα, το οποίο προσθέτως προσφέρει προστασία έναντι πλευρικού λυγισμού. Μέλη του δικτύωματος αυτού μπορεί να χρησιμοποιούνται για τη διαμόρφωση πλευρικού διαδρόμου στη στάθμη της γερανογέφυρας απαραίτητου για την προσβασιμότητα σε αυτή, για τη συντήρησή της ή τη διόρθωση βλαβών.

Οι δοκοί κύλισης κατασκευάζονται συνήθως ως αμφιέριστα στοιχεία, μεταξύ δύο διαδοχικών κύριων φορέων, ή ως συνεχείς δοκοί επί δύο ίσων ανοιγμάτων. Στην πρώτη περίπτωση η δοκός κύλισης διευκολύνει την ανέγερση και η τοποθέτησή της σταθεροποιεί κάθε νεοανεγειρόμενο πλαίσιο. Στη δεύτερη περίπτωση μειώνονται οι παραμορφώσεις, κρίσιμες συνήθως για τη διαστασιολόγηση και τα δυσμενή μεγέθη παραμορφώσεως προκύπτουν όταν και τα δύο φορτία από τους τροχούς της γερανογέφυρας βρίσκονται στο ίδιο άνοιγμα ενώ το άλλο παραμένει αφόρτιστο.

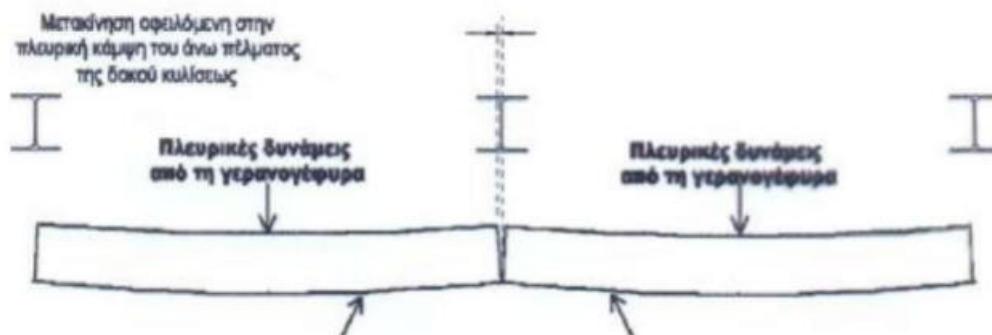
Προκειμένου η δοκός κύλισης να μπορεί να πραγματοποιήσει τις κατακόρυφες παραμορφώσεις της και να μην ασκηθούν εφελκυστικές δυνάμεις μοχλού στους κοιλίες με τους οποίους το κάτω πέλμα της συνδέεται με το υποστύλωμα, διαμορφώνεται λεπτομέρεια με έδραση μέσω σχετικά στενού ενδιάμεσου ελάσματος. Η πρόβλεψη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

Η δοκός κύλισης, στις θέσεις στήριξής της, τουλάχιστον, πρέπει να εξασφαλίζεται έναντι πλευρικής μετάθεσης του άνω πέλματός της και έναντι στροφής της διατομής (Σχήμα 2.6, 2.7). Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται με τη σύνδεση του θλιβόμενου πέλματος προς το υποστύλωμα του πλαισίου (Σχήμα 2.8) η οποία πρέπει να διαμορφώνεται με τον τρόπο που να επιτρέπει τις οριζόντιες παραμορφώσεις της δοκού.

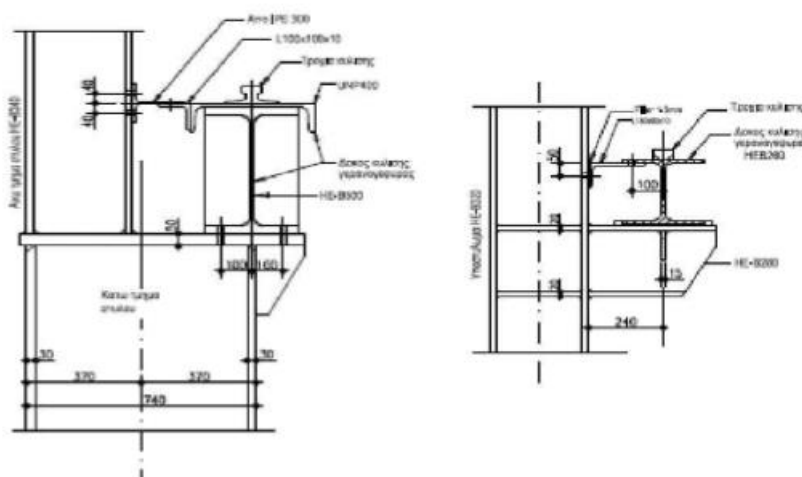


Σχήμα 2.6: Στροφή άκρου των δοκών κύλισης





Σχήμα 2.7: Πλευρική παραμόρφωση δοκού κύλισης



Σχήμα 2.8: Ενίσχυση βασικής διατομής διπλού ταυ σε ελατή δοκό κύλισης και πλευρική στήριξη της στη θέση έδρασης

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. Στο EN 1993-6 υποδεικνύεται στους ελέγχους αντοχής να λαμβάνεται υπόψη μειωμένη διατομή ίση προς  $0,25t_r$ . Στους ελέγχους κόπωσης λαμβάνεται υπόψη το μισό της απομείωσης αυτής.

Για τις τροχιές χρησιμοποιούνται ειδικοί χάλυβες με αυξημένη σκληρότητα και εφελκυστική αντοχή μεταξύ 500 και 1200MPa. Το Παράρτημα A του EN 1993-6 περιέχει μια μέθοδο για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής τους. 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 υποστέγου (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).

Όταν στα κτίρια λειτουργούν βαριές γερανογέφυρες ή όταν το κτίριο έχει μεγάλο ύψος, όπως τυπικά συμβαίνει σε κτίρια ναυπήγησης πλοίων ή βαριές βιομηχανίες, τα υποστυλώματα κατασκευάζονται συνήθως ως σύνθετα μέχρι τη στάθμη έδρασης των δοκών κύλισης, εξασφαλίζοντας έτσι την απαραίτητη δυσκαμψία (Σχήμα).

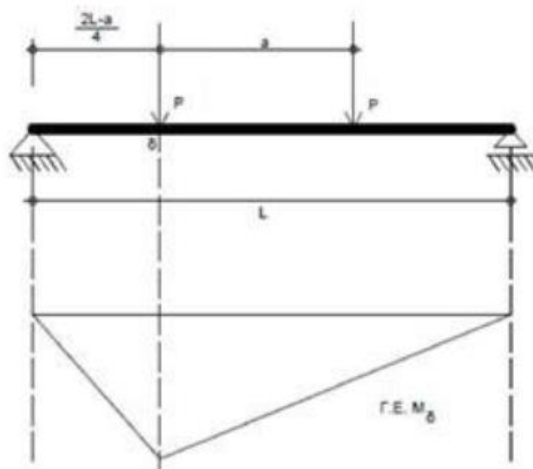
Οι δοκοί κύλισης ελέγχονται ως προς την επάρκειά τους έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης. Πρέπει δηλαδή να διαπιστώνεται ότι η διατομή της δοκού είναι επαρκής και ότι η δοκός ως μέλος ανταποκρίνεται στη σύνθετη καταπόνηση στην οποία υποβάλλεται, χωρίς να παρουσιάζει παραμορφώσεις που δυσχεραίνουν την κίνηση και τη λειτουργία της γερανογέφυρας. Λόγω, εξ' άλλου, του μεγάλου αριθμού κύκλων φόρτισης πρέπει να διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω κόπωσης.

Ως προς την αντοχή της δοκού κύλισης πρέπει να γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι:

1. Έλεγχος της διατομής για το δυσμενέστερο συνδυασμό εντατικών μεγεθών. Τα κατακόρυφα φορτία από τους δύο τροχούς πρέπει να τοποθετηθούν στη δυσμενέστερη δυνατή θέση. Για μια αμφιέριστη δοκό κύλισης ανοίγματος  $l$ , επί της οποίας ασκούνται κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού  $P$  μέσω δύο τροχών που απέχουν απόσταση  $a$  μεταξύ τους, η μέγιστη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας είναι (Σχήμα 2.9):

$$\max M = P \cdot (2 \cdot l - a)^2 / 8 \cdot l$$

Η μέγιστη αυτή καμπτική ροπή πραγματοποιείται όταν το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση  $x = (2 \cdot l - a) / 4$ . Η παραπάνω μέγιστη ροπή ισχύει εφ' όσον  $a < 0,586 \cdot L$ . Σε αντίθετη περίπτωση, 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 2.9: Μέγιστη ροπή στην αμφιέριστη δοκό κύλισης που προκαλείται για θέση ζεύγους φορτίων  $P$

2. Έλεγχος του μέλους. Οι αξονικές δυνάμεις επί της δοκού κύλισης, οι οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας, είναι σχετικά μικρές, επομένως κίνδυνος καμπτικού λυγισμού δεν υπάρχει. Αντιθέτως, πρέπει η δοκός να ελέγχεται

έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Συνήθως η πλευρική παραμόρφωση των δοκών κύλισης παρεμποδίζεται μέσω των στοιχείων που τοποθετούνται ειδικά για το σκοπό αυτό, οπότε δεν αναπτύσσονται σημαντικές καμπτικές ροπές περί το δευτερεύοντα άξονα αδράνειας της διατομής ούτε υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

3. Τοπικός έλεγχος τάσεων στον κορμό της δοκού κύλισης 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. Η συνδυασμένη ισοδύναμη τάση πρέπει να ελέγχεται.
4. Τοπικός έλεγχος ορθών τάσεων εκ κάμψεως στον κορμό, λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού.
5. Έλεγχος σε ρητίδωση και κύρτωση του κορμού.

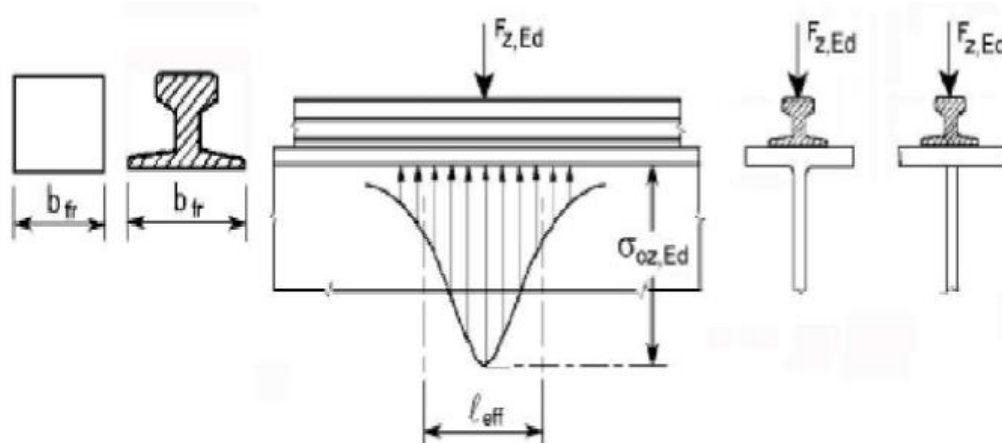
Ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 6 για τη διευκόλυνση των παραπάνω ελέγχων δέχεται τις εξής απλοποιητικές παραδοχές:

1. Τα κατακόρυφα φορτία των τροχών παραλαμβάνονται από τη δοκό κύλισης.
2. Τα πλευρικά φορτία παραλαμβάνονται από το άνω πέλμα της δοκού.
3. Οι στρεπτικές ροπές παραλαμβάνονται από ζεύγη δυνάμεων που δρουν οριζόντια στο πάνω και στο κάτω πέλμα της δοκού κύλισης.

Οι τοπικές θλιπτικές τάσεις επί του κορμού της δοκού κύλισης κάτω από το φορτίο τροχού θεωρούνται ότι διανέμονται ομοιόμορφα όπως φαίνεται στο σχήμα 2.10 σε κάποιο ενεργό μήκος  $l_{eff}$  του κορμού. Η θλιπτική τάση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_{Z,Ed} = \frac{F_{Z,Ed}}{l_{eff} * t_w}$$

όπου  $F_{Z,Ed}$  το φορτίο σχεδιασμού του τροχού,  $t_w$  το πάχος του κορμού και το  $l_{eff}$  εξαρτάται από τη γεωμετρία της τροχιάς, τον τρόπο σύνδεσής της επί της δοκού κύλισης και τις διαστάσεις του άνω πέλματός της (πίνακας 2.7).

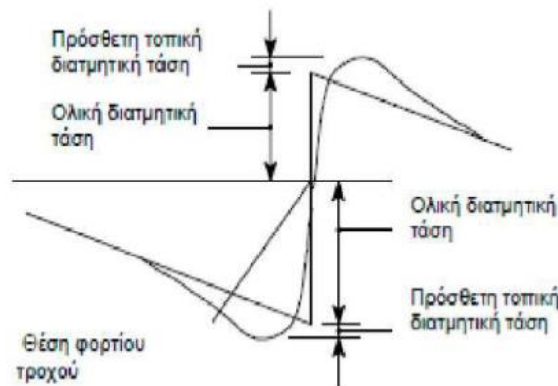


Σχήμα 2.10: Ομοιόμορφη διανομή τοπικών θλιπτικών τάσεων επί του κορμού της δοκού κύλισης

Πίνακας 2.7: Ενεργό μήκος  $l_{eff}$  του κορμού

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

Οι πρόσθετες διατμητικές τάσεις  $\tau_{XZ,Ed}$  λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού λαμβάνονται κατά προσέγγιση ίσες προς το 20% της  $\sigma_{Z,Ed}$ .



Σχήμα 2.11: Πρόσθετες τοπικές και ολικές διατμητικές τάσεις λόγω φορτίου τροχού

Οι τοπικές ορθές τάσεις στον κορμό λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού προσδιορίζονται από τη θεωρητική σχέση:

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6T_{Ed}}{at_w^2} n \tanh(n)$$

$$n = \sqrt{\left[ \frac{0,75at_w^3}{I_t} \times \frac{\sinh^2\left(\frac{\pi h_w}{a}\right)}{\sinh\left(\frac{2\pi h_w}{a}\right) - 2\pi h_w/a} \right]}$$

Όπου:

- $a$  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  $F_{Z,Ed}$ .

Για τον έλεγχο της λειτουργικότητας των γερανογεφυρών πρέπει να λαμβάνεται υπόψη:

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

Τα αποδεκτά όρια παραμορφώσεων (κατακόρυφων και οριζόντιων) μπορεί να καθορίζονται από Κανονισμούς. Ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 6 περιέχει σχετικούς πίνακες οι οποίοι καλύπτουν τις απαιτήσεις λειτουργικότητας που αναφέρονται προηγουμένως, πλην της τελευταίας, για την οποία πρέπει να γίνεται ειδικός έλεγχος τάσεων. Ο πίνακας 2.8 περιέχει τους περιορισμούς για τις οριζόντιες παραμορφώσεις και ο πίνακας 2.9 τους περιορισμούς για τις κατακόρυφες. Ιδιαίτερα αυστηρός είναι ο περιορισμός της παραγράφου (ε) ( $\Delta s < 10\text{mm}$  από πίνακα 2.8) που μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική αύξηση της ποσότητας χάλυβα για το φέροντα οργανισμό προκειμένου να εξασφαλιστεί η σχετική δυσκαμψία. Επομένως συνιστάται να προηγείται η σύνταξη της μελέτης, η προβλεπόμενη συννενόηση μεταξύ των παραγόντων του έργου σε ό,τι αφορά την αριθμητική τιμή του περιορισμού η οποία θα εφαρμοστεί.

Το μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού κύλισης ανοίγματος  $l$  υπό δύο συγκεντρωμένα φορτία  $P$  απέχοντα  $a$  μεταξύ τους, αντιστοιχεί σε συμμετρική διάταξη των φορτίων ως προς το μέσον της δοκού και δίδεται από τη σχέση:


$$f = \frac{P * c}{24EI} (3l^2 - 4c^2)$$

Όπου:

- $EI$  η δυσκαμψία της δοκού
- $c$  η απόσταση κάθε φορτίου από το άκρο ( $2c+a=l$ ).

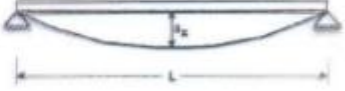

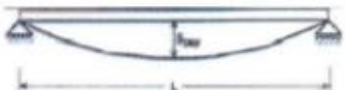
Εάν  $a > 0,65L$  δυσμενέστερη τιμή του βέλους προκύπτει όταν το ένα φορτίο βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος.

Πίνακας 2.8: Οριακές τιμές των οριζόντιων παραμορφώσεων

<p>α) Οριζόντια παραμόρφωση <math>\delta_y</math> της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς</p> $\delta_y \leq L/600$	
<p>β) Οριζόντια μετατόπιση <math>\delta_y</math> πλαισίου (ή υποστυλώματος) στη στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας</p> $\delta_y = h_c/400$ <p>όπου ύψος <math>h_c</math> το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται (τροχιά ή πέλμα)</p>	
<p>γ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση <math>\Delta\delta_y</math> προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης στο εσωτερικό χώρο</p> $\Delta\delta_y \leq L/600$	
<p>δ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση <math>\Delta\delta_y</math> προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης σε εξωτερικό χώρο:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- οφειλόμενη σε συνδυασμό πλευρικών δυνάμεων της γερανογέφυρας και φορτίου ανέμου συνυπάρχοντος με τη λειτουργία της γερανογέφυρας:</li> </ul> $\Delta\delta_y \leq L/600$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- οφειλόμενη σε φορτίο ανέμου μη συνδυαζόμενο με τη λειτουργία της γερανογέφυρας:</li> </ul> $\Delta\delta_y \leq L/400$	
<p>ε) Μεταβολή <math>\Delta s</math> της απόστασης μεταξύ των κέντρων των τροχιών της γερανογέφυρας, περιλαμβανόμενης της επιρροής της μεταβολής της θερμοκρασίας:</p> $\Delta s \leq 10mm(\text{σημείωση})$	
<p>ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι οριζόντιες παραμορφώσεις και αποκλίσεις των δοκών κυλίσεως γερανογεφυρών θεωρούνται κατά το σχεδιασμό. Οι αποδεκτές παραμορφώσεις και ανοχές εξαρτώνται από τις λεπτομέρειες και τα περικόμια των μέσων καθοδήγησης της γερανογέφυρας. Εφ' όσον το περιθώριο <math>e</math> 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 πελάτη, του μελετητού και του προμηθευτή του γερανού.</p>	



Πίνακας 2.9: Οριακές τιμές των κατακόρυφων παραμορφώσεων

Περιγραφή της αποκλίσεως (παραμόρφωση ή μετατόπιση)	Διάγραμμα
<p>α) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> μιας δοκού κλίσεως γερανογέφυρας:</p> <p style="text-align: center;"><b><math>\delta_z \leq L/600</math> και <math>\delta_z \leq 25mm</math></b></p> <p>Η κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> μπορεί να λαμβάνεται ως η συνολική παραμόρφωση που οφείλεται στα κατακόρυφα φορτία, μειωμένη κατά το ενδεχόμενο αρνητικό βέλος, όπως για το <math>\delta_{max}</math> στο σχήμα Α.1.1 του EN 1990</p>	
<p>β) Διαφορά <math>\Delta h_c</math> μεταξύ των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δύο δοκών κλίσεως που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα.</p> <p style="text-align: center;"><b><math>\Delta h_c \leq s/600</math></b></p>	
<p>γ) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_{ray}</math> της δοκού κλίσεως ως προς τις στηρίξεις της, μιας μονοτρόχιας οφειλόμενη μόνο στο αναρτώμενο φορτίο, χωρίς εφαρμογή δυναμικού μεγεθυντικού συντελεστή.</p> <p style="text-align: center;"><b><math>\delta_{ray} \leq L/500</math></b></p>	

Εκτός από τους ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας η δοκός κύλισης, λόγω της φύσεως των φορτίων που την καταπονούν με μεγάλο αριθμό επαναλήψεων, πρέπει να ελέγχονται επίσης και έναντι κόπωσης. Ευαίσθητο σημείο της δοκού κύλισης είναι η σύνδεση κορμού-άνω πέλματος ιδιαίτερα όταν η σύνδεση αυτή είναι συγκολλητή (κατασκευασμένη δοκό κύλισης). Έχει διαπιστωθεί ότι η συγκόλληση του κορμού επί του πέλματος μέσω δύο αμφίπλευρων εσωραφών πλήρους διεισδύσεως 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 τη συμπεριφορά σε κόπωση. Η ατελής επαφή δεν υπάρχει στην περίπτωση των εσωραφών. Σχετικός είναι ο πίνακας από τον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 6 που κατατάσσει τις πιθανές λεπτομέρειες σύνδεσης κορμού-πέλματος σε κατηγορίες κόπωσης.

Στον Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 3 οι διάφορες γερανογέφυρες, ανάλογα με τους προβλεπόμενους κύκλους φόρτισης και τη στάθμη των κύκλων αυτών ως προς τη μέγιστη ανυψωτική ικανότητά τους, διακρίνονται, από πλευράς ευαισθησίας έναντι κόπωσης σε δέκα κατηγορίες ( $S_0, S_1 \dots S_9$ ).

Ο έλεγχος μπορεί να γίνεται μέσω ιδεατών φορτίων, τα οποία επαναλαμβανόμενα σε  $2 \cdot 10^6$  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 φορτίο λαμβάνεται από τη σχέση:

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

Όπου

- $Q_{max,i}$  η μέγιστη αντίδραση τροχού
- $\varphi_{fat}$  ο δυναμικός συντελεστής κόπωσης
- $\lambda$  ο συντελεστής με βάση το βαθμό έκθεσης σε κόπωση (πίνακας 2.10)
- Ο συντελεστής  $\varphi_{fat}$  μπορεί να λαμβάνεται ως ο δυσμενέστερος εκ των  $(1+\varphi_1)/2$  και  $(1+\varphi_2)/2$ .

Πίνακας 2.10: Τιμές συντελεστή  $\lambda$  για τον υπολογισμό των ισοδύναμων ιδεατών φορτίων 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

Ο έλεγχος επάρκειας έναντι κόπωσης γίνεται με βάση τις σχέσεις που ακολουθούν. Στις σχέσεις αυτές:

- $\Delta_{\sigma E}$  είναι η διακύμανση της ορθής τάσης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού
- $\Delta_{\tau E}$  είναι η διακύμανση της διατμητικής τάσης, όπως οι διακυμάνσεις αυτές προκύπτουν από το φορτίο κόπωσης (δρώσα διακύμανση)

Γίνεται επίσης έλεγχος αλληλεπίδρασης των δύο τύπων κόπωσης. Ο συντελεστής  $\gamma_{Ff}$  προσαύξησης της δράσης αυτής μπορεί να λαμβάνεται ίσος με μονάδα. Ο συντελεστής  $\gamma_{Mf}$  λαμβάνεται από τον πίνακα.

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

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

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

Assessment method	Consequence of Failure	
	Low consequence	High consequence
Damage tolerant	1,00	1,15
Safe life	1,15	1,35



## 2.2.1 Διαστασιολόγηση Δοκού Κύλισης

Επιλογή διατομής με βάση το επιτρεπόμενο βέλος κάμψης

Για  $L=5,40\text{m}$  και  $a=4,00\text{m}$  υπολογίζουμε  $0,65*L=0,65*5,40=3,51\text{m}<a=4,00\text{m}$ .

Επομένως το μέγιστο βέλος αναπτύσσεται όταν το ένα από τα δύο φορτία ασκηθεί στο μέσο του ανοίγματος, δηλαδή  $c=2,70\text{m}=270\text{cm}$ .

Παραμόρφωση λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων:

$$\delta_{1z}=[(P*c)*(3*I^2-4*c^2)/(24*E*I_y)]<L/600=540/600=0,90$$

$$\delta_{1z}=[(29,61*270)*(3*540^2-4*270^2)/(24*21000*I_y)]<0,90$$

$$\text{άρα } I_y>10279\text{cm}^4$$

άρα επιλέγω διατομή HEB240 με  $I_y=11260\text{cm}^4$ .

Χαρακτηριστικά διατομής HEB240

$$A=106\text{cm}^2 \quad t_f=17\text{mm} \quad W_{el,z}=326,9\text{cm}^3$$

$$h=240\text{mm} \quad W_{el,y}=938,3\text{cm}^3 \quad W_{pl,z}=498,4\text{cm}^3$$

$$b=240\text{mm} \quad W_{pl,y}=1053\text{cm}^3 \quad A_{vz}=33,23\text{cm}^2$$

$$t_w=10\text{mm} \quad I_y=11260\text{cm}^4 \quad I_t=102,7\text{cm}^4$$

$$d=164\text{mm}$$

Για S235 η διατομή για καθαρή θλίψη και καθαρή κάμψη ανήκει στην κατηγορία 1.

### 2.2.1.1 Έλεγχος βέλους HEB240

Με βάση τη διατομή που επιλέξαμε θα υπολογίσουμε εκ νέου τα βέλη κάμψης που προκύπτουν:

(α) Λόγω συγκεντρωμένων κινητών φορτίων

$$\delta_{1z}=[(29,61*270)*(3*540^2-4*270^2)/(24*21000*11260)]=0,822\text{cm}$$

(β) Λόγω ίδιου βάρους της δοκού

Για  $G=0,83+0,30=1,13\text{kN/m}=0,0113\text{kN/cm}$  έχουμε

$$\delta_{2z}=(5*0,0113*540^4)/(384*21000*11260)=0,053\text{cm}$$

Συνολική παραμόρφωση – Αποδεκτά όρια

$\delta_z=\delta_{1z}+\delta_{2z}=0,875\text{cm}$ , τιμή η οποία είναι αποδεκτή επειδή είναι μικρότερη από 25mm και από  $L/600=0,90\text{cm}$ .

### 2.2.2 Έλεγχος δοκού στην οριακή κατάσταση αστοχίας

$L=5,40\text{m}$  και  $a=4,00\text{m}$  έχουμε  $0,586L=3,16<a$ , οπότε έχουμε τη μέγιστη ροπή όταν το ένα από τα δύο φορτία βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος (οπότε το άλλο βρίσκεται εκτός της δοκού).

$$M_{EDy}=P*L/4=39,97*5,40/4,00=53,96\text{kNm}$$

$$V_{EDy}=P/2=39,97/2=19,985\text{kN}$$

$$M_{EDz}=H*L/4=5,52*5,40/4,00=7,45\text{kNm}$$

$$V_{EDz}=H/2=5,52/2=2,76\text{kN}$$

Λόγω της μικρής ανυψωτικής ικανότητας (2t) επιλέγουμε ως διατομή τροχιάς συμπαγή ορθογωνική (50mm\*30mm) και έχουμε πλάτος τροχιάς  $b_f=50\text{mm}$  και εκκεντρότητα  $e=b_f/4=12,5\text{mm}$ .

Λόγω της έκκεντρης δράσης των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, μαζί με τα προηγούμενα εντατικά μεγέθη συνυπάρχει και στρεπτική ροπή. Η συγκεντρωμένη αυτή ροπή στο μέσο του ανοίγματος θα είναι:

$$M_{\tau,Ed} = P \cdot e + H \cdot (1/2 \cdot h + h_r) = 39,97 \cdot 1,25 + 5,52 \cdot (12 + 3) = 132,76 \text{ kNm} = 1,33 \text{ kNm}$$

Η μέγιστη στρεπτική ροπή που αναπτύσσεται στη δοκό είναι:

$$T_{w,Ed} = 1,33/2 = 0,67 \text{ kNm}$$

Συνδυασμένη διάτμηση από κάμψη και στρέψη

$$\tau_{v,Ed} = M_{\tau,Ed} \cdot t / I_t = 0,67 \cdot 1,0 / 102,7 = 0,65 \text{ kN/cm}^2$$

$$\beta_v = (V_{sd} / A_v) / ((f_y / \sqrt{3}) / \gamma_M) + [\tau_{v,Ed} / (1,25 \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0})]^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow \beta_v = (19,985 / 33,23) / ((23,5 / \sqrt{3}) / 1,1) + [0,65 / (1,25 \cdot (23,5 / \sqrt{3}) / 1,0)]^2 \rightarrow$$

$\rightarrow \beta_v = 0,05 < 0,50$ , άρα δεν απαιτείται να γίνει απομείωση των αντοχών σε κάμψη λόγω διατμητικών τάσεων.

#### 2.2.2.1 Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού λόγω ίδιου βάρους της δοκού κύλισης

Ίδιο βάρος της δοκού κύλισης περιλαμβανομένης και της σιδηροτροχιάς: 1,13 kN/m.

$$M_{g,sd} = (1,35 \cdot q \cdot l^2) / 8 = (1,35 \cdot 1,13 \cdot 5,40^2) / 8 = 5,56 \text{ kNm}$$

$$V_{g,sd} = 1/2 \cdot q \cdot l = 1/2 \cdot (1,35 \cdot 1,13 \cdot 5,40) = 4,12 \text{ kN}$$

#### 2.2.2.2 Έλεγχος κορμού σε διάτμηση

Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη προκύπτει στο άκρο της δοκού κύλισης όταν ένα από τα δύο συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία βρίσκεται στο άκρο αυτό.

$$\max V_{y,sd} = 39,97 \cdot (1 + 4/5,40) + 4,12 = 73,7 \text{ kN}$$

$$V_{y,Rd} = (A_{vz} \cdot f_y) / \sqrt{3} = (33,23 \cdot 23,5) / \sqrt{3} = 450,86 \text{ kN} > 73,7 \text{ kN}, \text{ άρα επαρκεί.}$$

#### 2.2.2.3 Έλεγχος σε κύρτωση

$$d/t_w = 164/10 = 16,4 < 69 \epsilon = 69, \text{ άρα δεν απαιτείται έλεγχος σε κύρτωση.}$$

#### 2.2.2.4 Έλεγχος άνω πέλματος σε διάτμηση

Η μέγιστη τέμνουσα  $V_z$  προκαλείται από το φορτίο  $H_s$  όταν βρίσκεται στην άκρη της δοκού κύλισης.

$$V_{z,sd} = 6,72 \text{ kN}$$

$$V_{z,Rd} = (b \cdot t_f \cdot f_y) / \sqrt{3} = 553,56 \text{ kN} > V_{z,sd}, \text{ άρα το άνω πέλμα επαρκεί.}$$

#### 2.2.2.5 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η δοκός κύλισης θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένη στις θέσεις στήριξης, δηλαδή ανά απόσταση  $l = c = 5,40 \text{ m}$ . Από την διατομή της δοκού κύλισης θεωρώ τμήμα  $g$ , το οποίο αποτελείται από το θλιβόμενο (άνω) πέλμα και το ένα πέμπτο του κορμού.

$$A_{f,g} = 24 \cdot 1,7 + 1/5 \cdot (1,0 \cdot 20,6) = 44,92 \text{ cm}^2$$

$$i_{z,g} = (I_{z,g} / A_{f,g})^{0,5} = 1958,4 / 44,92 = 6,60 \text{ cm}$$

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

$$M_{pl,y,Rd} = 1053 \cdot 23,5 / 100 = 247,46 \text{ kNm}$$

$$0,4 \cdot i_{z,g} \cdot \lambda_1 \cdot (M_{pl,y,Rd} / M_{sd})^{0,5} = 0,4 \cdot 6,60 \cdot 93,9 \cdot (247,46 / 59,52)^{0,5} = 505,46 \text{ cm} < 540 \text{ cm}$$

$$\lambda = l / i_{z,g} = 540 / 6,6 = 81,8$$

$$\lambda/\lambda_1=81,8/93,9=0,87$$

$$\chi=0,68 \text{ (από καμπύλη λυγισμού b)}$$

$$N_{f,sd}=59,52/0,223=266,97\text{kN}<0,68*44,92*23,5=717,82\text{kN}$$

### 2.2.2.6 Έλεγχος σε λοξή κάμψη και αξονική δύναμη

Λόγω του μικρού μεγέθους της αξονικής δύναμης δεν γίνεται έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού. Τα οριζόντια κατά μήκος και εγκάρσια φορτία θεωρείται ότι αναλαμβάνονται μόνο από την λεπίδα του άνω πέλματος. Οι στρεπτικές ροπές αναλύονται σε ζεύγη δύο δυνάμεων που ενεργούν οριζόντια στις στάθμες του άνω και κάτω πέλματος της δοκού. Η παραδοχή αυτή είναι δυσμενής μιας και υποτίθεται παραλαβή από την δοκό των στρεπτικών ροπών εξ' ολοκλήρου μέσω στρεβλώσεως των διατομών της. Επίσης στην σχέση της με την οποία πραγματοποιούμε τον συγκεκριμένο έλεγχο θα λάβουμε σαν δεδομένο ότι  $M_{z,sd}=0$  θεωρώντας ότι η δοκός δεν χρειάζεται πλευρική προστασία.

Η σχέση με την οποία θα πραγματοποιήσουμε τον συγκεκριμένο έλεγχο είναι:

$$[N_{sd}/(A*f_y/\gamma_{M1})]+[M_{\phi,y,sd}/(W_{pl}\phi*y/f_y/\gamma_{M1})]+[M_{\phi,z,sd}/(a_T*W_{el,z}*f_y/\gamma_{M1})]+[\sigma_{\phi,w,Ed}/(a_T*f_y/\gamma_{M1})]<<1 \quad (1)$$

$$A=24*1,7=40,8\text{cm}^2$$

$$a_T=W_{pl,z}/W_{el,z}=498,4/326,9=1,52 \rightarrow a_T=1,25$$

$$N_{sd}=H_L=5,97\text{kN}$$

$$M_{y,sd}=53,96+5,56=59,52\text{kNm}$$

$$M_{\phi,z,sd}=0$$

$$M_{t,Ed}=1,33\text{kNm}$$

Αναλύουμε την ροπή αυτή σε ζεύγος δυνάμεων στα πέλατα και έχουμε:

$$V_f=M_{t,Ed}/(h-t_f)=1,33/0,223=5,96\text{kN}$$

Η δύναμη αυτή προκαλεί μια ροπή κάμψης στο μέσο κάθε πέλματος ίση με:

$$M_f=V_f*l/4=8,05\text{kNm}$$

$$\text{Ροπή αδράνειας πέλματος: } I_f=1,7*243/12=1958,4\text{cm}^4$$

$$\text{Ελαστική ροπή αντίστασης πέλματος: } W_{el,f}=2*I_f/b=163,2\text{cm}^3$$

$$\text{Ορθή τάση από στρέβλωση: } \sigma_{\phi,w,Ed}=M_f/W_{el,f}=8050/163,2=4,93\text{kN/cm}^2$$

$$\text{άρα η (1)} \rightarrow 0,46 < 1.$$

### 2.2.3 Λοιποί περιορισμοί λειτουργικότητας

*Διαφορική κατακόρυφη μετατόπιση των πλαισίων στη στάθμη έδρασης επ' αυτήν των δοκών κύλισης*

Θεωρούμε δυσμενέστερη περίπτωση αυτή κατά την οποία το φορτίο βρίσκεται προς την τροχιά 1. Οπότε σε αυτή την τροχιά ασκούνται τα μέγιστα φορτία, ενώ στην τροχιά 2 τα ελάχιστα. Για απόσταση μεταξύ των τροχιών  $L=2\text{m}$  έχουμε:

$$\text{Για την τροχιά 1: } \delta_z=0,82\text{cm}$$

Για την τροχιά 2:

$$\delta_{1z}=[(P*c)*(3*I^2-4*c^2)/(24*E*I_y)]=[(16,66*270)*(3*540^2-4*270^2)/(24*21000*11260)]=0,46\text{cm}$$

$$\delta_{2z}=0,05\text{cm}$$

$$\text{επομένως } \delta^2_z=0,51\text{cm}$$

$$\Delta h_c=0,82-0,51=0,31\text{cm}<2100/600=3,5\text{cm}$$

Άρα η παραμόρφωση είναι αποδεκτή.

### *Δυνατότητα ταλάντωσης του κάτω πέλματος*

Ροπή αδράνειας του κάτω πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

Ακτίνα αδρανείας  $i_z=6,60\text{cm}$

Λυγηρότητα κάτω πέλματος  $L/i_z=540/6,6=81,8<250$ .

Άρα δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος.

### **2.2.4 Έλεγχος σε κόπωση**

#### *Ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως*

Τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κοπώσεως θα προσδιοριστούν από τη σχέση:

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

Για ορθές τάσεις:  $\lambda_i=0,50$

Για διατμητικές τάσεις:  $\lambda_i=0,66$ .

Το φορτίο του τροχού λαμβάνεται  $Q_{r,max,i}=26,61\text{kN}$ .

Ο σχετικός με την κόπωση δυναμικός συντελεστής έχει τιμή:  $\varphi_{fat}=(1+\varphi_2)/2=1,067$ .

Τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κοπώσεως είναι:

Για ορθές τάσεις:  $Q_{e,i}=0,5*1,067*26,61=14,2\text{kN}$ .

Για διατμητικές τάσεις:  $Q_{e,i}=0,66*1,067*26,61=18,74\text{kN}$ .

#### *Σχέση ελέγχου της επάρκειας έναντι κοπώσεως*

$$\gamma_{Ff}*\Delta\sigma_{E2}\leq\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}$$

όπου:

- $\Delta\sigma_{E2}$ : ισοδύναμη διακύμανση τάσεως, σταθερού εύρους, για  $2*10^6$  κύκλους φορτίσεων, υπολογιζόμενη με βάση τα ιδεατά φορτία
- $\gamma_{Ff}$ : συντελεστής ασφαλείας που εφαρμόζεται επί της ισοδύναμου διακυμάνσεως και είναι ίσος με 1,0.
- $\Delta\sigma_c$ : διακύμανση τάσεως, δηλαδή η αντοχή έναντι κοπώσεως, για  $2*10^6$  κύκλους φορτίσεων που αφορά συγκεκριμένη κατηγορία λεπτομέρειας
- $\gamma_{Mf}$ : συντελεστής ασφαλείας που εφαρμόζεται επί της αντοχής κοπώσεως και είναι ίσος με 1,25.

#### *Έλεγχος έναντι κοπώσεως της συγκόλλησης άνω πέλματος με κορμό*

##### *Ορθές τάσεις*

Από το συγκεντρωμένο φορτίο του τροχού θα υπολογιστεί από το ενεργό μήκος του κορμού  $I_{eff}$  θεωρώντας ως φθορά της τροχιάς το μισό αυτής που είχε θεωρηθεί στον έλεγχο αντοχής συγκόλλησης, δηλαδή:

$$\Delta t_r=(0,25/2)*3=0,375\text{cm}$$

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

$$d_r=3-0,375+1,7=4,33\text{cm}$$

Ενεργό πλάτος πέλματος:  $b_{eff}=b+d_r=5+4,33=9,33<b=24\text{cm}$ .

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

$$I_{f,eff}=b_{f,eff}*t_f^3/12=9,33*1,7^3/12=3,82\text{cm}^4$$

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

$$I_r=b_{fr}*t_f^3/12=5*2,63^3/12=7,58\text{cm}^4$$

Η τροχιά δεν θεωρείται σταθερά συνδεδεμένη επί του πέλματος άρα:

$$I_{ff}=I_r+I_{f,eff}=3,82+7,58=11,4\text{cm}^4$$

Ενεργό μήκος της ραφής:  $I_{eff}=3,25*(11,4/1,0)^{1/3}=7,31\text{cm}$

Ορθή τάση λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού:

$$\sigma_1=Q_{e,i}/(t_w*I_{eff})=14,8/(1,0*7,31)=2,03\text{kN/cm}^2$$

Λόγω στροφής του άνω πέλματος (οφειλόμενη στην έκκεντρη δράση του κατακόρυφου φορτίου)

$$T_{sd}=F_{zd}*e_y=14,2*1,25=17,75\text{kNcm}$$

$$\sigma_2=\sigma_{w,Ed}*(T_{sd}/M_{t,sd})=6,26*17,75/133=0,84\text{kN/cm}^2$$

Έλεγχος σε κόπωση λόγω ορθών τάσεων

Η σύνδεση με εσωραφές πλήρους διεισδύσεως κατατάσσεται στην κατηγορία 71, άρα  $\Delta\sigma_c=7,1\text{kN/cm}^2$ .

Διακύμανση ορθής τάσεως:

$$\Delta\sigma_{E2}=\sigma_1+\sigma_2=2,03+0,84=2,87\text{kN/cm}^2$$

$$\gamma_{Ff}*\Delta\sigma_{E2}=1,0*2,87=2,87<\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}=7,1/1,25=5,68\text{kN/cm}^2$$

*Διατμητικές τάσεις*

Ολισθήσεως

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη αντιστοιχούσα στο ιδεατό ισοδύναμο φορτίο κοπώσεως:

$$V=Q_{e,i}*(1+a/l)=18,74*(1+(5,4-4,0)/5,4)=23,6\text{kN}$$

Διατμητικές τάσεις από κάμψη:

$$\tau_1=V*S/(b*I_y)=23,6*24*1,7*(17-1,1)/(1,0*11260)=1,36\text{kN/cm}^2$$

Πρόσθετες διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου τροχού:

$$\tau_2=0,2*\sigma_1=0,2*2,03=0,41\text{kN/cm}^2$$

Έλεγχος σε κόπωση λόγω διατμητικών τάσεων

$$\Delta\tau_{E2}=\tau_1+\tau_2=1,36+0,41=1,77\text{kN/cm}^2$$

Κατηγορία λεπτομέρειας 100 (συγκόλληση με το χέρι)

$$\gamma_{Ff}*\Delta\tau_{E2}=1,0*1,77=1,77<\Delta\tau_c/\gamma_{Mf}=10/1,25=8\text{kN/cm}^2. \text{ Άρα επαρκεί.}$$

*Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων:*

$$[1,0*2,87/(7,1/1,25)]^3+[1,0*1,77/(10/1,25)]^5=0,18<1,00.$$

## 3 Δράσεις επί της κατασκευής

### 3.1 Εισαγωγή

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται για όλη τη διάρκεια αυτή.

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να είναι επαρκής ως προς την:

1. Αντοχή
2. Λειτουργικότητα
3. Ανθεκτικότητα.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή ενός έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Οι δράσεις αυτές, ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

1. Μόνιμες δράσεις (G): ίδιο βάρος κατασκευής, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις κ.ά.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα κλπ.), πιέσεις ανέμου (W), φορτία χιονιού (S), φορτία από γερανογέφυρες (C).
3. Τυχηματικές δράσεις (A): εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά κ.ά.

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται επίσης βάσει:

1. 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)
2. Της χωρικής τους μεταβολής, ως σταθερές (π.χ. ίδιο βάρος) ή ελεύθερες (π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών) και
3. Της φύσης τους και/ή της απόκρισης της κατασκευής, ως στατικές ή δυναμικές.

Τέλος, υπάρχει και η σεισμική δράση (E) επί της κατασκευής, η οποία μπορεί να θεωρείται είτε ως τυχηματική ή και μεταβλητή δράση, ανάλογα με την περιοχή της κατασκευής.

Σημειώνεται ότι οι έμμεσες δράσεις, οι οποίες προκαλούνται από επιβαλλόμενες παραμορφώσεις, μπορεί να είναι είτε μόνιμες είτε μεταβλητές.

Δράσεις, οι οποίες προκαλούνται από νερό μπορεί να θεωρηθούν ως μόνιμες και/ή μεταβλητές, ανάλογα με τις διακυμάνσεις του μεγέθους τους με το χρόνο.

### 3.2 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια

βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα).

### 3.3 Μεταβλητές δράσεις

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, γι' αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

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

Η οροφή του υποστέγου που μελετάμε θεωρήθηκε κατηγορίας H, δηλαδή είναι μια οροφή προσιτή μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές. Η προτεινόμενη τιμή του Εθνικού Προσαρτήματος για οροφή κατηγορίας H είναι  $q_k = 0,50 \text{ KN/m}^2$ , την οποία και λάβαμε υπόψη μας ως κινητό φορτίο οροφής.

#### 3.3.1 Φορτίο Χιονιού

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

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, οι ακραίες αυτές τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό σε περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Ανάλογα, λοιπόν, με τη μορφή της στέγης (κλίση), τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευθεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης. Όσον αφορά την

πυκνότητα μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού, αυτή δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσής του στη συγκεκριμένη θέση.

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

Για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι.

Για τοποθεσίες όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων), θα εφαρμόζεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

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

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

όπου:

- $\mu$  είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού
- $s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- $C_e$  είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για άλλες συνθήκες είναι:
  - Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους  $C_e = 0,8$
  - Για κατασκευές προστατευόμενες (από κτίρια ή δέντρα)  $C_e = 1,2$
- $C_t$  είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.
- $s_{Ad} = C_{es1} * s_k$  είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

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

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του  $s_k$  για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$  των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

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

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

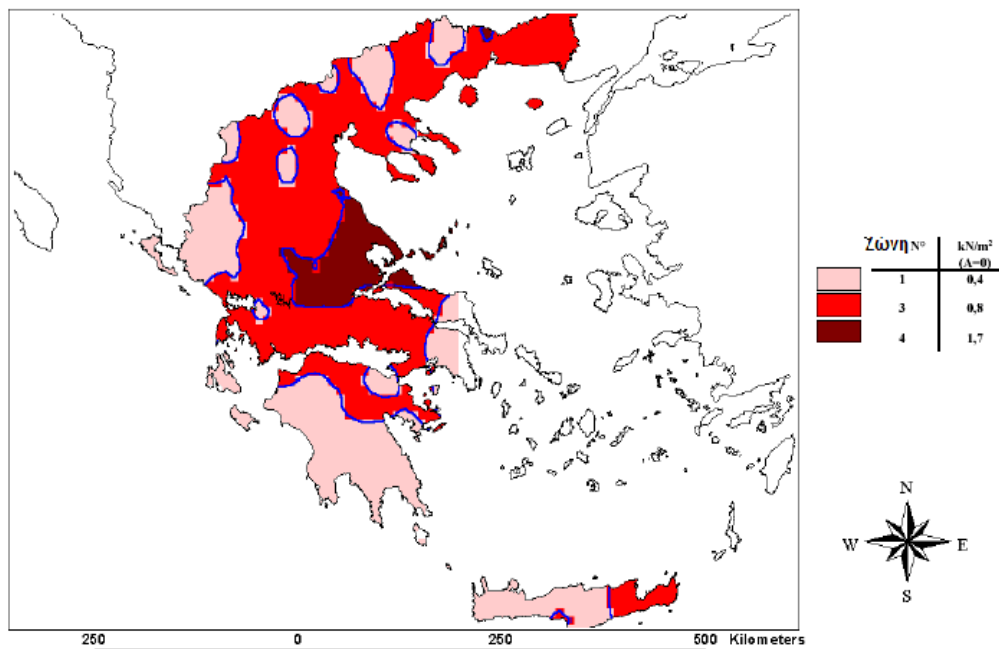


Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου ( $A$ ), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

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

Όπου

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



Σχήμα 3.1: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές

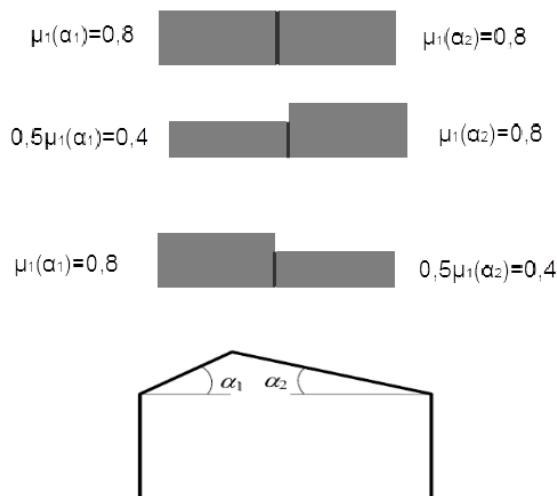
#### Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Γενικά θα χρησιμοποιούνται οι συντελεστές μορφής, οι οποίοι δίνονται σ' αυτή την παράγραφο, εκτός εάν η Αρμόδια Εθνική Υπηρεσία επιβάλλει λόγω ιδιαίτερων κλιματολογικών συνθηκών, τη χρήση των συντελεστών που δίνονται στο Παράρτημα Β του Μέρους 1-3.

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

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

Στο Σχήμα 3.2 φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου σε δικλινείς στέγες. Για το σχεδιασμό, θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από αυτές.



Σχήμα 3.2: Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

Οι συντελεστές  $\mu_1$  δίνονται στον πίνακα για διάφορες τιμές της γωνίας  $\alpha$  της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πίνακας 3.1: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

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

#### Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Το υπόστεγο που μελετάμε βρίσκεται στην περιοχή της Ελευσίνας στην Αττική και σε υψόμετρο 100m από τη στάθμη της θάλασσας, δηλαδή βρίσκεται στη Ζώνη III ( $s_{k,0}=0,8$  KN/m<sup>2</sup>) και έχω A=100m.

- Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους προκύπτει:
- $s_k = s_{k,0} \left( 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0,8 \left( 1 + \left( \frac{100}{917} \right)^2 \right) = 0,81 \text{ kN/m}^2$
- Ο συντελεστής μορφής χιονιού  $\mu_1$  για κλίση στέγης  $\alpha=8,5^\circ$  ( $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ ) είναι 0,8 (από πίνακα)
- Ο συντελεστής έκθεσης  $C_e$  λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες ίσος με 1
- Ο θερμικός συντελεστής  $C_t$  λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης ίσος με 1

Άρα για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές το φορτίο χιονιού είναι:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,65 \text{ KN/m}^2.$$

### 3.3.2 Δράσεις Ανέμου

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

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

μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντα χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρούνται στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

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

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

1. *Η γεωγραφική θέση.* Οι ταχύτητες του ανέμου είναι στατικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές απ' ότι σε άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισοϋψών καμπυλών, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας τον μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.
2. *Η φυσική θέση.* Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
3. *Η τοπογραφία.* Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με τον συντελεστή τοπογραφίας.
4. *Οι διαστάσεις των κτιρίων.* Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
5. *Η μέση ταχύτητα του ανέμου.* Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα, που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητάς του.
6. *Το σχήμα της κατασκευής.* Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη μιας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως λόφοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις, που μπορεί να επηρεάζουν τη μορφή της κίνησης του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης. Γενικά ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες και υποπίεσεις στις υπήνεμες όψεις του κτιρίου.
7. *Η κλίση της στέγης.* Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις

ή υποπίεσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από  $20^\circ$ ) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.

8. Η διεύθυνση του ανέμου. Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

### 3.3.2.1 Υπολογισμός Δράσεων Ανέμου

*Δεδομένα, Συντελεστές και Βασικές Σχέσεις*

- Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου  $v_{b,0}$

Είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνσή του και την εποχή του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι 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  $v_{b,0}$  για την Ελλάδα ορίζεται στα 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και στα 27m/s για την υπόλοιπη χώρα. Το υπό μελέτη κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε απόσταση μικρότερη των 10km από την ακτή. Έτσι λαμβάνεται  $v_{b,0}=33\text{m/s}$ .

- Κατηγορία εδάφους

Το έδαφος θεωρείται κατηγορίας III (περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων), άρα  $z_{\min}=5\text{m}$  και  $z_0=0,3\text{m}$ , όπου  $z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας σε m και  $z_{\min}$  είναι το ελάχιστο ύψος, όπως αυτά ορίζονται ανάλογα με την κατηγορία εδάφους.

- $z_{0,II}=0,05\text{m}$  (κατηγορία εδάφους II)
- Το ύψος αναφοράς είναι  $z_e=h=12,70\text{m}$
- Ο συντελεστής διεύθυνσης είναι  $C_{\text{dir}}=1,0$
- Ο συντελεστής εποχής είναι  $C_{\text{season}}=1,0$
- Η βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b$  ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II, και προσδιορίζεται ως εξής:

- $v_b = C_{\text{dir}} \cdot C_{\text{season}} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 33 = 33\text{m/s}$

- Ο συντελεστής εδάφους  $k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,22$

- Ο συντελεστής τραχύτητας,  $c_r(z)$ , λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου, υπολογίζεται δε συναρτήσει του ύψους  $z$  με τις ακόλουθες λογαριθμικές σχέσεις:

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

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

- Εδώ είμαστε στην πρώτη περίπτωση, άρα:

$$c_r(z_e) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) = 0,22 \cdot \ln\left(\frac{12,70}{0,3}\right) = 0,82$$

- Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης είναι  $c_0(z)=1,0$
- Ο συντελεστής στροβιλισμού είναι  $k_1=1,0$
- Η ένταση του στροβιλισμού για ύψος  $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ , είναι

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln(12,7/0,3)} = 0,27$$

- Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z_e=12,70\text{m}$ , είναι  $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,82 \cdot 1,0 \cdot 33 = 27,17\text{m/s}$

- Η πυκνότητα του αέρα είναι  $\rho=1,25\text{kg/m}^3$

- Η πίεση ταχύτητας αιχμής είναι:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot l_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = (1 + 7 \cdot 0,27) \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,00125 \cdot 27,17^2 = 1,33\text{kN/m}^2$$

- Συντελεστής εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$

Για τα κτίρια οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , δίνονται δε στους πίνακες του Ευρωκώδικα για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, για  $1\text{m}^2(c_{pe,1})$  και για  $10\text{m}^2(c_{pe,10})$ . Ως φορτιζόμενη θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Φορτιζόμενες επιφάνειες θεωρούνται οι κατακόρυφοι εξωτερικοί τοίχοι και οι στέγες των κτιρίων. Για την εύρεση των δράσεων ανέμου, χρησιμοποιήθηκαν οι πίνακες του Ευρωκώδικα για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων και για δικλινείς στέγες, με διεύθυνση του ανέμου  $(\alpha)\theta=0^0$  και  $(\beta)\theta=\pm 90^0$ .

- Συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Για κτίρια χωρίς καθοριστική πλευρά, όπως το υπόστεγο που μελετάμε, ο  $c_{pi}$  προσδιορίζεται από διάγραμμα του Ευρωκώδικα συναρτήσει του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου  $h/d$  και του λόγου ανοιγμάτων  $\mu$  για κάθε διεύθυνση του ανέμου  $\theta$ , όπου το

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνεια όπου το } c_{pi} \text{ είναι αρνητικό ή μηδέν}}{\sum \text{επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}}$$

### Τελικές Πιέσεις

- Η εξωτερική πίεση δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,33 \cdot c_{pe} \text{ kN/m}^2$$

### Υπολογισμοί

Θα υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις για διευθύνσεις του ανέμου  $\Theta=0^0$  και  $\Theta=\pm 90^0$  με την θεώρηση κλειστής θύρας.

α) Διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^0$  (κάθετα στην πλάγια όψη του κτιρίου)

$$d=22,2\text{m}$$

$$b=75,6\text{m}$$

$$h=12,7\text{m}$$

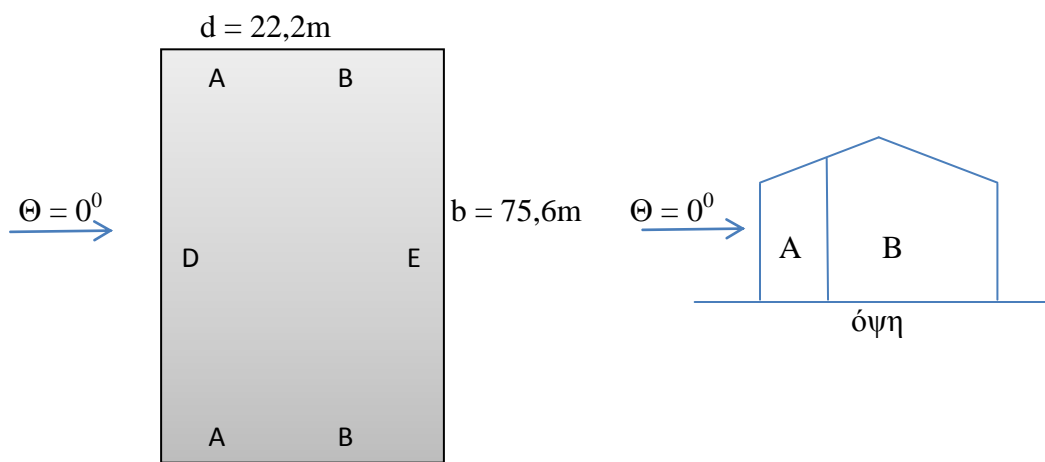
$$\text{άρα } e = \min(b, 2h) = \min(75,6, 2 \cdot 12,7) = \min(75,6, 25,4) \rightarrow e = 25,4\text{m} > d = 22,2\text{m}$$

$$h/d = 12,7/22,2 = 0,57$$

$$\text{κλίση στέγης } \alpha=8,5^0$$

### Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

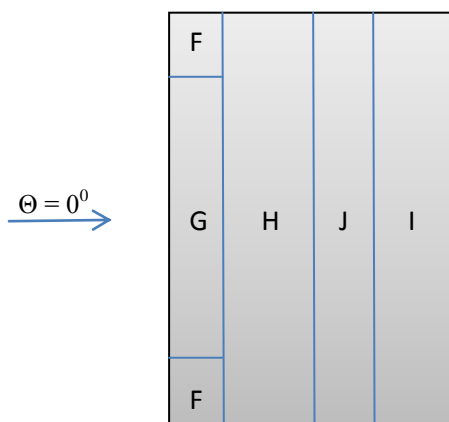
Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης του Ευρωκώδικα για δικλινείς στέγες και διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^0$  προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή για  $\alpha=8,5^0$  οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για τους κατακόρυφους τοίχους (επειδή  $e \geq d$  έχω τις επιφάνειες A, B, D, E) καθώς και για τη δικλινή στέγη (επιφάνειες F, G, H, I, J).



κάτοψη  
 Σχήμα 3.3: Συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^0$

Πίνακας 3.2: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^0$

	A	B	D	E
Μήκος (m)	$e/5=5,08$	$d-e/5=17,12$	$b=75,60$	$b=75,60$
$c_{pe,10}$	-1,20	-0,80	0,74	-0,39
$c_{pe,1}$	-1,40	-1,10	1,00	-0,39



Σχήμα 3.4: Συμβολισμοί στέγης για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^0$

Πίνακας 3.3: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη στέγη για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^0$

	F	G	H	J	I
Μήκος (m)	$e/10=2,54$	$e/10=2,54$	$d/2-e/10=8,56$	$e/10=2,54$	$d/2-e/10=8,56$
Πλάτος (m)	$e/4=6,35$	$b-e/2=62,90$	$b=75,60$	$b=75,60$	$b=75,60$
$c_{pe,10}$	-1,42	-1,06	-0,49	-0,22	-0,53
$c_{pe,1}$	-2,32	-1,82	-0,88	-0,4	-0,53

#### Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Θεωρούμε ότι δεν υπάρχει ανοιχτή θύρα, άρα η ανεμοπίεση στο εσωτερικό του υποστέγου είναι μηδενική.

β) Διεύθυνση ανέμου  $\Theta = \pm 90^\circ$  (κάθετα στην πρόσοψη του κτιρίου)

$b = 22,2\text{m}$

$d = 75,6\text{m}$

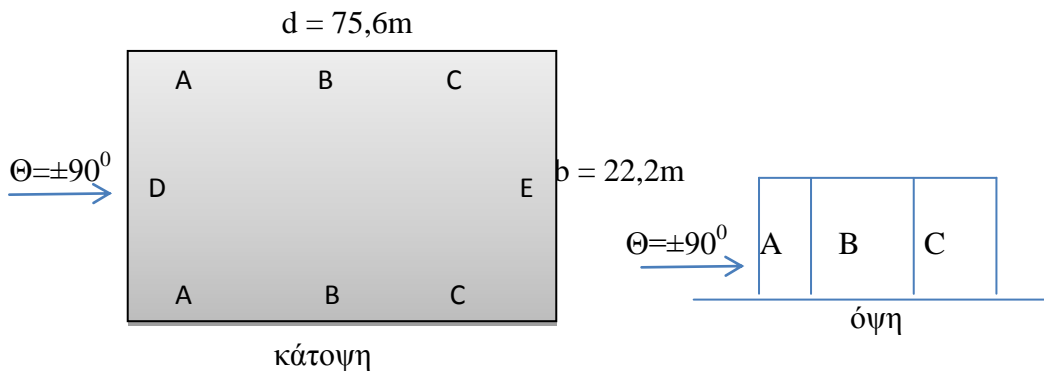
$e = \min(b, 2h) = \min(22,2, 2 \cdot 12,7) = \min(22,2, 25,4) \rightarrow e = 22,2\text{m} < d = 75,6\text{m}$

$h/d = 12,7/75,6 = 0,17$

κλίση στέγης  $\alpha = 8,5^\circ$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης

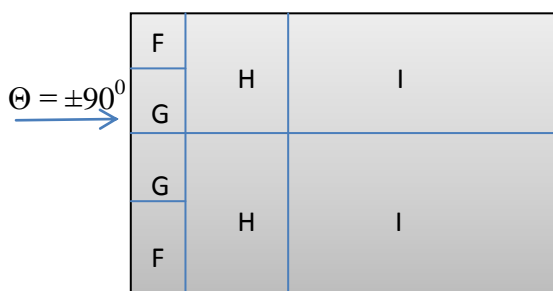
Από τον πίνακα συντελεστών εξωτερικής πίεσης του Ευρωκώδικα για δικλινείς στέγες και διεύθυνση ανέμου  $\theta = \pm 90^\circ$  προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή για  $\alpha = 8,5^\circ$  οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους ανά επιφάνεια (επειδή  $e < d$  έχω τις επιφάνειες A, B, C, D, E) καθώς και για τη δικλινή στέγη (επιφάνειες F, G, H, I).



Σχήμα 3.5: Συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων για διεύθυνση ανέμου  $\Theta = \pm 90^\circ$

Πίνακας 3.4: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου  $\Theta = \pm 90^\circ$

	A	B	C	D	E
Μήκος (m)	$e/5 = 5,08$	$4/5e = 17,76$	$d - e = 53,4$	$b = 22,2$	$b = 22,20$
$c_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
$c_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30



Σχήμα 3.6: Συμβολισμοί στέγης για διεύθυνση ανέμου  $\Theta = \pm 90^\circ$

Πίνακας 3.5: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη στέγη για διεύθυνση ανέμου  $\Theta = \pm 90^\circ$

	F	G	H	I
Μήκος (m)	$e/10 = 2,22$	$e/10 = 2,22$	$e/2 - e/10 = 8,88$	$d - e/2 = 64,5$
Πλάτος (m)	$e/4 = 5,55$	$e/4 = 5,55$	$b/2 = 11,1$	$b/2 = 11,1$
$c_{pe,10}$	-1,49	-1,30	-0,66	-0,56
$c_{pe,1}$	-2,13	-2,00	-1,20	-0,56

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Θεωρούμε ότι δεν υπάρχει ανοιχτή θύρα, άρα η ανεμοπίεση στο εσωτερικό του υποστέγου είναι μηδενική.

γ) Τελικές Πιέσεις

γ.1) Για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^0$

Εξωτερική Πίεση

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,33 \cdot c_{pe} \text{ kN/m}^2$$

Πίνακας 3.6: Τελικές τιμές πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^0$

	A	B	D	E
$c_{pe,10}$	-1,20	-0,80	0,74	-0,39
$w_e$	-1,60	-1,10	0,98	-0,52

Πίνακας 3.7: Τελικές τιμές πιέσεων στη στέγη για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^0$

	F	G	H	J	I
$c_{pe,10}$	-1,42	-1,06	-0,49	-0,22	-0,53
$w_e$	-1,89	-1,41	-0,65	-0,29	-0,70

γ.2) Για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=\pm 90^0$

Εξωτερική Πίεση

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,33 \cdot c_{pe} \text{ kN/m}^2$$

Πίνακας 3.8: Τελικές τιμές πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=\pm 90^0$

	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
$w_e$	-1,60	-1,10	-0,67	0,93	-0,40

Πίνακας 3.9: Τελικές τιμές πιέσεων στη στέγη για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=\pm 90^0$

	F	G	H	I
$c_{pe,10}$	-1,49	-1,30	-0,66	-0,56
$w_e$	-1,98	-1,73	-0,88	-0,74



### 3.3.3 Θερμοκρασιακή Μεταβολή

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

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 1. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, που οφείλονται στην ολική μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (π.χ. χειμώνας-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 στην περίπτωση μας ίση με  $\pm 20^{\circ}\text{C}$ .

### 3.3.4 Σεισμικές Δράσεις

#### 3.3.4.1 Γενικά

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Στην παρούσα εργασία οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι κατασκευές θα πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται οι εξής θεμελιώσεις απαιτήσεις:

1. Ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού χωρίς τοπική ή γενική κατάρρευση, διατηρώντας κατά συνέπεια τη στατική ακεραιότητά του και παραμένουσα φέρουσα ικανότητα μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με:
  - a. την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης,  $P_{NCR}$ , σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου επαναφοράς  $T_{NCR}$ , και
  - b. τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$ .

Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε  $P_{NCR}=10\%$  και η περίοδος επαναφοράς  $T_{NCR}=475$  χρόνια

2. Ανάλυση της σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, δηλαδή σεισμικής δράσης με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες

των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με τη δαπάνη του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση που λαμβάνεται υπόψη για την «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς.

Κατά τα Ελληνικά πρότυπα η πιθανότητα υπέρβασης ορίζεται σε  $P_{NCR}=10\%$  και η περίοδος επαναφοράς  $T_{NCR}=95$  χρόνια.

### 3.3.4.2 Κατηγορία και συντελεστής σπουδαιότητας

Πίνακας 3.10: Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας $\gamma_I$
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

Το υπόστεγο που μελετάμε ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II με συντελεστή  $\gamma_I=1,00$ .

### 3.3.4.3 Κατηγορία εδάφους

Στον Ευρωκώδικα 8, η σεισμική δράση εξαρτάται όχι μόνον από τη σεισμικότητα στη θέση του έργου, αλλά και από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Για το σκοπό του καθορισμού της σεισμικής δράσης, ο ΕΚ8 κατηγοριοποιεί το έδαφος σε 5 τυποποιημένες κατηγορίες, τις A, B, C, D, E και σε δύο ειδικές, τις S1, S2.

Η βασική παράμετρος για την κατάταξη σε κατηγορία είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στα ανώτατα 30m από την επιφάνεια,  $v_{s,30}$ :

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

όπου  $h_i$  και  $v_i$  είναι το πάχος (σε m) και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (σε διατμητική παραμόρφωση  $10^{-5}$  ή μικρότερη) του σχηματισμού ή στρώματος  $i$  από  $N$  συνολικά. Αν δεν είναι διαθέσιμη η τιμή της  $v_{s,30}$ , μπορεί να χρησιμοποιείται για την κατάταξη σε κατηγορία ο αριθμός κρούσεων/0,3m στην Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης,  $N_{SP7}$ . Αν ούτε αυτός είναι διαθέσιμος, μπορεί να χρησιμοποιείται η αστράγγιστη αντοχή,  $c_u$ .

Πίνακας 3.11: Κατηγορία εδάφους

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 χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος	<180	<15	<70
E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5-20m και υπόστρωμα με $v_s > 800$ m/s			
S <sub>1</sub>	≥10m μαλακή άργιλος/ιλύς με δείκτη πλαστιμότητας PI>40 και υψηλή περιεκτικότητα νερού	<100	-	10-20
S <sub>2</sub>	Ευαίσθητη άργιλος, εδάφη ρευστοποιήσιμα ή εκτός A-E ή S <sub>1</sub>		-	

Στην παρούσα εργασία κάνουμε την παραδοχή ότι το έδαφος είναι κατηγορίας B.

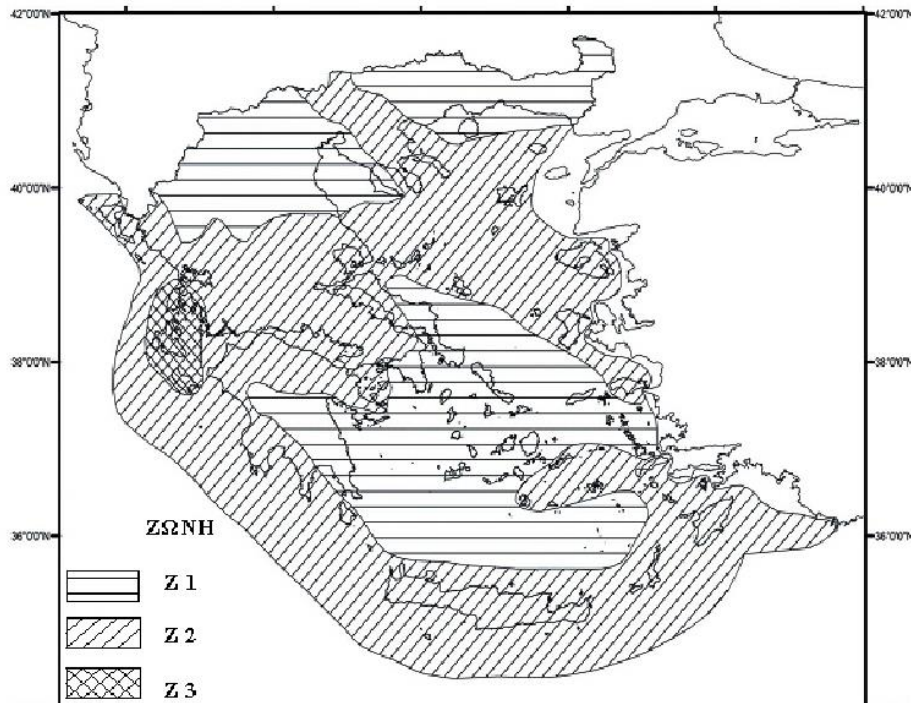
#### 3.3.4.4 Η σεισμική δράση

##### Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση

Στον ΕΚ8 η εξάρτηση της «σεισμικής δράσης αναφοράς» (δηλαδή, αυτής με πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια και μέση περίοδο επανάληψης 475 χρόνια), από τη γεωγραφική θέση δίνεται σε όρους μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}$  στο βράχο (δηλ. σε έδαφος κατηγορίας A) από τον εθνικό χάρτη Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας. Χάριν απλότητας, το Εθνικό Προσάρτημα του ΕΚ8 υιοθετεί για το σκοπό αυτό τις τρεις Ζώνες Επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2000 και ως σεισμικές επιταχύνσεις στο βράχο τις αντίστοιχες τιμές εδαφικών επιταχύνσεων (για τις Ζώνες Z1, Z2, Z3: 0,16g, 0,24g, 0,36g, τιμές που θεωρούνται ότι ισχύουν σε έδαφος κατηγορίας B ή C).

Πίνακας 3.12 Τιμές αναφοράς  $a_{gR}$  μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

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



Σχήμα 3.7: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας στην Ελλάδα

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους πολλαπλασιάζεται επί τον συντελεστή  $S$  του Πίνακα 3.3, που παίρνει τιμές 1,2 , 1,15 , 1,35 και 1,4 , για έδαφος κατηγορίας B, C, D ή E, αντίστοιχα. Για έργα κατηγορίας σπουδαιότητας διαφορετικής της συνήθους (II), η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού,  $a_g$ , ισούται με την τιμή αναφοράς,  $a_{gR}$ , επί τον συντελεστή σπουδαιότητας,  $\gamma_1$ :  $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$ .

Η κατασκευή μας βρίσκεται στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z2, άρα λαμβάνεται  $a_{gR} = 0,24g$  και  $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = 1,00 \cdot 0,24g = 0,24g$ .

#### *Προσομοίωση Σεισμικής Δράσης*

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, Μέρος 1, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο ως «ελαστικό φάσμα απόκρισης». Όμως για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρους ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται «φάσμα σχεδιασμού». Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας, εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Στην δική μας μελέτη εισάγαμε συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα με την διεύθυνση του σεισμού και τον τύπο του στατικού συστήματος. Έτσι κατά την διεύθυνση Y όπου έχουμε λειτουργία πλαισίων παραλαβής ροπών εισάγαμε συντελεστή συμπεριφοράς  $q = 4,00$  κατά

την διεύθυνση X που έχουμε διαγώνιους-χιαστί συνδέσμους εισάγαμε συντελεστή συμπεριφοράς  $q=4,00$ .

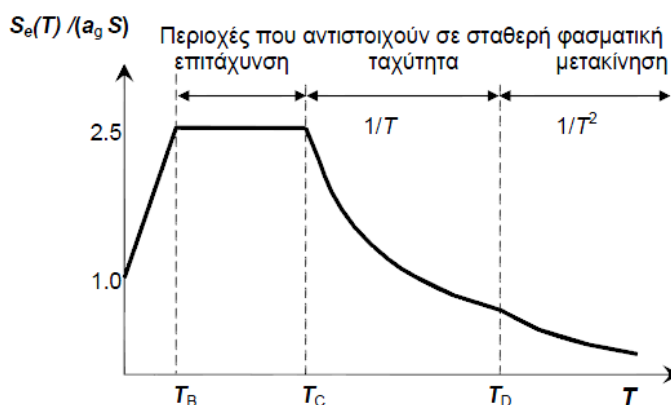
*Φάσμα σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση*

Σε οριζόντιο επίπεδο η σεισμική δράση δρά ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του ΕΚ8 δίνεται σχηματικά στο Σχήμα 3.2. Περιλαμβάνει μία περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων  $T_B$  και  $T_C$  με τιμή 2,5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση  $a_g \cdot S$ , που ακολουθείται από μία περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων  $T_C$  και  $T_D$ , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του  $1/T$ , και μία περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του  $1/T^2$ . Οι τιμές του πολλαπλασιαστικού συντελεστή  $S$  και των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  δίνονται στον Πίνακα 3.3 για τις κατηγορίες εδάφους A, B, C, D ή E του ΕΚ8.

Πίνακας 3.13: Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους του ΕΚ8.

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



Σχήμα 3.8: Ελαστικό φάσμα ΕΚ8 στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%

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

- της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης,  $S a_g$ , δια συντελεστή ίσου με 1,5, που εκφράζει υπεραντοχή σε σχέση με την αντοχή σχεδιασμού και της σταθερής επιτάχυνσης σχεδιασμού, για  $T = 0$  και
- $2,5 a_g / q$  για  $T = T_B$ .

Επιπλέον, τίθεται ένα κάτω όριο στη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, ίσο με 20% της μέγιστης επιτάχυνσης στο βράχο,  $a_g$ .

Έτσι τελικώς το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

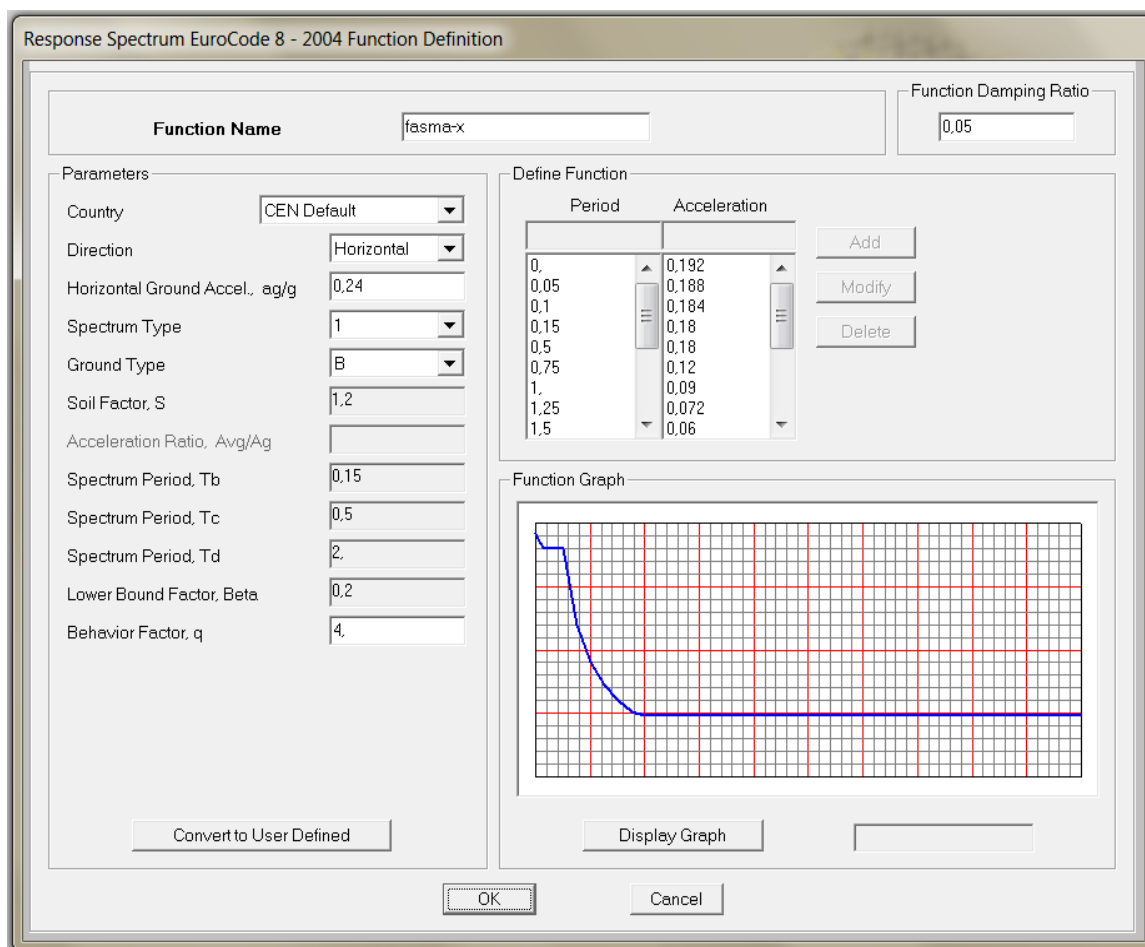
$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = \alpha_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

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

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

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

όπου β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα και για την Ελλάδα β=0,2.



Σχήμα 3.9: Μορφή οριζόντιου φάσματος σχεδιασμού κατά τον άξονα X για την περίπτωση μόρφωσης κατακόρυφων διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας και κατά τον άξονα Y για πλαισιακή λειτουργία των κύριων φορέων

### Φάσμα σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση

Στις ελάχιστες περιπτώσεις που χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού, το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην κατακόρυφη διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

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

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

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

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

όπου η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση,  $\alpha_{vg}$ , και οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  δίνονται στον Πίνακα 3.4 και ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  επιτρέπεται να λαμβάνεται μεγαλύτερος από 1,5 εκτός αν τεκμηριώνεται από κατάλληλη μελέτη.

Πίνακας 3.14: Παράμετροι κατακόρυφου φάσματος κατά ΕΚ8

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

Κατά τον ΕΚ8, σε κτίρια η κατακόρυφη συνιστώσα χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη εάν η μέγιστη κατακόρυφη επιτάχυνση,  $\alpha_{vg}$ , είναι μεγαλύτερη από 0,25g (δηλαδή, στη Ζώνη Επικινδυνότητας Z3, καθώς και στην Z2 μόνον για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV) αλλά και πάλιν μόνον στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- για (σχεδόν) οριζόντια μέλη με άνοιγμα τουλάχιστον 20m
- για (σχεδόν) οριζόντιους προβόλους με άνοιγμα μεγαλύτερο από 5m
- για (σχεδόν) οριζόντια προεντεταμένα μέλη
- για δοκούς που στηρίζουν φυτευτά υποστυλώματα
- σε κτίρια με σεισμική μόνωση.

Για την παρούσα μελέτη ισχύει  $\alpha_{vg}=0,9 \cdot a_g=0,9 \cdot 0,24g=0,216g < 0,25g$ . Άρα δεν θα ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού στη μελέτη της υπόψη κατασκευής θεωρώντας ότι η επιρροή της καλύπτεται από τους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_g=1,35$  και  $\gamma_q=1,50$  στον συνδυασμό βασικών δράσεων χωρίς σεισμό, και από τα υφιστάμενα περιθώρια αξονικής αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων.

### Μέθοδος ανάλυσης

Ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

1. Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης για κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμμετοχές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από τη θεμελιώδη ιδιομορφή.

2. Η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί, εφόσον ικανοποιούνται ορισμένες συνθήκες, εναλλακτικά της γραμμικής μεθόδου, μια μη γραμμική μέθοδος όπως:

3. Μη γραμμική στατική ανάλυση (push-over)

#### 4. Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική) Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η 2η μέθοδος.

##### *Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης*

Η ιδιομορφική φασματική μέθοδος ανάλυσης εφαρμόζεται πάντα, χωρίς περιορισμούς. Ο βασικός κανόνας για τον ελάχιστο αριθμό ιδιομορφών που λαμβάνεται υπόψη είναι ότι το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών γι' αυτές στη διεύθυνση κάθε σεισμικής συνιστώσας που λαμβάνεται στην ανάλυση, να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Ένας εναλλακτικός αλλά όχι πρακτικός κανόνας είναι να λαμβάνονται όλες οι ιδιομορφές με συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής. Δεύτερος εναλλακτικός είναι να λαμβάνονται όλες οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο πάνω από 0,20s, αλλά όχι λιγότερες από 3n, όπου n είναι το πλήθος ορόφων πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου.

Όπως και στον ΕΑΚ 2000, η βασική μέθοδος για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων είναι ο «Πλήρης Τετραγωνικός Συνδυασμός» (CQC). Η προϋπόθεση για την εφαρμογή του απλούστερου κανόνα της «τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων» είναι χαλαρότερη απ' ό τι στον ΕΑΚ: να διαφέρουν κατά τουλάχιστον 10% όλες οι διαδοχικές ιδιοπερίοδοι.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η δρώσα ιδιομορφική μάζα  $m_k$ , αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k, καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως  $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k$ . Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

Όσον αφορά τον συνδυασμό των ιδιομορφικών αποκρίσεων, βάση του Ευρωκώδικα 8, οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περιόδοι τους  $T_i$  και  $T_j$  ικανοποιούν (με  $T_j < T_i$ ) τη συνθήκη:  $T_j < 0,9 \cdot T_i$ .

Ακολουθεί σύντομη περιγραφή της μεθόδου όπως αυτή εφαρμόστηκε στην παρούσα μελέτη.

1. Κατά την εφαρμογή της ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης στην υπό μελέτη κατασκευή, έγινε η θεώρηση ενός προσανατολισμού των δύο οριζόντιων, και κάθετων μεταξύ τους, συνιστώσων της σεισμικής δράσης ταυτίζοντάς την με τους άξονες X και Y, όπως αυτοί έχουν οριστεί στο προσομοίωμα που έχει εισαχθεί στο πρόγραμμα. Κατά την ιδιομορφική ανάλυση υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
2. Κατά την ιδιομορφική απόκριση, χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, όπως αυτό περιγράφηκε πιο πάνω, υπολογίζοντας για κάθε συνιστώσα του σεισμού την ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση), με καθορισμένο πρόσημο, που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
3. 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).
4. Για την χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των συνιστώσων του σεισμού (με ακαθόριστο πρόσημο) χρησιμοποιήθηκε η Απλή Τετραγωνική Επαλληλία (SRSS).



5. Η συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε από το πρόγραμμα, σύμφωνα με τα φορτία που έχουν εισαχθεί, υπό το συνδυασμό: MONIMA ΦΟΡΤΙΑ + 0,3\*ΧΙΟΝΙ.

Στην παρούσα εργασία αποδεικνύεται, ότι το άθροισμα των δράσεων ιδιομορφικών μαζών που ελήφθησαν υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα, ενώ το επιθυμητό άθροισμα ιδιομορφικών μαζών και για τις δύο διευθύνσεις επιτεύχθηκε στην 8<sup>η</sup> ιδιομορφή με ποσοστά: Σx=92,667% και Σy=96,008%.

### 3.4 Συνδυασμοί δράσεων

*Οριακές καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα I*

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

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ)
2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ).

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται παρακάτω:

Πίνακας 3.15: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

	<i>Οριακές καταστάσεις αστοχίας</i>		<i>Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας</i>	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ <sub>G</sub>	1,35	1,0	1,0	1,0
γ <sub>Q</sub>	1,5	0	1,0	0
γ <sub>A</sub> , γ <sub>F</sub>	1,0	0	-	-

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

Πίνακας 3.16: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών  $\psi$  για κτίρια

<i>Δράση</i>	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: 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 $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: $30\text{kN} < \text{βάρος οχήματος} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια:			
Για υψόμετρο $1000\text{m} < H < 1500\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0

Το υπό μελέτη υπόστεγο ανήκει στην κατηγορία E.

### 3.4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

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

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

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

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

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

3. Για καταστάσεις σεισμού

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

### 3.4.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κτλ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

2. Συχνός συνδυασμός

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

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός

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

### 3.4.3 Συνδυασμοί Δράσεων Υποστέγου

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στους συνδυασμούς είναι:

*Μόνιμα φορτία (Gολ)*

- Ίδιο βάρος φορέα (υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα)
- Ίδιο βάρος στοιχείων που δεν τοποθετήθηκαν στο φορέα στο πρόγραμμα ανάλυσης, δηλαδή των φύλλων επικάλυψης και μηχανολογικού εξοπλισμού, των τεγίδων και της δοκού κύλισης, των τροχιών και των προβόλων (για τη γερανογέφυρα)

*Κινητά φορτία*

- Χιόνι (S)
- Άνεμος κατά X και Y (W)
- Κινητό φορτίο οροφής (Q)
- Θερμοκρασική Μεταβολή (T)
- Γερανογέφυρα (ίδιο βάρος και ανυψούμενο φορτίο) (C)
- Σεισμός κατά X και Y (Ex, Ey)

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας οι συνδυασμοί είναι:

1.  $1,35G_{ολ} + 1,5Q + 1,5 \cdot 0,6W + 1,5 \cdot 0,6T + 1,5 \cdot 0,5S + 1,35C$  (βασικό κινητό το κινητό της οροφής)
2.  $1,35G_{ολ} + 1,5 \cdot 1,0Q + 1,5 \cdot 0,6W + 1,5 \cdot 0,6T + 1,5S + 1,35C$  (βασικό κινητό το χιόνι)
3.  $1,35G_{ολ} + 1,5 \cdot 1,0Q + 1,5W + 1,5 \cdot 0,6T + 1,5 \cdot 0,5S + 1,35C$  (βασικό κινητό ο άνεμος)
4.  $1,35G_{ολ} + 1,5 \cdot 1,0Q + 1,5 \cdot 0,6W + 1,5T + 1,5 \cdot 0,5S + 1,35C$  (βασικό κινητό η θερμοκρασία)
5.  $1,35G_{ολ} + 1,5 \cdot 1,0Q + 1,5 \cdot 0,6W + 1,5 \cdot 0,6T + 1,5 \cdot 0,5S + 1,35C$  (βασικό κινητό η γερανογέφυρα)

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας οι συνδυασμοί είναι:

1.  $1,0G_{ολ}+1,0*Q+1,0*0,6*W+1,0*0,6*T+1,0*0,5*S+1,0*C$  (βασικό κινητό το κινητό της οροφής)
2.  $1,0G_{ολ}+1,0Q+1,0*0,6W+1,0*0,6T+1,0S+1,0C$  (βασικό κινητό το χιόνι)
3.  $1,0G_{ολ}+1,0Q+1,0W+1,0*0,6T+1,0*0,5S+1,0C$  (βασικό κινητό ο άνεμος)
4.  $1,0G_{ολ}+1,0Q+1,0*0,6W+1,0T+1,0*0,5S+1,0C$  (βασικό κινητό η θερμοκρασία)
5.  $1,0G_{ολ}+1,0Q+1,0*0,6W+1,0*0,6T+1,0*0,5S+1,0C$  (βασικό κινητό η γερανογέφυρα)

Οι παραπάνω συνδυασμοί θα επαναληφθούν για αρνητική και θετική θερμοκρασία, για άνεμο κατά τη διεύθυνση x και y και για διάφορες θέσεις της γερανογέφυρας.

#### *Σεισμικοί Συνδυασμοί*

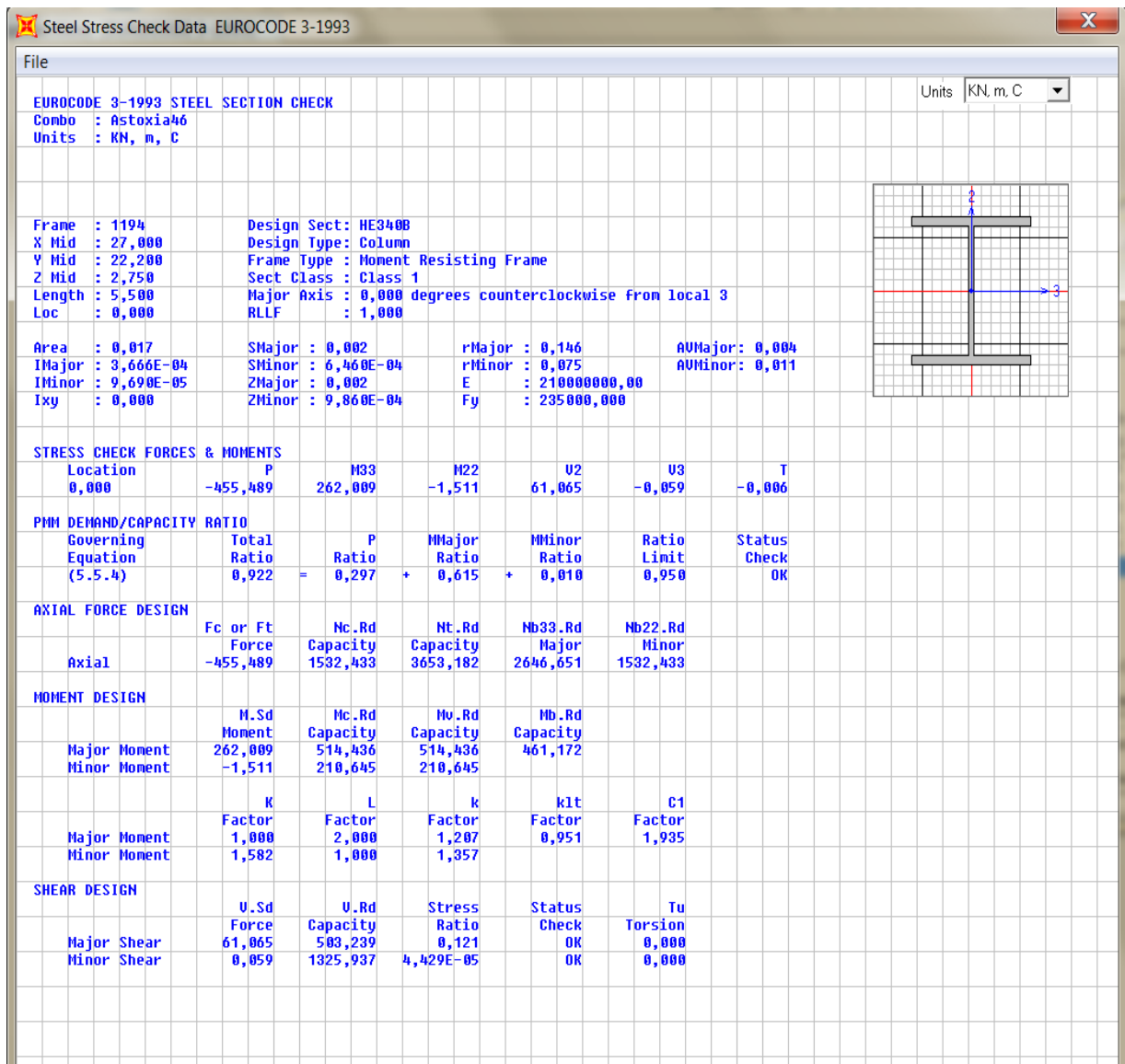
1.  $G_{ολ}+0,3S+0,77C+E_x+0,3E_y$
2.  $G_{ολ}+0,3S+0,77C+E_x-0,3E_y$
3.  $G_{ολ}+0,3S+0,77C-E_x+0,3E_y$
4.  $G_{ολ}+0,3S+0,77C-E_x-0,3E_y$
5.  $G_{ολ}+0,3S+0,77C+E_y+0,3E_x$
6.  $G_{ολ}+0,3S+0,77C+E_y-0,3E_x$
7.  $G_{ολ}+0,3S+0,77C-E_y+0,3E_x$
8.  $G_{ολ}+0,3S+0,77C-E_y-0,3E_x$

*Σημείωση:* Ο συντελεστής  $\psi_2=0,77$  για τη γερανογέφυρα προέκυψε από το λόγο (ίδιο βάρος γερανογέφυρας/ίδιο βάρος και ανυψούμενο φορτίο= $6356\text{kg}/8356\text{kg}=0,77$ )

## 4 Διαστασιολόγηση μελών

### 4.1 Υποστυλώματα

Έγινε επιλογή διατομής HEB340. Το δυσμενέστερο υποστυλόμετρο με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,922 προέκυψε για τον συνδυασμό με κύριο κινητό τον άνεμο με διεύθυνση  $\Theta=0^0$  και τη γερανογέφυρα σε ενδιάμεσο πλαίσιο του υποστέγου.



Σχήμα 4.1: Ανάλυση υποστυλώματος

## 4.2 Ζυγώματα

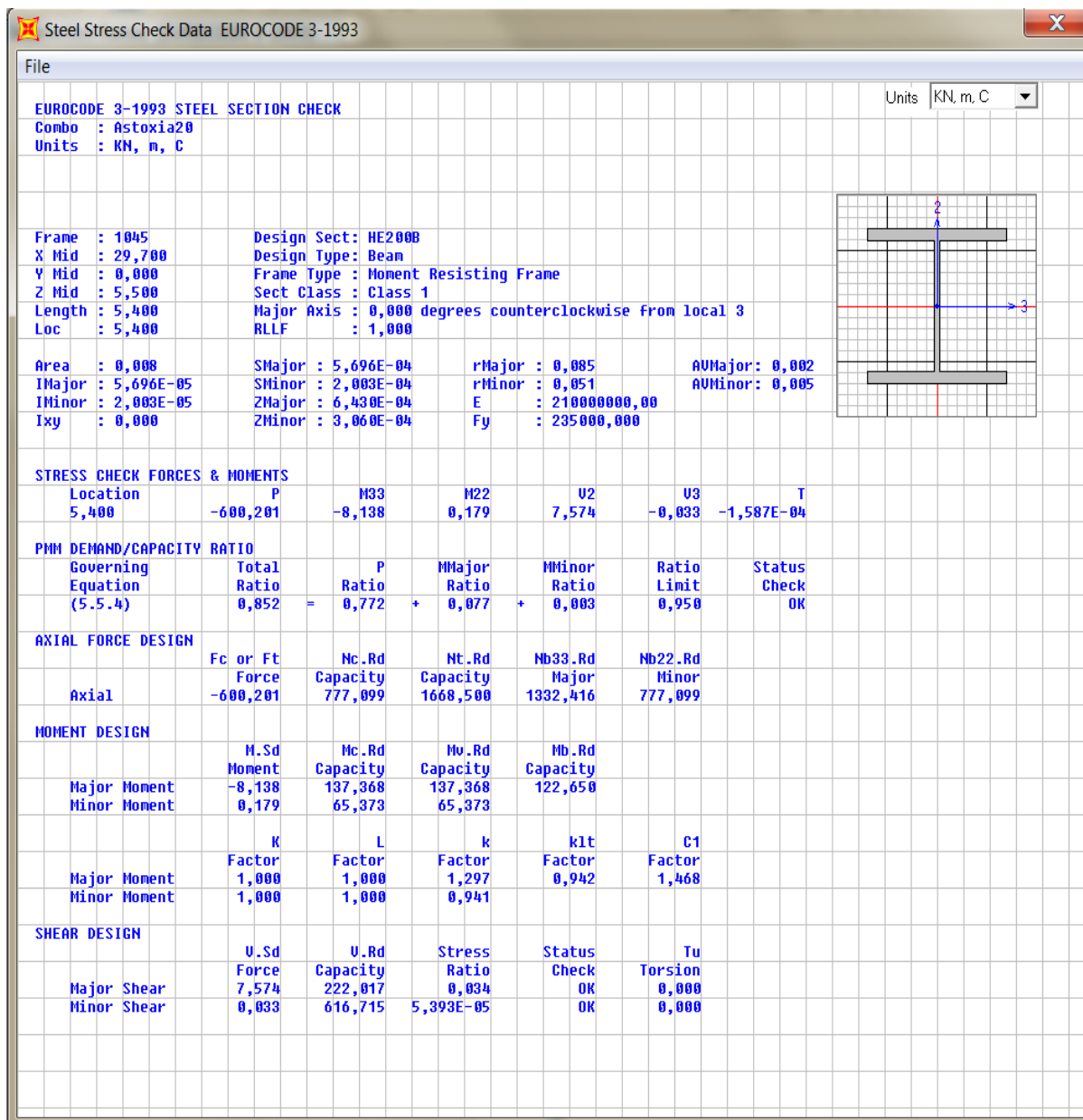
Έγινε επιλογή της διατομής IPE450. Το δυσμενέστερο ζυγώμα με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,839 προέκυψε για τον συνδυασμό με κύριο κινητό το χιόνι και τη γερανογέφυρα σε ενδιάμεσο πλαίσιο του υποστέγου.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : Astoxia45							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 1322	Design Sect: IPE450						
X Mid : 48,600	Design Type: Brace						
Y Mid : 16,650	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 11,833	Sect Class : Class 2						
Length : 11,224	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 0,000	RLLF : 1,000						
Area : 0,010	SMajor : 0,001	rMajor : 0,185	AUMajor: 0,004				
IMajor : 3,374E-04	SMInor : 1,764E-04	rMInor : 0,041	AUMInor: 0,005				
IMInor : 1,676E-05	ZMajor : 0,002	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMInor : 2,760E-04	Fy : 235000,000					
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0,000	-834,524	-136,010	-0,052	-55,239	-0,074	-0,078	
<b>PMM DEMAND/CAPACITY RATIO</b>							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(5.5.4)	0,839	= 0,444	+ 0,395	+ 0,000	0,950	OK	
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-834,524	1839,218	2110,727	1839,218	1881,486		
<b>MOMENT DESIGN</b>							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mu.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	-136,010	363,609	363,609	344,626			
Minor Moment	-0,052	58,964	58,964				
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	0,979	1,000	1,000		
Minor Moment	1,000	0,167	1,123				
<b>SHEAR DESIGN</b>							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	55,239	521,741	0,106	OK	0,000		
Minor Shear	0,074	570,256	0,000	OK	0,000		

Σχήμα 4.2: Ανάλυση ζυγώματος

### 4.3 Κεφαλοδοκοί

Έγινε επιλογή της διατομής HEB200. Η δυσμενέστερη κεφαλοδοκός με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,852 προέκυψε για τον συνδυασμό με κύριο κινητό τη θερμοκρασία και τη γερανογέφυρα στο μεσαίο πλαίσιο του υποστέγου.



Σχήμα 4.3: Ανάλυση κεφαλοδοκού

## 4.4 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Έγινε επιλογή της διατομής 2L120x12/8/. Ο δυσμενέστερος οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,891 προέκυψε για τον συνδυασμό με κύριο κινητό τη θερμοκρασία και τη γερανογέφυρα στο μεσαίο πλαίσιο του υποστέγου.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units
Combo : Astoxia20							KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame	: 233	Design Sect:	2L120X12/8/				
X Mid	: 74,250	Design Type:	Brace				
Y Mid	: 21,275	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 11,139	Sect Class	: Class 3				
Length	: 3,285	Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 1,642	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,006	SMajor	: 8,546E-05	rMajor	: 0,037	AUMajor	: 0,003
IMajor	: 7,353E-06	SMInor	: 1,233E-04	rMinor	: 0,053	AUMInor	: 0,002
IMInor	: 1,529E-05	ZMajor	: 1,572E-04	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 2,091E-04	Fy	: 235000,000		
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
1,642		-393,671	3,326	0,606	-0,620	-0,369	-6,936E-04
<b>PHM DEMAND/CAPACITY RATIO</b>							
Governing Equation (5.5.4)		Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMInor Ratio	Ratio Limit	Status Check
		0,891	= 0,592	+ 0,273	+ 0,025	0,950	OK
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-393,671	664,954	1176,709	664,954	878,921		
<b>MOMENT DESIGN</b>							
	M.Sd Moment	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Major Moment	3,326	18,257	18,257	18,257	18,257		
Minor Moment	0,606	26,343	26,343				
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor		
Major Moment	1,000	1,000	1,500	1,000	1,000		
Minor Moment	1,000	1,000	1,108				
<b>SHEAR DESIGN</b>							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	0,620	355,228	0,002	OK	0,000		
Minor Shear	0,369	294,790	0,001	OK	0,000		

Σχήμα 4.4: Ανάλυση οριζόντιου συνδέσμου



## 4.5 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Έγινε επιλογή της διατομής 2L120x12/8/. Ο δυσμενέστερος κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,946 προέκυψε για τον συνδυασμό με κύριο κινητό τη θερμοκρασία και τη γερανογέφυρα στο μεσαίο πλαίσιο του υποστέγου.

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK						
Units: KN, m, C						
Frame : 270	Design Sect: 2L120X12/8/					
X Mid : 74,250	Design Type: Brace					
Y Mid : 0,000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 1,375	Sect Class : Class 3					
Length : 3,854	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,006	SMajor : 8,546E-05	rMajor : 0,037	AUMajor: 0,003			
IMajor : 7,353E-06	SMinor : 1,233E-04	rMinor : 0,053	AUMinor: 0,002			
IMinor : 1,529E-05	ZMajor : 1,572E-04	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 2,091E-04	Fy : 235000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-405,619	-2,494	0,244	-2,965	0,063	-4,424E-04
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0,946	= 0,730	+ 0,205	+ 0,011	0,950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor	
Axial	-405,619	555,495	1176,709	555,495	794,778	
MOMENT DESIGN						
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity		
Major Moment	-2,494	18,257	18,257	18,257		
Minor Moment	0,244	26,343	26,343			
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor	
Major Moment	1,000	1,000	1,500	0,989	1,880	
Minor Moment	1,000	1,000	1,145			
SHEAR DESIGN						
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion	
Major Shear	2,965	355,228	0,000	OK	0,000	
Minor Shear	0,063	294,790	0,000	OK	0,000	

Σχήμα 4.5: Ανάλυση κατακόρυφου συνδέσμου

## 4.6 Μετωπικός Στύλος

Η δυσμενέστερη περίπτωση είναι αυτή για διεύθυνση ανέμου  $\Theta=0^0$ . Οι μετωπικοί στύλοι ελέγχονται μόνο για τα φορτία της ανεμοπίεσης.

Θα γίνει έλεγχος του δυσμενέστερου στύλου ο οποίος δεχεται φορτίο ανέμου

$w=1,60\text{kN/m}^2 \times (1,85+0,47)\text{m} + 1,10\text{kN/m}^2 \times 1,38\text{m} = 5,23\text{kN/m}$  για συνολικό πλάτος επιρροής του στύλου 3,70m,

άρα το φορτίο σχεδιασμού  $q_{Ed}=1,50 \times 5,23\text{kN/m} = 7,85\text{kN/m}$ .

Θεωρώντας τη δοκό αμφιέριστη με μήκος  $L=11,6\text{m}$  (όσο και το μήκος του δυσμενέστερου στύλου) προκύπτουν τα εξής εντατικά μεγέθη:

$$M_{Ed} = q_{Ed} \times l^2 / 8 = 7,85\text{kN/m} \times (11,6\text{m})^2 / 8 = 132,04\text{kNm} = 13204\text{kNcm}$$

$$V_{Ed} = q_{Ed} \times l / 2 = 7,85\text{kN/m} \times 11,6\text{m} / 2 = 45,53\text{kN}$$

*Επιλογή διατομής με βάση την αντοχή σε κάμψη*

$$\text{Θα πρέπει } M_{Ed} \leq M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0} \rightarrow W_{pl,y} \geq M_{Ed} / f_y = 13204 / 23,5 = 561,87\text{cm}^3$$

Άρα επιλέγω διατομή IPE300 με  $W_{pl,y} = 628,4\text{cm}^3$

Η διατομή για καθαρή κάμψη ανήκει στην κατηγορία 1, άρα ορθώς επιλέξαμε τον πλαστικό έλεγχο.

*Πλαστικός έλεγχος σε διάτμηση*

Θα πρέπει  $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_{vz} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 25,68\text{cm}^2 \times 23,5\text{kN/cm}^2 / \sqrt{3} = 348,42\text{kN} > V_{Ed} = 45,53\text{kN},$$

άρα η διατομή σε διάτμηση επαρκεί.

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

Ισχύει:

$$V_{Ed} = 45,53\text{kN} < 0,50 V_{pl,Rd} = 174,21\text{kN}$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης  $M_{pl,Rd}$ , λόγω παρουσίας διάτμησης.

*Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό*

Η δοκός εξασφαλίζεται πλευρικά από την παρουσία των φύλλων πλευρικής επένδυσης.

## 4.7 Τεγίδα

Εξετάζεται το στέγαστρο με διατομή τεγίδας IPE200. Λόγω της κλίσης του ζυγώματος, οι τεγίδες καταπονούνται από εγκάρσια φορτία τα οποία προκαλούν κάμψη και περί τους 2 κύριους άξονες της διατομής. Η δυσμενέστερη τεγίδα προκύπτει για διεύθυνση ανέμου  $\Theta = \pm 90^\circ$ .

### 4.7.1 Γεωμετρία

Η γωνία  $\varphi = 8,5^\circ \rightarrow \sin(8,5^\circ) = 0,148$  και  $\cos(8,5^\circ) = 0,989$

### 4.7.2 Φορτία

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι:

- Ίδιο βάρος τεγίδας (σε οριζόντια προβολή)  $g = 0,224 \text{ kN/m}$
- Φορτίο επικάλυψης οροφής (πρόσθετο μόνιμο-σε οριζόντια προβολή)  $g' = 0,30 \text{ kN/m}^2$
- Κινητό φορτίο οροφής (σε οριζόντια προβολή)  $q = 0,50 \text{ kN/m}^2$
- Χιόνι (σε οριζόντια προβολή)  $s = 0,65 \text{ kN/m}^2$
- Υποπίεση ανέμου (κάθετα στο επίπεδο της στέγης)  $w = -1,98 \text{ kN/m}^2$

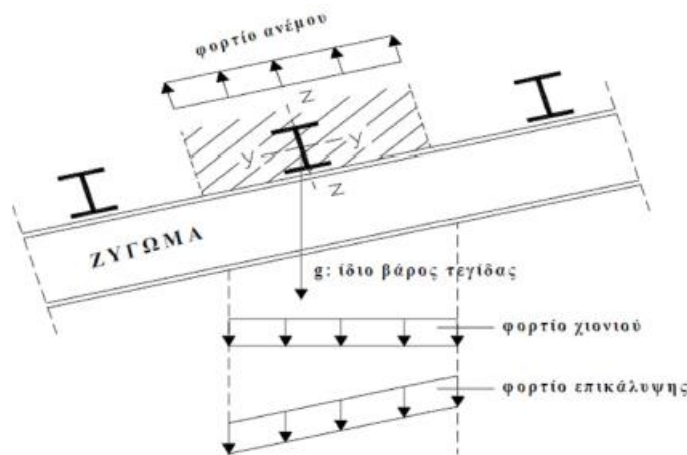
Το πλάτος επιρροής της τεγίδας είναι 1,85m.

Η κατανομή των φορτίων ανά τεγίδα θα είναι:

- $g = 0,224 \text{ kN/m}$
- $g' = 0,30 \text{ kN/m}^2 \times 1,85 \text{ m} = 0,555 \text{ kN/m}$
- $q = 0,50 \text{ kN/m}^2 \times 1,85 \text{ m} = 0,925 \text{ kN/m}$
- $s = 0,65 \text{ kN/m}^2 \times 1,85 \text{ m} = 1,203 \text{ kN/m}$
- $w = -1,98 \text{ kN/m}^2 \times 1,85 \text{ m} / \cos\varphi = -1,98 \text{ kN/m}^2 \times 1,85 \text{ m} / 0,989 = -3,70 \text{ kN/m}$

Η υποπίεση ανέμου εφαρμόζεται κάθετα στο επίπεδο της στέγης.

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 δίνεται στο παρακάτω σχήμα, ενώ το φορτίο υποπίεσης του ανέμου, το οποίο ασκείται παράλληλα με τον τοπικό άξονα  $z$ , δεν χρειάζεται να αναλυθεί.



Σχήμα 4.6: Ανάλυση κατακόρυφων φορτίων τεγίδας σε συνιστώσες

### 4.7.3 Συνδυασμοί φορτίσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι τρεις συνδυασμοί που μορφώνονται για τα τρία κινητά φορτία είναι:

$$E_{d1} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} s + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} w + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q \text{ (κύριο κινητό το χιόνι)}$$

$$E_{d2} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q \text{ (κύριο κινητό ο άνεμος)}$$

$$E_{d3} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} q + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} w \text{ (κύριο κινητό το κινητό της οροφής)}$$

Από αυτούς τους συνδυασμούς, για απλοποιητικούς λόγους, θα εξεταστούν μόνο οι δυσμενέστεροι για κάθε άξονα.

*Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y*

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω (κύριο κινητό ο άνεμος)

(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω)

$$E_{d2} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q = 1,00 \times g + 1,50 \times w + 0,00 \times 0,50 \times s + 0,00 \times 1,00 \times q$$

$$E_{d2,z} = 1,00 \times (g + g') \times \cos\phi - 1,50 \times w = 1,00 \times (0,188 + 0,555 \text{ kN/m}) \times 0,989 - 1,50 \times 3,70 \text{ kN/m} = -4,82 \text{ kN/m}$$

*Κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z*

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω (κύριο κινητό το χιόνι)

(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω)

$$E_{d1} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} s + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} w + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q = 1,35 \times g + 1,50 \times s + 0,00 \times 0,60 \times w + 0,00 \times 1,00 \times q$$

$$E_{d1,y} = [1,35 \times (0,188 + 0,555 \text{ kN/m}) + 1,50 \times 1,203 \text{ kN/m}] \times \sin\phi = 2,81 \times 0,148 = 0,42 \text{ kN/m}$$

### 4.7.4 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  $V_y$ .

Υπολογισμός ροπών κάμψεως τεγίδας:

$$M_{Ed,y} = q_z L^2 / 8 = 4,82 \text{ kN/m} \times (5,40 \text{ m})^2 / 8 = 17,57 \text{ kNm} = 1757 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed,z} = q_y L^2 / 8 = 0,42 \text{ kN/m} \times (5,40 \text{ m})^2 / 8 = 1,51 \text{ kNm} = 151 \text{ kNcm}$$

Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων τεγίδας:

$$V_{Ed,z} = q_z L / 2 = 4,82 \text{ kN/m} \times 5,40 \text{ m} / 2 = 13,01 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = q_y L / 2 = 0,42 \text{ kN/m} \times 5,40 \text{ m} / 2 = 1,13 \text{ kN}$$

Η διατομή είναι κατηγορίας 1, επομένως εκτελούνται πλαστικοί έλεγχοι επάρκειας σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

### 4.7.5 Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα

*Κατά τον τοπικό άξονα z*

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$$

Όπου

$$V_{Ed,z} = 13,01 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = A_{vz} \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$A_{vz} = 11,25 \text{ cm}^2$$

Επομένως θα έχουμε:

$$V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = A_{vz} \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 11,25 \text{ cm}^2 \times 23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3} = 152,63 \text{ kN} > V_{Ed,z} = 13,01 \text{ kN}$$

Κατά τον τοπικό άξονα y

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$$

Όπου

$$V_{Ed,y} = 1,13 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = A_{vy} \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

και η επιφάνεια διάτμησης είναι:

$$A_{vy} = 2bt_f = 2 \times 9,1 \text{ cm} \times 0,80 \text{ cm} = 14,56 \text{ cm}^2$$

Επομένως θα έχουμε:

$$V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = A_{vy} \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 14,56 \text{ cm}^2 \times 23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3} = 197,55 \text{ kN} > V_{Ed,y} = 1,13 \text{ kN}$$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος της τειγίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

#### 4.7.6 Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει:

$$V_{Ed,z} = 13,01 \text{ kN} < 0,50 V_{pl,Rd,z} = 76,32 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 1,13 \text{ kN} < 0,50 V_{pl,Rd,y} = 98,77 \text{ kN}$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης  $M_{pl,Rd,y}$  και  $M_{pl,Rd,z}$  αντίστοιχα, λόγω παρουσίας διάτμησης.

#### 4.7.7 Πλαστικός 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

$$M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} f_y / \gamma_{M0}$$

και για διατομές διπλού ταυ:

$$\alpha = 2, \beta = 5n$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \text{ με } \beta \geq 1$$

Στην περίπτωση της τειγίδας  $N_{Ed} = 0$  επομένως  $n = 0$  και  $\beta = 1$

Έλεγχος

$$\begin{aligned} \left( \frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} \right)^\beta &= \left( \frac{M_{Ed,y}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right)^2 + \left( \frac{M_{Ed,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right)^1 = \\ &= \left( \frac{1757 \text{ kNcm}}{166,4 \text{ cm}^3 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00}} \right)^2 + \left( \frac{151 \text{ kNcm}}{34,6 \text{ cm}^3 \cdot \frac{23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00}} \right)^1 = \\ &= 0,45^2 + 0,19 = 0,39 < 1,00 \end{aligned}$$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος της τειγίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

#### 4.7.8 Συνδυασμοί φορτίσεων σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

1. Δυσμενείς συνδυασμοί με μόνιμα και κινητά φορτία

Οι τρεις συνδυασμοί που μορφώνονται για τα τρία κινητά φορτία είναι:

$$E_{d1} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} s + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} w + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q \text{ (κύριο κινητό το χιόνι)}$$

$$E_{d2} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q \text{ (κύριο κινητό ο άνεμος)}$$

$$E_{d3} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} q + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} w \text{ (κύριο κινητό το κινητό της οροφής)}$$

Από αυτούς τους συνδυασμούς, για απλοποιητικούς λόγους, θα εξεταστούν μόνο οι δυσμενέστεροι για κάθε άξονα.

*Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y*

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω (κύριο κινητό ο άνεμος)

(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω)

$$E_{d2} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q = 1,00 \times g + 1,00 \times w + 0,00 \times 0,50 \times s + 0,00 \times 1,00 \times q$$

$$E_{d2,z} = 1,00 \times (g + g') \times \cos\varphi - 1,00 \times w = 1,00 \times (0,188 + 0,555 \text{ kN/m}) \times 0,989 - 1,00 \times 3,70 \text{ kN/m} = -2,97 \text{ kN/m}$$

*Κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z*

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω (κύριο κινητό το χιόνι)

(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω)

$$E_{d1} = \gamma_G g + \gamma_{Q,1} s + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} w + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q = 1,00 \times g + 1,00 \times s + 0,00 \times 0,60 \times w + 0,00 \times 1,00 \times q$$

$$E_{d1,y} = [1,00 \times (0,188 + 0,555 \text{ kN/m}) + 1,00 \times 1,203 \text{ kN/m}] \times \sin\varphi = 1,94 \times 0,148 = 0,29 \text{ kN/m}$$

2. Δυσμενείς συνδυασμοί μόνο με κινητά φορτία

$$E_{d4} = \gamma_{Q,1} s + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} w + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q \text{ (κύριο κινητό το χιόνι)}$$

$$E_{d5} = \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q \text{ (κύριο κινητό ο άνεμος)}$$

$$E_{d6} = \gamma_{Q,1} q + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} w \text{ (κύριο κινητό το κινητό της οροφής)}$$

Από αυτούς τους συνδυασμούς, για απλοποιητικούς λόγους, θα εξεταστούν μόνο οι δυσμενέστεροι για κάθε άξονα.

*Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y*

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα πάνω (κύριο κινητό ο άνεμος)

(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω)

$$E_{d4} = \gamma_{Q,1} w + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} s + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q = 1,00 \times w + 0,00 \times 0,50 \times s + 0,00 \times 1,00 \times q$$

$$E_{d4,z} = -1,00 \times w = -1,00 \times 3,70 \text{ kN/m} = -3,70 \text{ kN/m}$$

*Κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z*

Δυσμενής συνδυασμός με φορτία προς τα κάτω (κύριο κινητό το χιόνι)

(δυσμενής επιρροή για φορτία προς τα κάτω, ευμενής επιρροή για φορτία προς τα πάνω)

$$E_{d5} = \gamma_{Q,1} s + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} w + \gamma_{Q,3} \psi_{0,3} q = 1,00 \times s + 0,00 \times 0,60 \times w + 0,00 \times 1,00 \times q$$

$$E_{d5,y} = 1,00 \times 0,65 \text{ kN/m} \times \sin\varphi = 1,203 \times 0,148 = 0,18 \text{ kN/m}$$

#### 4.7.9 Βέλη κάμψεως

Το μέγιστο βέλος της τεγίδας παρουσιάζεται στο μέσον του ανοίγματός της, λόγω των φορτίων κατά z και κατά y. Και κατά τους δύο άξονες η τεγίδα συμπεριφέρεται ως αμφιέριστη.

*Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά*

Μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού:

$$w_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 0,0297 \text{ kN/cm} \times (540 \text{ cm})^4}{384 \times 21000 \text{ kN/cm}^2 \times 1317 \text{ cm}^4} = 1,19 \text{ cm}$$

$$w_y = \frac{5q_y L^4}{384EI_z} = \frac{5 \times 0,0029 \text{ kN/cm} \times (540 \text{ cm})^4}{384 \times 21000 \text{ kN/cm}^2 \times 100,9 \text{ cm}^4} = 1,52 \text{ cm}$$

$$\text{όπου } q_z = E_{d2,z} = -2,97 \text{ kN/m} = 0,0297 \text{ kN/cm}$$

$$q_y = E_{d1,y} = 0,29 \text{ kN/m} = 0,0029 \text{ kN/cm}$$

Συνολικό βέλος στο μέσον του ανοίγματος της τεγίδας:

$$w = \sqrt{w_z^2 + w_y^2} = \sqrt{1,19^2 + 1,52^2} = 1,92 \text{ cm} < w_{max} = \frac{540}{200} = 2,70 \text{ cm}$$

Συνδυασμός μόνο για πρόσθετα φορτία (κινητά)

Μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού:

$$w_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 0,0370 \text{ kN/cm} \times (540 \text{ cm})^4}{384 \times 21000 \text{ kN/cm}^2 \times 1317 \text{ cm}^4} = 1,48 \text{ cm}$$

$$w_y = \frac{5q_y L^4}{384EI_z} = \frac{5 \times 0,0018 \text{ kN/cm} \times (540 \text{ cm})^4}{384 \times 21000 \text{ kN/cm}^2 \times 100,9 \text{ cm}^4} = 0,94 \text{ cm}$$

$$\text{όπου } q_z = E_{d2,z} = -4,24 \text{ kN/m} = 0,0424 \text{ kN/cm}$$

$$q_y = E_{d1,y} = 0,10 \text{ kN/m} = 0,0010 \text{ kN/cm}$$

Συνολικό βέλος στο μέσον του ανοίγματος της τεγίδας:

$$w = \sqrt{w_z^2 + w_y^2} = \sqrt{1,48^2 + 0,94^2} = 1,75 \text{ cm} < w_{max} = \frac{540}{250} = 2,16 \text{ cm}$$

## 4.8 Μηκίδα

Εξετάζεται το στέγαστρο με διατομή μηκίδας IPE180. Οι μηκίδες καταπονούνται από εγκάρσια φορτία τα οποία προκαλούν κάμψη και περί τους 2 κύριους άξονες της διατομής. Ο έλεγχος αφορά τη δυσμενέστερη (μεσαία) μηκίδα, η οποία μάλιστα δέχεται και το μεγαλύτερο φορτίο της ανεμοπίεσης και βρίσκεται στην πλάγια όψη του κτιρίου.

### 4.8.1 Φορτία

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι:

- Ίδιο βάρος μηκίδας (σε οριζόντια προβολή)  $g=0,188\text{kN/m}$
- Φορτίο πλευρικής επένδυσης (πρόσθετο μόνιμο)  $g'=0,15\text{kN/m}^2$
- Υποπίεση ανέμου  $w=-1,60\text{kN/m}^2$

Το πλάτος επιρροής της μηκίδας είναι 1,57m περίπου.

Η κατανομή των φορτίων ανά μηκίδα θα είναι:

- $g=0,188\text{kN/m}$
- $g'=0,15\text{kN/m}^2 \times 1,57\text{m}=0,24\text{kN/m}$
- $w=-1,60\text{kN/m}^2 \times 1,57\text{m}=-2,51\text{kN/m}$

### 4.8.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

*Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y*

$$E_{d,z} = 1,50 \times w = 1,50 \times (-3,08\text{kN/m}) = -3,77\text{kN/m}$$

*Κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z*

$$E_{d,y} = 1,35 \times (g + g') = 1,35 \times (0,188 + 0,24) = 0,58\text{kN/m}$$

### 4.8.3 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  $V_y$ .

*Υπολογισμός ροπών κάμψεως μηκίδας:*

$$M_{Ed,y} = q_z L^2 / 8 = 3,77\text{kN/m} \times (5,40\text{m})^2 / 8 = 13,73\text{kNm} = 1373\text{kNcm}$$

$$M_{Ed,z} = q_y L^2 / 8 = 0,58\text{kN/m} \times (5,40\text{m})^2 / 8 = 2,08\text{kNm} = 208\text{kNcm}$$

*Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων μηκίδας:*

$$V_{Ed,z} = q_z L / 2 = 3,77\text{kN/m} \times 5,40\text{m} / 2 = 10,18\text{kN}$$

$$V_{Ed,y} = q_y L / 2 = 0,58\text{kN/m} \times 5,40\text{m} / 2 = 1,54\text{kN}$$

Η διατομή είναι κατηγορίας 1, επομένως εκτελούνται πλαστικοί έλεγχοι επάρκειας σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

### 4.8.4 Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα

*Κατά τον τοπικό άξονα z*

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$$

Όπου



$$V_{Ed,z}=10,18\text{kN}$$

$$V_{c,Rd,z}=V_{pl,Rd,z}=A_{vz}\frac{f_y}{\sqrt{3}\cdot\gamma_{M0}}$$

$$A_{vz}=11,25\text{cm}^2$$

Επομένως θα έχουμε:

$$V_{c,Rd,z}=V_{pl,Rd,z}=A_{vz}\frac{f_y}{\sqrt{3}\cdot\gamma_{M0}}=11,25\text{cm}^2\times 23,5\text{kN/cm}^2/\sqrt{3}=152,66\text{kN} > V_{Ed,z}=10,18\text{kN}$$

Κατά τον τοπικό άξονα y

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$$

Όπου

$$V_{Ed,y}=1,54\text{kN}$$

$$V_{c,Rd,y}=V_{pl,Rd,y}=A_{vy}\frac{f_y}{\sqrt{3}\cdot\gamma_{M0}}$$

και η επιφάνεια διάτμησης είναι:

$$A_{vy}=2\times b\times t_f=2\times 9,1\text{cm}\times 0,8\text{cm}=14,56\text{cm}^2.$$

Επομένως θα έχουμε:

$$V_{c,Rd,y}=V_{pl,Rd,y}=A_{vy}\frac{f_y}{\sqrt{3}\cdot\gamma_{M0}}=14,56\text{cm}^2\times 23,5\text{kN/cm}^2/\sqrt{3}=197,55\text{kN} > V_{Ed,y}=1,54\text{kN}$$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

#### 4.8.5 Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει:

$$V_{Ed,z}=10,18\text{kN} < 0,50V_{pl,Rd,z}=76,33\text{kN}$$

$$V_{Ed,y}=1,54\text{kN} < 0,50V_{pl,Rd,y}=98,78\text{kN}$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης  $M_{pl,Rd,y}$  και  $M_{pl,Rd,z}$  αντίστοιχα, λόγω παρουσίας διάτμησης.

#### 4.8.6 Πλαστικός 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

$$M_{pl,Rd,y}=W_{pl,y}f_y/\gamma_{M0}$$

$$M_{pl,Rd,z}=W_{pl,z}f_y/\gamma_{M0}$$

και για διατομές διπλού ταυ:

$$\alpha=2, \beta=5n$$

$$n=N_{Ed}/N_{pl,Rd} \text{ με } \beta \geq 1$$

Στην περίπτωση της τεγίδας  $N_{Ed}=0$  επομένως  $n=0$  και  $\beta=1$

Έλεγχος

$$\begin{aligned} \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{pl,Rd,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ed,z}}{M_{pl,Rd,z}}\right)^\beta &= \left(\frac{M_{Ed,y}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}}\right)^2 + \left(\frac{M_{Ed,z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}}\right)^1 = \\ &= \left(\frac{1373kNcm}{166,4cm^3 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,00}}\right)^2 + \left(\frac{208kNcm}{34,6cm^3 \cdot \frac{23,5kN/cm^2}{1,00}}\right)^1 = 0,35^2 + 0,26 \\ &= 0,38 < 1,00 \end{aligned}$$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος της τεγίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται.

#### 4.8.7 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

*Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y*

$$Ed,z = 1,00 \times w = -1,00 \times 2,51kN/m = -2,51kN/m$$

*Κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z*

$$Ed1,y = 1,00 \times (g + g') = 1,00 \times (0,188 + 0,24kN/m) = 1,00 \times 0,43 = 0,43kN/m$$

#### 4.8.8 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 αμφιέριστη.

*Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά*

Μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού:

$$w_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 0,0251kN/cm \times (540cm)^4}{384 \times 21000kN/cm^2 \times 1317cm^4} = 1,01cm$$

$$w_y = \frac{5q_y L^4}{384EI_z} = \frac{5 \times 0,0043kN/cm \times (540cm)^4}{384 \times 21000kN/cm^2 \times 100,9cm^4} = 2,25cm$$

όπου  $q_z = Ed_{2,z} = -2,51kN/m = 0,0251kN/cm$

$q_y = Ed_{1,y} = 0,43kN/m = 0,0043kN/cm$

*Συνολικό βέλος στο μέσον του ανοίγματος της μηκίδας:*

$$w = \sqrt{w_z^2 + w_y^2} = \sqrt{1,01^2 + 2,25^2} = 2,43cm < w_{max} = \frac{540}{200} = 2,70cm$$

*Συνδυασμός μόνο για πρόσθετα φορτία (κινητά)*

Μέγιστο βέλος αμφιέριστης δοκού:

$$w_z = \frac{5q_z L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 0,0251kN/cm \times (540cm)^4}{384 \times 21000kN/cm^2 \times 1317cm^4} = 1,01cm$$

όπου  $q_z = Ed_{2,z} = -2,51kN/m = 0,0251kN/cm$

*Συνολικό βέλος στο μέσον του ανοίγματος της μηκίδας:*

$$w = \sqrt{w_z^2 + w_y^2} = \sqrt{1,01^2 + 0^2} = 1,01cm < w_{max} = \frac{540}{250} = 2,16cm$$

*Σημείωση:* Τόσο για την τεγίδα όσο και για τη μηκίδα έγιναν έλεγχοι αν επαρκούν και οι μικρότερες διατομές από την σειρά ΙΡΕ, αλλά οι πρώτες που επαρκούν είναι αυτές που επιλέχθηκαν παραπάνω. Οι προηγούμενες δεν επαρκούσαν στον έλεγχο βελών.

## 5 Έλεγχος Αποτελεσμάτων

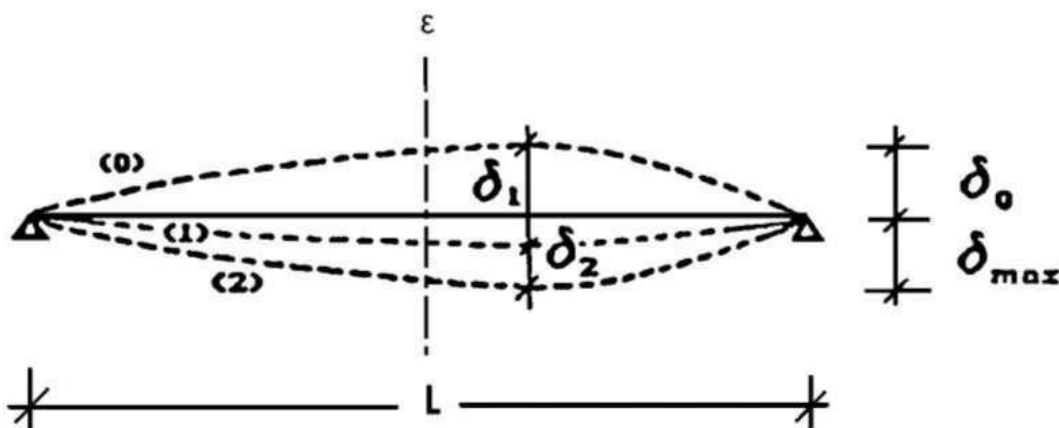
### 5.1 Μετατοπίσεις

#### 5.1.1 Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Όσον αφορά τον έλεγχο βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, αυτός εξασφαλίζει ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπο 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 φορτίσεως 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 5.1: Βέλη κάμψης

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

όπου:

- $\delta_{\max}$  είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις
- $\delta_1$  είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων
- $\delta_2$  είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων
- $\delta_0$  είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση,  $\delta_0=0$  εδώ

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του Πίνακα 4.1.

Πίνακας 5.1: Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
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 άρα για τα ζυγώματα έχω:

$$\delta_{\max} = L/200 = 1123\text{cm}/200 = 5,62\text{cm}$$

$$\delta_{2\max} = L/250 = 1123\text{cm}/250 = 4,49\text{cm}$$

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων πρέπει να ισχύει:

$$U_{\max} = H/150 \text{ (όπου } U \text{ η οριζόντια μετακίνηση και } H \text{ το ύψος του κτιρίου)}$$

$$\text{Στην δική μας περίπτωση } U_{\max} = H/150 = 1100\text{cm}/150 = 7,33\text{cm}.$$

#### 5.1.1.1 Κατακόρυφες μετατοπίσεις

Για τα ζυγώματα διατομής IPE450, τα βέλη κάμψης που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα για ανάλυση με τους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι:

$$\delta_1=0,96\text{cm}$$

$$\delta_2=4,05\text{cm}$$

$$\delta=\delta_1+\delta_2=5,01\text{cm} < \delta_{\max}$$

Παρατηρούμε ότι τα μέγιστα βέλη κάμψης δεν ξεπερνούν τις μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές.

#### 5.1.1.2 Οριζόντιες μετατοπίσεις

Αφού γίνει ανάλυση του κτιρίου με τους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας εντοπίζεται η μέγιστη μετακίνηση κατά X και η μέγιστη κατά Y του κτιρίου.

$$U_{x,\max}=0,21\text{cm} < U_{\max}$$

$$U_{y,\max}=2,89\text{cm} < U_{\max}$$

Παρατηρούμε ότι τηρούνται τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων.

## 5.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Όσον αφορά την απαίτηση περιορισμού βλαβών, αυτή αποτελεί θεμελιώδη αρχή και πρέπει να καλύπτεται με ικανοποιητική αξιοπιστία για φορείς σε σειсмоγενείς περιοχές. Έτσι, ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλάβει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και κατ'επέκταση περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα.

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω:

### *Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου*

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών, πρέπει να 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.

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό, συνδεδεμένα με το φορέα:

$$d_r < 0,005h$$

β) για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r < 0,0075h$$

γ) 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:

$$d_r < 0,010h$$

όπου:

- $h$  είναι το ύψος του ορόφου
- $v$  είναι ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών.

Οι συνιστώμενες τιμές του  $v$  είναι 0,4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και  $v=0,5$  για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d * d_e$$

όπου:

- $d_s$  είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού
- $q_d$  είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης
- $d_e$  είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από τη γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού

Η υπό μελέτη κατασκευή ανήκει στην περίπτωση  $\beta$  οπότε πρέπει:

$$d_r < 0,0075h$$

Επίσης ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II, οπότε λαμβάνεται:  $v=0,5$

## Έλεγχος στο ύψος της οροφής

Από την ανάλυση βρέθηκε ότι η μέγιστη παραμόρφωση στην ανώτερη στάθμη του κτιρίου εντοπίζεται κατά μήκος του άξονα 5-5 για σεισμό κατά X και κατά μήκος του άξονα E-E για σεισμό κατά Y.

### Σεισμός κατά X

- $d_e = 25\text{mm}$
- $q_d = 4$
- $v = 0,5$
- $d_r = d_e \cdot q_d = 25\text{mm} \cdot 4 \rightarrow d_r = 100\text{mm}$
- $d_r \cdot v = 100\text{mm} \cdot 0,5 = 50\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 12700 = 95,25\text{mm}$   
οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται.

### Σεισμός κατά Y

- $d_e = 36\text{mm}$
- $q_d = 4$
- $v = 0,5$
- $d_r = d_s = d_e \cdot q_d = 36\text{mm} \cdot 4 \Rightarrow d_r = 144\text{mm}$
- $d_r \cdot v = 144\text{mm} \cdot 0,5 = 72\text{mm} < 0,0075h = 0,0075 \cdot 12700 = 95,25\text{mm}$   
οπότε ο έλεγχος περιορισμού βλαβών ικανοποιείται.

## 5.3 Ικανοτικός έλεγχος

### 5.3.1 Κανόνες σχεδιασμού για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

Οι διαγώνιοι θα λαμβάνονται υπόψη με τον ακόλουθο τρόπο σε μια ελαστική ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση:

- Στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους, θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι.
- Στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους σχήματος V ( $\Delta$ ), θα λαμβάνονται υπόψη τόσο οι εφελκόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι.

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα  $\lambda$ , όπως ορίζεται, θα πρέπει να περιορίζεται σε:  $1,3 < \lambda < 2,0$ .

Σε πλαίσια με συνδέσμους σχήματος V ( $\Delta$ ) πρέπει να ισχύει γενικά:  $\lambda < 2,0$ .

Σε φορείς που διαθέτουν έως και 2 ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο  $\lambda$ .

Η αντοχή διαρροής  $N_{pl,Rd}$  της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε  $N_{pl,Rd} > N_{Ed}$ .

### 5.3.2 Δοκοί και υποστυλώματα

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 EN 1993, 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
- $\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής  
Η τιμή η οποία αποδίδεται για χρήση σε μία χώρα δίδεται στο Εθνικό Προσάρτημα.  
Η προτεινόμενη τιμή είναι 1,25.
- $\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd} / N_{Ed,I}$  για όλες τις διαγώνιους του πλασιακού συστήματος συνδέσμων.

## 5.4 Έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν

### 5.4.1 Κατακόρυφοι συνδέσμοι κατά X

Επιλέγεται διατομή 2L120x12/8/.

Λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι του συνδέσμου.

*Στοιχεία Διαγωνίου*

Διαγώνιο μήκος:  $L=7,70m$

Μήκος λυγισμού:  $L_{cr}=3,85m$

$A=27,54cm^2$

$I_y=I_z=367,7cm^3$

$h=b=120mm$

$t=12mm$

*Έλεγχος λυγηρότητας*

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{Af_y}{I_y E}} = 1,31$$

Επομένως ισχύει η απαίτηση για την αδιάστατη λυγηρότητα, όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 για πλαίσια με χιαστί διαγώνιους συνδέσμους:  $1,3 < \lambda = 1,31 < 2,0$

*Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου*

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27,54cm^2 * 23,5kN/cm^2}{1,0} = 647,19kN > N_{Ed} = 2 * 29,23 = 58,46kN$$

όπου  $N_{pl,Rd}$  είναι η δρώσα αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου που προκύπτει από



το σεισμικό συνδυασμό πολλαπλασιασμένη επί δύο από την τιμή που προκύπτει από τις αναλύσεις στο πρόγραμμα SAP2000.

#### 5.4.2 Ικανοτικός έλεγχος κεφαλοδοκού

##### Ικανοτικός Συντελεστής $\Omega$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ο συντελεστής  $\Omega$  ορίζεται ως η ελάχιστη τιμή του

$$\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$$

για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσεων, 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  $i$ , στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Επομένως:

$$\Omega_i = \min(\Omega_1, \Omega_2) = \min \left\{ \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right\} = \min \left\{ \frac{555,5}{91,85}, \frac{555,5}{96,73} \right\} = 5,74$$

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλαστική συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25%, κάτι που ισχύει:

$$\Omega_2 = \Omega_{max} = \frac{555,5}{91,85} = 6,05 < 1,25\Omega_{min} = 7,18$$

##### Στοιχεία οριζόντιας δοκού HEB200

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

$$I_y=5696\text{cm}^4$$

$$I_z=2003\text{cm}^4$$

$$h=200\text{mm}$$

$$b=200\text{mm}$$

$$t_w=9\text{mm}$$

$$i_y=8,54\text{cm}$$

$$i_z=5,07\text{cm}$$

##### Έλεγχος οριζόντιας δοκού

Πρέπει να ισχύει:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

Επομένως η επαυξημένη δρώσα αξονική στην οριζόντια δοκό-κεφαλοδοκό είναι:

$$N_{ικανοτ} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} = 386,92\text{kN}$$

όπου:

- $N_{ed,G}=0$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- $N_{Ed,E}=96,73\text{kN}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού

Η οριζόντια δοκός-κεφαλοδοκός υπόκειται μόνο σε αξονική θλιπτική δύναμη ενώ η κάμψη και η τέμνουσα που αντιστοιχούν στο σεισμικό συνδυασμό είναι μηδενικές.

Λυγηρότητες

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y \times \lambda_1} = \frac{540 \text{ cm}}{8,54 \text{ cm} \times 93,9} = 0,67$$

$$\lambda_z = \frac{L_y}{i_z \times \lambda_1} = \frac{540 \text{ cm}}{5,07 \text{ cm} \times 93,9} = 1,13$$

όπου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{23500 \text{ MPa}}} = 93,9$$

Συντελεστές  $\chi_y$  και  $\chi_z$

Για ελατές διατομές και λυγισμό περί τον οποιοδήποτε άξονα η καμπύλη λυγισμού που αντιστοιχεί είναι η α, άρα  $a=0,21$  είναι ο συντελεστής ατελειών που αντιστοιχεί σε καμπύλη λυγισμού α.

$$\Phi_y = 0,5[1 + a(\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] = 0,77$$

$$\Phi_z = 0,5[1 + a(\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] = 1,24$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = 0,87$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = 0,57$$

$$\chi_{\min} = 0,57$$

Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,57 \times 78,08 \text{ cm}^2 \times \frac{23,5 \text{ kN}}{\text{cm}^2}}{1,0} = 1045,88 \text{ kN} > N_{\text{ικανοστ}} =$$
$$= 386,92 \text{ kN}$$

### 5.4.3 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλώματος

Στοιχεία διατομής υποστυλώματος HEB340

$$A=170,9\text{cm}^2$$

$$I_y=36660\text{cm}^4$$

$$I_z=9690\text{cm}^4$$

$$h=340\text{mm}$$

$$b=300\text{mm}$$

$$t_w=12\text{mm}$$

$$t_f=21,5\text{mm}$$

$$W_{pl,y}=2408\text{cm}^3$$

$$i_y=14,65\text{cm}$$

$$i_z=7,53\text{cm}$$

Έλεγχος υποστυλώματος

Πρέπει να ισχύει:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}$$

Επομένως η επαυξημένη δρώσα αξονική στο υποστυλώμα είναι:

$$N_{ικανοτ} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} = 507,05\text{kN} < N_{pl,Rd} = 3212,92\text{kN}$$

όπου

- $N_{Ed,G} = 205,73\text{kN}$  είναι η αξονική δύναμη στο υποστυλώμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού
- $N_{Ed,E} = 75,33\text{kN}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού.

## 5.5 Έλεγχος έναντι φαινομένων δευτέρας τάξεως

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, αποτελέσματα δευτέρας τάξεως δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

όπου

- $\theta$  είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου
- $P_{\text{tot}}$  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 στην παράγραφο 5.2.
- $V_{\text{tot}}$  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  $\theta$  δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

Για το δυσμενέστερο πλαισιακό σύστημα προσδιορίζεται ο δείκτης  $\theta$  και για τις 2 διευθύνσεις X και Y.

*Για διεύθυνση X*

- $d_r=100\text{mm}$  (όπως υπολογίστηκε στην 5.2)
  - $P_{\text{tot}}=2594\text{kN}$  (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
  - $V_{\text{tot}}=3841\text{kN}$  (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά X)
  - $h=12700\text{ mm}$
- $\rightarrow \theta=(2594\text{kN} \cdot 100\text{mm}) / (3841\text{kN} \cdot 12700\text{mm})=0,053 < 0,1$  οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται

*Για διεύθυνση Y*

- $d_r=144\text{ mm}$  (όπως υπολογίστηκε στην 5.2)
  - $P_{\text{tot}}=2594\text{kN}$  (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού)
  - $V_{\text{tot}}=4285\text{kN}$  (όπως υπολογίστηκε από το πρόγραμμα για σεισμό κατά Y)
  - $h=12700\text{ mm}$
- $\rightarrow \theta=(2594\text{kN} \cdot 144\text{mm}) / (4285\text{kN} \cdot 12700\text{mm})=0,069 < 0,1$  οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται

## 6 Συμπεράσματα

Με το πέρας της παρούσης διπλωματικής εργασίας, έγινε ξεκάθαρο ότι αυτή δεν θα υλοποιούνταν αν δεν συνδυάζονταν οι πολλές -και σε διαφορετικούς τομείς- θεωρητικές γνώσεις που αποκτήθηκαν κατά τη διάρκεια φοίτησης στη σχολή πολιτικών μηχανικών. Εκτός όμως από την εφαρμογή των διαφόρων γνώσεων για την επίλυση των ζητημάτων, απαραίτητη ήταν και η κριτική ικανότητα από τον συντάκτη της εργασίας, όπου αυτό χρειάστηκε. Μετά από όλα αυτά, μπορώ να πω ότι δημιουργήθηκε μια συνοχή στην πορεία του σχεδιασμού, της ανάλυσης και της διαστασιολόγησης ενός μεταλλικού κτιρίου, που αντικατοπτρίζει με μεγάλη ευκρίνεια το επάγγελμα του πολιτικού μηχανικού.

Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από την εργασία αυτή συνοψίζονται ως εξής:

- Τα μεταλλικά κτίρια είναι προσφορότερα για την στέγαση βιομηχανικών μονάδων με μεγάλα ανοίγματα χωρίς ενδιάμεση υποστήλωση, από αντίστοιχα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτό συμβαίνει λόγω του μικρού ιδίου βάρους των στοιχείων των κτιρίων και της ανθεκτικότητας του χάλυβα ως δομικού υλικού.
- Τα μεταλλικά κτίρια μπορούν να κατασκευάζονται σε μία αρκετά σύντομη χρονική περίοδο λόγω της τυποποίησης των διατομών και του υψηλού ποσοστού προκατασκευής των μελών τους.
- Η μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα έχει σαν αποτέλεσμα την πολύ καλή απόκριση σε συνθήκες σεισμού.
- Η ανεμοπίεση είναι τις περισσότερες φορές η κύρια καταπόνηση για τις διατομές των μελών των μεταλλικών κτιρίων, λόγω των μεγάλων επιφανειών φορτίσεως που αυτά διαθέτουν.
- Η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση X είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου, ενώ κατά τη διεύθυνση Y, η πλαισιακή λειτουργία του φορέα είναι αρκετή για να παραλάβει τα φορτία αυτά.
- Από την ιδιομορφική ανάλυση του φορέα, με την εφαρμογή των σεισμικών δράσεων καταφέραμε να πετύχουμε την επιδιωκόμενη συμμετοχή (90%) των ιδιομορφιών μαζών, όπως απαιτείται από τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Τέλος, θα ήθελα να τονίσω ότι μέσω του στατικού προγράμματος SAP2000, προσφέρθηκε η εκπαίδευση και η εμπάθυνση στη φιλοσοφία του σχεδιασμού και της ανάλυσης ενός μεταλλικού κτιρίου βάσει των αναγκών και της λειτουργίας του.

## 7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος: «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί την κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση
5. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια CEN, Απρίλιος 2002
6. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις- Φορτία χιονιού CEN Ιούλιος 2003
7. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου CEN, Ιανουάριος 2004
8. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες- Γενικοί κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
9. EN 1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Γενικοί κανόνες- Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2003.
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
11. Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθημάτων: Σιδηρές Κατασκευές Ι και Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ
12. Ιστοσελίδα εταιρείας CSI (Computers and Structures, Inc.) για εγχειρίδια προγράμματος SAP2000: <http://www.csiberkeley.com/support/watch-andlearn>
13. Ιστοσελίδα εταιρείας DEMAG: <http://www.demagcranes.com>