



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΜΟΡΦΩΣΗ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ανουσάκης Γεώργιος

Επιβλέπων: Γεώργιος Ιωαννίδης

Αθήνα, Οκτώβριος 2012

ΕΜΚ ΔΕ 2012/36

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή κ. Ιωαννίδη για την πολύτιμη βοήθεια του κατά την διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, καθώς επίσης για την άψογη επιστημονική καθοδήγηση του στα διάφορα στάδια της προόδου αυτής.

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους τους φίλους που με βοήθησαν.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη	5
Abstract.....	5
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	6
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
1.1 ΓΕΝΙΚΑ	6
1.2 ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ-ΠΛΑΙΣΙΑ.....	6
1.3 ΤΕΓΙΔΕΣ	10
1.4 ΜΗΚΙΔΕΣ	12
1.5 ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΕΓΗΣ	12
1.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΑΚΑΜΨΙΑΣ	14
1.7 ΜΕΤΩΠΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ	16
1.8 ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΕΩΣ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ	17
1.9 ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ	18
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	21
2 ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΕΩΣ.....	21
2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	21
2.2 ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΕΩΣ ΤΟΥ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ	22
2.3 ΤΡΟΧΙΕΣ ΕΠΙ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΥΛΙΣΕΩΣ	25
2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ	27
2.5 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.....	31
2.5.1 ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ ΑΦΟΡΤΙΣΤΗ	31
2.5.2 ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ ΠΛΗΡΩΣ ΦΟΡΤΙΣΜΕΝΗ	32
2.6 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	34
2.6.1 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ-ΕΠΙΒΡΑΔΥΝΣΗ	34
2.6.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΠΑΡΑΓΩΓΗ ΚΙΝΗΣΗ(ΛΟΞΗ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΙΣ ΤΡΟΧΙΕΣ).....	36
2.7 ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	38
2.8 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ.....	39
ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	39
2.8.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ..	43
2.8.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	48
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	53

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ-ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	53
3.1 ΓΕΝΙΚΑ	53
3.2 Μόνιμα φορτία.....	53
3.3 Κινητα φορτια.....	54
3.4 Μεταβολή της θερμοκρασίας	54
3.5 Φορτίο χιονιού	54
3.6 Φορτία ανέμου.....	58
3.7 Σεισμικά Φορτία	74
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	79
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	79
4.1 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	82
4.2 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ.....	83
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	85
Διαστασιολόγηση μελών μέσω προγράμματος	85
5.1 Σύνθετο υποστύλωμα πλαισίου	85
5.2 Μονό υποστύλωμα πλαισίου	86
5.3 Δοκοί στέγης.....	87
5.4 Τεγίδες.....	88
5.5 Μηκίδες	89
5.6 Ελκυστήρας	90
5.7 Στοιχεία δικτύωματος σύνθετου υποστυλώματος	91
5.8 Οριζόντιες δοκοί.....	92
5.9 Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	93
5.10 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	94
5.11 Αναρτήρες	94
5.12 Απαιτήσεις λειτουργικότητας.....	96
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6	99
ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ	99
6.1 Παρουσίαση συρόμενης θύρας.....	99
6.2 Ανάλυση των κατακόρυφων μελών της θύρας.....	102
6.3 Ανάλυση των οριζόντιων μελών του φύλλου της θύρας	103
6.4 Ανάλυση διαγωνίων στοιχείων της θύρας.....	104
Βιβλιογραφία	105

Περίληψη

Σκοπός της διπλωματικής εργασίας είναι η στατική ανάλυση και η διαστασιολόγηση ενός φέροντα οργανισμού από χάλυβα με την χρήση πρόγραμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή. Πρόκειται για μια κατασκευή που προορίζεται για βιομηχανική χρήση και στο εσωτερικό της προβλέπεται η λειτουργία μιας γερανογέφυρας (ανυψωτικής ικανότητας 40t). Η λειτουργία της γερανογέφυρας έχει ως αποτέλεσμα την δυναμική φόρτιση της κατασκευής, η οποία εξετάζεται και αντιμετωπίζεται με την χρήση δυναμικών συντελεστών επί των δράσεων που προκαλεί η γερανογέφυρα σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 1/μέρος 5. (Στην παρούσα εργασία θα εξεταστούν οι δυναμικοί συντελεστές για ομάδες φορτίων 1 και 5).

Το πρόγραμμα ηλεκτρονικού υπολογιστή που χρησιμοποιήθηκε για τον έλεγχο στατικής επάρκειας και λειτουργικότητας της κατασκευής είναι το Etabs Nonlinear Version 9.7.2. Το πρόγραμμα δεν επιτρέπει την εισαγωγή κινητών φορτίων για την προσομοίωση της γερανογέφυρας, επομένως η μελέτη του φορέα έγινε με δυσμενείς φορτίσεις, ενώ στην εργασία παρουσιάζεται η δυσμενέστερη θέση της γερανογέφυρας για τον φορέα.

Abstract

The aim of this thesis is the structural design and the dimensioning of a steel structure by using a computer program. The structure will be used as an industrial building and is going to support one crane bridge (lifting capacity 40t). The motion of the crane causes dynamic loading of the structure, which is resolved by using dynamic factors. This thesis presents load combinations using the dynamic factors of group 1 and 5-eurocode 1/part 5.

The computer program used to control static adequacy and functionality of the structure is Etabs Nonlinear Version 9.7.2. This specific software does not support dynamic forces in order to simulate crane bridges movement, so the structure calculations are based on the most critical loading of the structure.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Στην προκειμένη εργασία μελετάται στατικά μεταλλική κατασκευή προς βιομηχανική χρήση.Αναγκαία απαίτηση της χρήσης του κτιρίου είναι η ύπαρξη μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς την παρεμβολή υποστυλωμάτων.Την δυνατότητα αυτή μας την εξασφαλίζει ο χάλυβας.

Το κτίριο που σχεδιάζεται θα κατασκευαστεί στην Ελευσίνα Αττικής.Σχεδιάστηκε βάσει ενός ήδη υπάρχοντος υποστέγου που λειτουργούσε για την ναυπήγηση,την συντήρηση και την επισκευή σκαφών.

Η κατασκευή στεγάζει επιφάνεια 34m x 90m εξ' ολοκλήρου καλυπτόμενη από μια αίθουσα,εντός της οποίας θα λειτουργεί η γερανογέφυρα για την μεταφορά φορτίων από την μια άκρη της αίθουσας στην άλλη.Ο σκελετός της κατασκευής έχει πλαισιωτή λειτουργία και αποτελείται από δεκαπέντε πανομοιότυπα πλαίσια,ανοίγματος 34m το καθένα και διατάσσονται ανά 6m το ένα από το άλλο.Έχει ύψος 20,5m μετρούμενο απο την κορυφή της στέγης.Στα ακραία φατνώματα καθώς και στα ενδιάμεσα εκατέρωθεν του μεσαίου πλαισίου θα υπάρχουν οριζόντιοι και κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι ακαμψίας.Το κάθε πλαίσιο αποτελείται από δύο σύνθετα δικτυωτά υποστυλώματα μέχρι την στάθμη λειτουργίας της γερανογέφυρας.Πάνω από αυτήν στην στάθμη υπάρχουν οι προεκτάσεις 2,5m των ακραίων υποστυλωμάτων και τοποθετούνται ολόσωμα δίστηλα δικλινή πλαίσια με κλίση 8,5°,ελκυστήρα και αναρτήρες.Έτσι το ελεύθερο ύψος διέλευσης είναι 18,5m και η γερανογέφυρα βρίσκεται σε στάθμη 16m και κινείται κατά μήκος της διάστασης των 90m.Λεπτομέρειες για τα επιμέρους στοιχεία της κατασκευής δίνονται στην συνέχεια του κεφαλαίου.

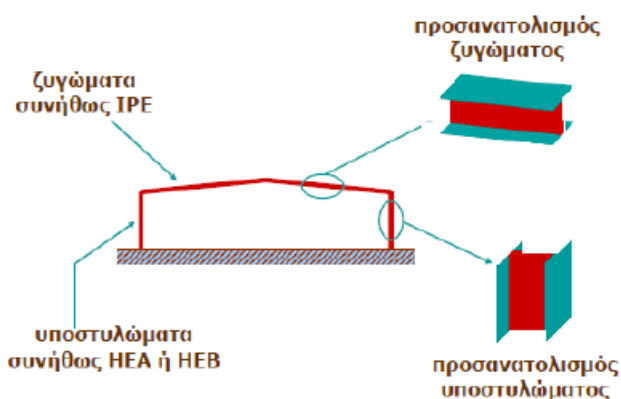
1.2 ΚΥΡΙΟΙ ΦΟΡΕΙΣ-ΠΛΑΙΣΙΑ

Οι κύριοι φορείς συνήθως είναι πλαίσια,που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν την δυνατότητα παραλαβής (μέσα στο επίπεδο τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (άνεμος,σεισμός,λειτουργία γερανογέφυρας).Οι κόμβοι των πλαισίων σχεδιάζονται ώστε να έχουν δυνατότητα παραλαβής ροπής.Τα πλαίσια είναι οι τελικοί αποδέκτες των φορτίων της

κατασκευής, τα οποία μεταβιβάζονται μέσω της θεμελίωσης στο έδαφος. Τα μέλη τους δύναται να είναι:

- Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλήτης διατομής
- Δικτυωτά

Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το ζύγωμα το οποίο συνήθως είναι δίρρυχτο με κλίση, ώστε τα κατακόρυφα να παραλαμβάνονται με καμπτική και με αξονική δράση. Προτιμώνται διατομές, εφόσον είναι ολόσωμα, διπλού ται αφού όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κέντρο βάρους της τόσο καλύτερη συμπεριφορά έχει στην κάμψη. Τα ζυγώματα συνήθως είναι υψίκορμες διατομές, όπως IPE και τα υποστυλώματα πλατύπελμες όπως HEA, HEB. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των κύριων φορέων, οι διατομές τοποθετούνται έτσι ώστε κατά την δράση των καθοριστικών φορτίων να ενεργοποιούνται οι ισχυροί τους άξονες, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.

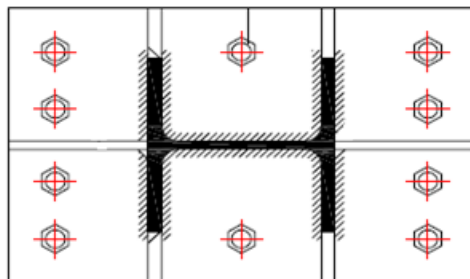


Σχ.1.1 Προσανατολισμός διατομών διπλού ται επίπεδων πλαισίων

Το πλαίσιο μπορεί να μορφωθεί ως αμφίπακτο ή ως αμφιαρθωτό. Ένα αμφίπακτο πλαίσιο εν συγκρίσει προς το αντίστοιχό του αμφιαρθρωτό, έχει πιο σύνθετη έδραση επί του θεμελίου. Το θεμέλιο φορτίζεται με ροπή πλέον, αλλά η κατανομή των καμπτικών ροπών είναι ευνοϊκότερη και κυρίως έχουμε μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα φορτία, όσο και υπό τα οριζόντια, γεγονός πολύ σημαντικό στους ελέγχους λειτουργικότητας. Ιδίως στην περίπτωση μας υπάρχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις λειτουργικότητας λόγω της παρουσίας της γερανογέφυρας, προς αποφυγή τυχόν παραμορφώσεων των δοκών κυλίσεως με ενδεχόμενο εκτροχιασμό αυτής...

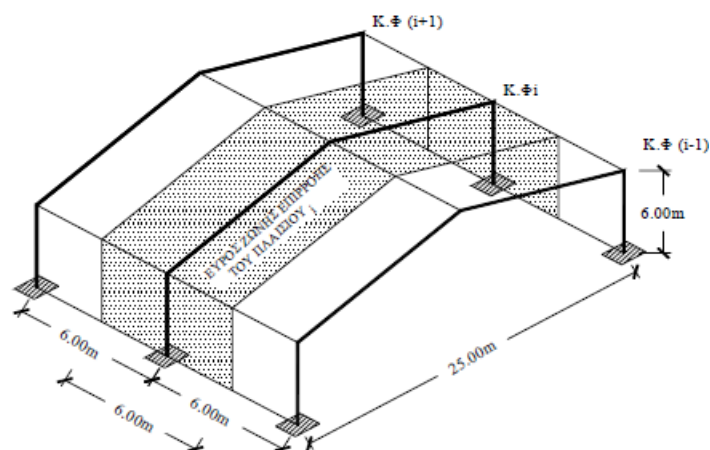
Στην κατασκευή μας ωστόσο η διάταξη των υποστυλωμάτων είναι διαφορετική από την προαναφερθείσα. Επιλέγεται διατομή μορφής βαρέως τύπου HEM 360 και τοποθετείται ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας της στο εκτός του πλαισίου επίπεδο, μέχρι την στάθμη λειτουργίας της γερανογέφυρας, ενώ για την προεκτάση του εξωτερικού υποστυλώματος μέσω κατάλληλης συνδεσμολογίας η διάταξη είναι η τυπική. Για τα ζυγώματα ισχύει ό,τι αναφέρθηκε και επιλέγεται διατομή HEA 400.

Τα πλαίσια σχεδιάστηκαν αμφίπακτα καθώς θεμελιώνονται στο έδαφος μέσω μικροπασσάλων, γύρω από την περιοχή διατομής, όπως φαίνεται στο σχήμα.



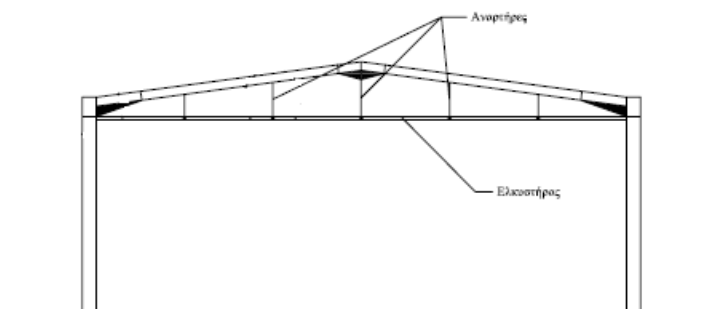
Σχ.1.2 Έδραση υποστυλώματος με την μορφή πάκτωσης

Το εμβαδόν επιρροής των δρόντων φορτίων που παραλαμβάνει το κάθε πλαίσιο προκύπτει από τις τεθλασμένες ευθείες που διέρχονται από τα μέσα των αποστάσεων δύο διαδοχικών πλαισίων, ενώ για τα ακραία πλαίσια είναι το μισό των ενδιάμεσων.



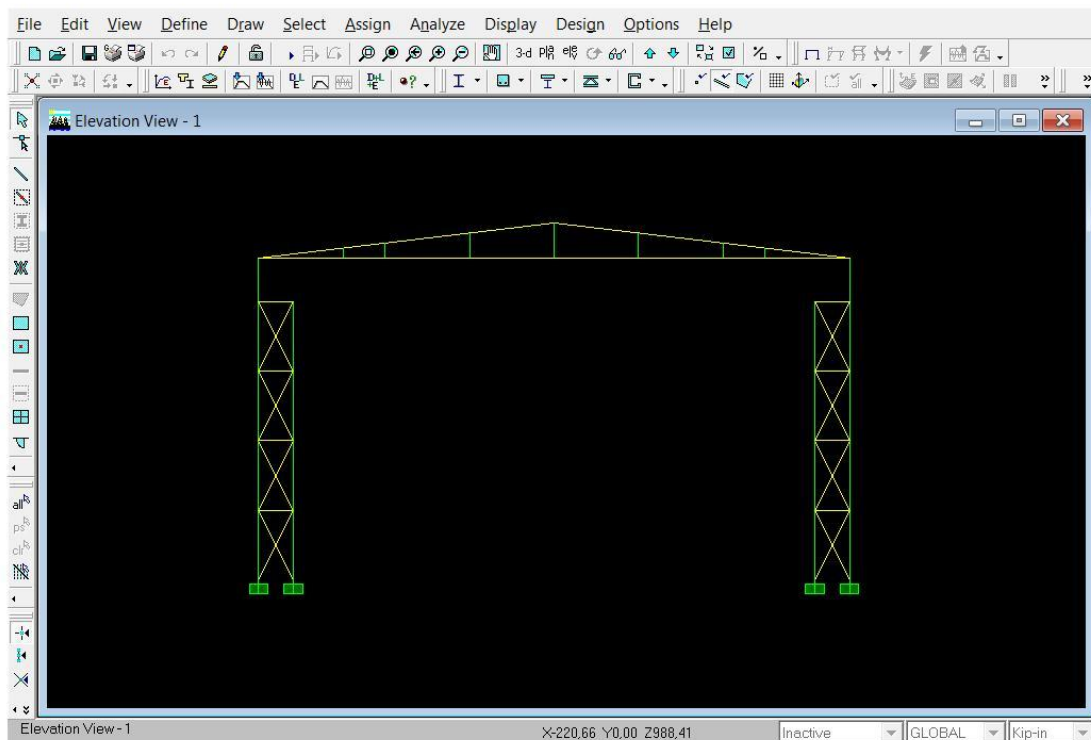
Σχ.1.3 Εμβαδόν επιρροής τυπικού ενδιάμεσου πλαισίου

Για την μείωση των καμπτικών ροπών υπό τα κατακόρυφα φορτία, επιλέγεται η διάταξη ελκυστήρα στην στάθμη των κόμβων υποστυλωμάτων-ζυγωμάτων (σχ.1.4).



Σχ.1.4 Μορφή δίστυλου πλαισίου με ελκυστήρα

Ο ελκυστήρας εισάγει σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις στο ζύγωμα ιδιαίτερα εάν είναι μικρή η κλίση του. Ωστόσο οι μειωμένες καμπτικές ροπές των υποστυλωμάτων μπορεί να οδηγήσουν σε μικρές διατομές και εύκαμπτο πλαίσιο. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται ο κύριος φορέας της κατασκευής όπως σχεδιάστηκε με το πρόγραμμα ETABS, όπου διακρίνονται τα δικτυωτά υποστυλώματα, η δίρρυκτη στέγη, ο ελκυστήρας στο ύψος των κόμβων συμβολής υποστυλωμάτων-ζυγωμάτων και οι αναρτήρες.



Σχ.1.5 Πλαίσιο μετώπου της κατασκευής

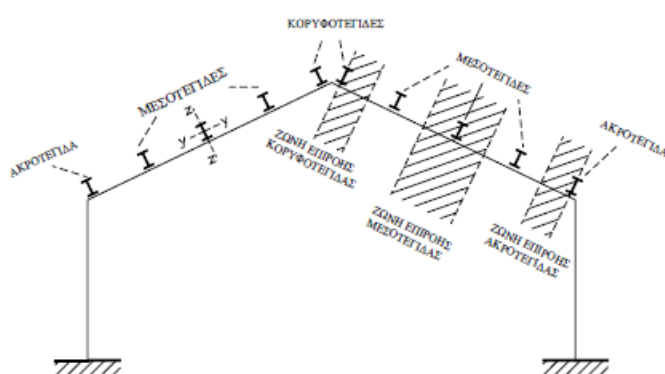
Οι διατομές από τις οποίες αποτελείται το πλαίσιο είναι οι εξής:

- σύνθετο υποστύλωμα HEM 360
- μονό υποστύλωμα HEM 360
- ζύγωμα HEA 400
- αναρτήρας TUBO 60x60x5
- ελκυστήρας TUBO 140x70x12,5
- στοιχεία δικτυώματος του υποστυλώματος HEA 180

Ενώ στην στάθμη της γερανογέφυρας το οριζόντιο στοιχείο του δικτύωματος, επιλέγεται διατομής ΗΕΜ 360,για την διαμορφώση της σύνδεσης της προέκτασης του σύνθετου υποστυλώματος με το μονό.

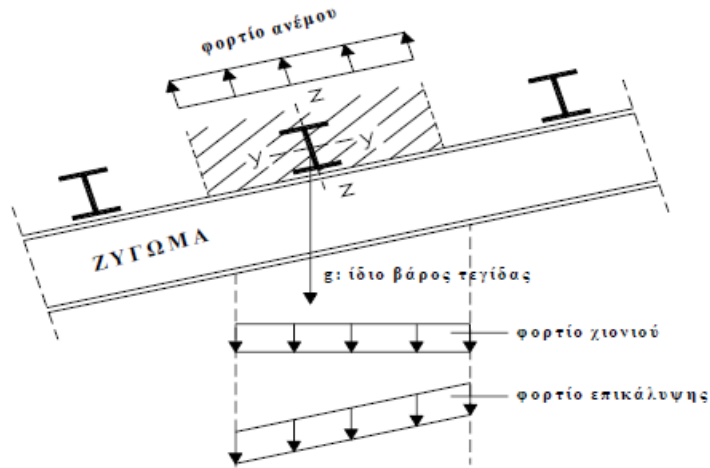
1.3 ΤΕΓΙΔΕΣ

Οι τεγίδες είναι οι δοκοί που συνδέουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην στέγη,όπως το ίδιο βάρος των φύλλων επικάλυψης,το φορτίο χιονιού,την ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο.Επίσης από τις τεγίδες είναι δυνατόν να αναρτώνται στοιχεία μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου.



Σχ.1.6 Τοποθέτηση τεγίδων επί του ζυγώματος

Οι τεγίδες διατάσσονται ανά ίσες,κατά κανόνα αποστάσεις μεταξύ τους,και τοποθετούνται όπως φαίνεται στο σχήμα 1.6, με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος.Έτσι επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση το ισχυρού άξονα τους έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων του χιονιού,του ίδιου βάρους της επικάλυψης και του ανέμου(Σχ. 1.7).



Σχ.1.7 Διευθύνση φορτίων τεγίδας

Λόγω του ότι κύρια καταπόνηση των τεγίδων είναι η κάμψη, σχεδιάζονται από ελατές διατομές I, συνηθέστερα από την σειρά IPE. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων, όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι σημαντική, χρησιμοποιούνται πλατύπελμα I συνήθως από την σειρά HEA. Όσον αφορά τα στατικά συστήματα των τεγίδων, αυτά είναι αμφιέρειστες δοκοί, που στηρίζονται επί των γειτονικών φορέων του κτιρίου είτε δοκοί δύο ανοιγμάτων είτε δοκοί Gerber. Οι αμφιέρειστες δοκοί παρόλο που έχουν απλή συνδεσιμότητα και ευκολία στην κατασκευή τους, πάραυτα συγκριτικά με τις υπόλοιπες στατικές μορφές που μπορεί να έχουν, παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις και εντέλει απαιτούνται μεγαλύτερες διατομές. Για τις συνεχείς δοκούς δύο ανοιγμάτων αξίζει να σημειωθεί ότι η καμπτική ροπή στην ενδιάμεση στήριξη είναι η ίδια με αυτήν ενός αμφιέρειστου τμήματος, αλλά οι παραμορφώσεις είναι κατά πολύ μειωμένες. Μειονέκτημα τους όμως είναι η δυσκολία τοποθέτησης τους στην φάση της ανέγερσης του κτιρίου. Οι δοκοί Gerber με την σειρά τους πλεονεκτούν, στην κατανέμηση των καμπτικών ροπών περί των ισχυρό άξονα της διατομής, με την κατάλληλη επιλογή των θέσεων των αρθρώσεων. Σαν ισοστατιός φορέας ωστόσο μειωνεκτεί, στην περίπτωση τοπικής αστοχίας της τεγίδας στο άνοιγμα της ή στην άρθρωση, που έχει ως αποτέλεσμα την αστοχία της τεγίδας σε όλο της το μήκος.

Οι τεγίδες διακρίνονται σε ακροτεγίδες, μεσοτεγίδες και κορυφοτεγίδες ανάλογα με την θέση τους πάνω στο ζύγωμα. Οι αποστάσεις τους κυμαίνονται μεταξύ 1,5m και 4m. Η αντοχή των τεγίδων, η δυσκαμψία των φύλλων επικάλυψης, η μόρφωση των οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας και το μέγεθος των δράσεων παίζουν σημαντικό ρόλο για την οριοθέτηση της μεταξύ τους απόστασης κατά τον σχεδιασμό.

Στο στέγαστρο που σχεδιάζεται, επιλέγονται τεγίδες από την σειρά IPE 200, ανά 2,5m και θα μελετηθούν ως αμφιέρειστες.

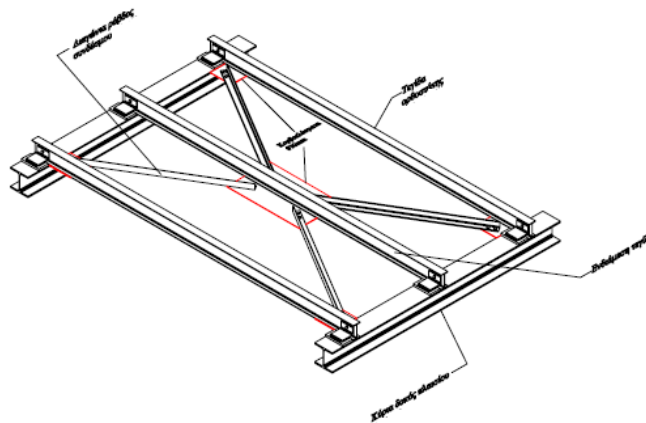
1.4 ΜΗΚΙΔΕΣ

Οι μηκίδες είναι οριζόντιες δοκοί που τοποθετημένες ανά αποστάσεις,σε όλες τις όψεις του κτιρίου,γεφυρώνοντας τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων και επί αυτών τοποθετούνται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής.Κύρια φόρτισή τους είναι η ανεμοπίεση.Κατ' ομοιογένεια με τις τεγίδες έχουν παρόμοιο τρόπο σχεδιασμού και διατομή.

Στην παρούσα κατασκευή υπάρχουν μηκίδες κατά μήκος της,ενώ στην πίσω όψη του κτιρίου θα χρησιμοποιηθούν αμφιαρθρωτά μετωπικά υποστυλώματα για την απευθείας τοποθέτηση των πλευρικών φύλλων επένδυσης.Ο προσανατολισμός των στοιχείων αυτών θα είναι τέτοιος ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός άξονας κατά την παραλαβή της ανεμοπίεσης.Επιλέγονται διατομές IPE 200 και θα τοποθετηθούν ανά 2m.

1.5 ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΕΓΗΣ

Οι σύνδεσμοι ακαμψίας της στέγης είναι κατά κανόνα δικτυωτοί φορείς διατεταγμένοι στο επίπεδο των ζυγωμάτων και έχουν εύρος όσο δύο διαδοχικών πλαισίων.Το δικτύωμα αποτελείται από τις τεγίδες και πρόσθετες διαγώνιες ράβδους που τοποθετούνται στο άνω πέλαμα των ζυγωμάτων(Σχ.1.8).



Σχ.1.8 Ζυγώματα,τεγίδες και σύνδεσμοι ακαμψίας της στέγης

Λειτουργικός ρόλος αυτών των στοιχείων είναι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται στην επιστέγαση,κάθετα στο επίπεδο των κύριων φορέων,προς τα κατακόρυφα συστήματα ακαμψίας.Ακολουθούν την κλίση των ζυγωμάτων και οι κύριες λειτουργίες τους είναι οι εξής:

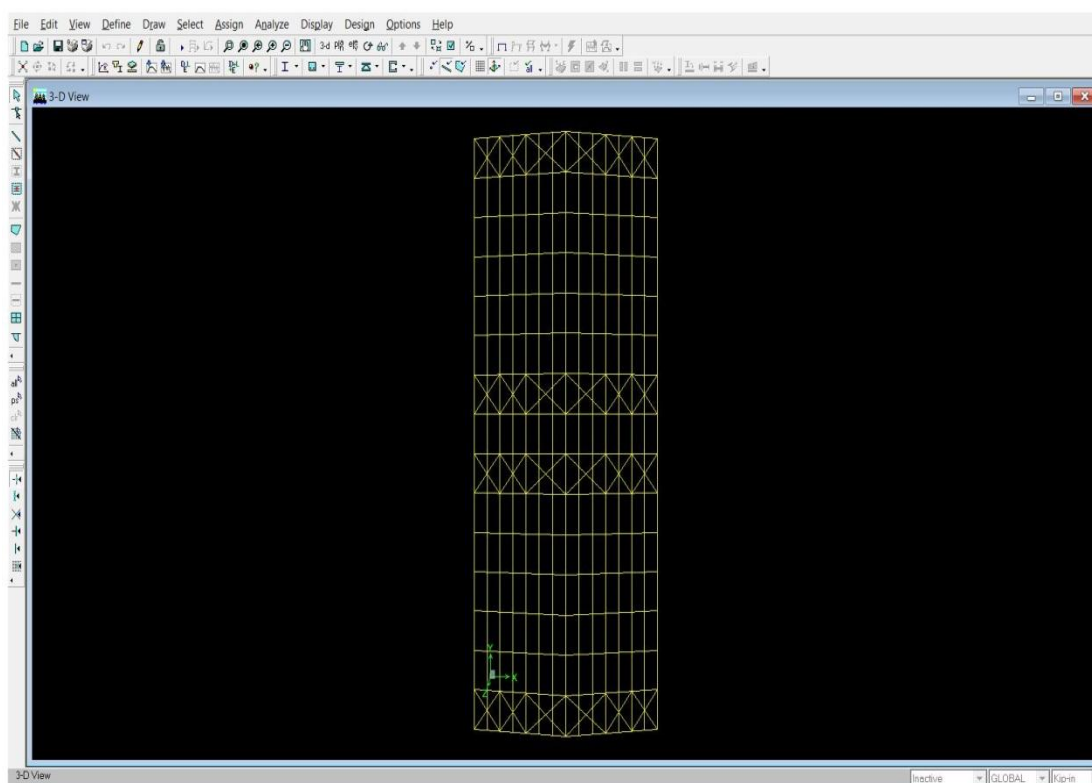
- η μεταφορά στα κατακόρυφα,μεταξύ των υποστυλωμάτων,συστήματα ακαμψίας των οριζόντιων μετωπικών ανεμοπιέσεων και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των υποστυλωμάτων

- η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα ακαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγμάτων
- η προσφορά πλευρικής στήριξης στα ζυγάματα έναντι στρεμπτοκαμπτικού λυγισμού

Λόγω της λειτουργίας τους ως δικτυώματα θεωρείται πως καταπονούνται μόνο αξονικά. Έτσι, μολονότι δεχτήκαμε πως οι τεγίδες λειτουργούν ως καμπτόμενα στοιχεία, γίνεται η παραδοχή πως όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους ακαμψίας καταπονούνται μόνο αξονικά. Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε θλίβονται είτε εφελκύνονται, όμως δεν καμπτονται μιας και δεν έρχονται σε επαφή με τα φύλλα επικάλυψης.

Σύνδεσμοι ακαμψίας στην στέγη θα τοποθετηθούν υποχρεωτικά στα δύο ακραία φατνώματα της κατασκευής όπως επίσης και δύο συμμετρικά τοποθετημένοι από το μεσαίο φάτνωμα, λόγω του μεγάλου μήκους της κατασκευής μας. Συνήθως χρησιμοποιούνται γωνιακές ισοσκελείς διατομές ή κοίλες ορθογωνικές/κυκλικές διατομές. Για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία επιλέγεται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιους του δικτυώματος.

Στο υπό μελέτη στέγαστρο επιλέχθηκαν σύνδεσμοι ακαμψίας στέγης διατομής TUBO 120x70x12,5. Η τοποθέτησή τους παρουσιάζεται στο ακόλουθο σχήμα:



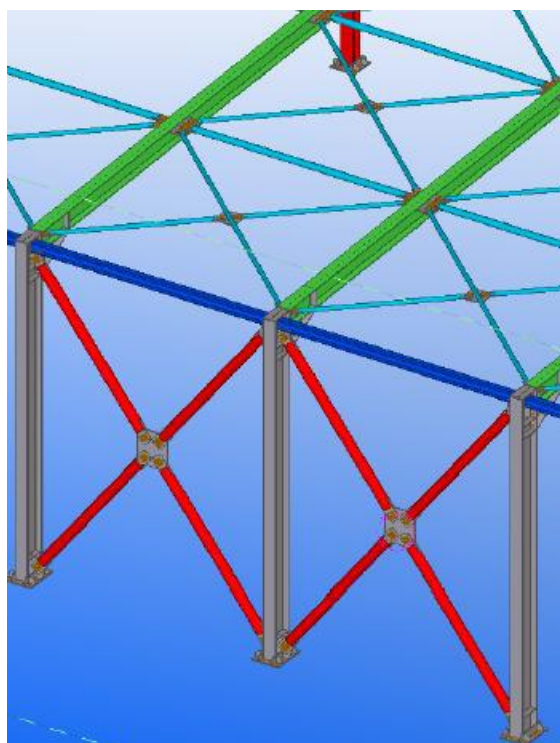
Σχ.1.9. Σύνδεσμοι ακαμψίας στέγης

1.6 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΑΚΑΜΨΙΑΣ

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι ακαμψίας είναι και αυτοί δικτυωτοί σχηματισμοί, διαφόρων μορφών, τοποθετούμενοι ανά δύο διαδοχικά υποστυλώματα και μεταφέρουν στα θεμέλια τα οριζόντια φορτία που έχουν παραλάβει από τους συνδέσμους της στέγης και τις κεφαλοδοκούς. Συνίσταται βεβαία να τοποθετούνται στα ίδια φαντώματα με αυτά των συνδέσμων ακαμψίας της στέγης.

Οι κύριες λειτουργίες αυτών των συνδέσμων συνοψίζονται στις εξής:

- παραλαβή των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά την διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου, από τους συνδέσμους ακαμψίας της στέγης και μεταφορά αυτών στην θεμελίωση
- παροχή ενός συστήματος δυσκαμψίας στο οποίο απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα
- προσωρινή ευστάθεια της κατασκευής κατά την ανέγερση αυτής



Σχ.1.10 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι ακαμψίας

Σύμφωνα με τις παραπάνω εικόνες οι διάφορες μορφές αυτών των στοιχείων δυσκαμψίας της κατασκευής είναι οι εξής:

- χιαστί
- Λ χωρίς εκκεντρότητα

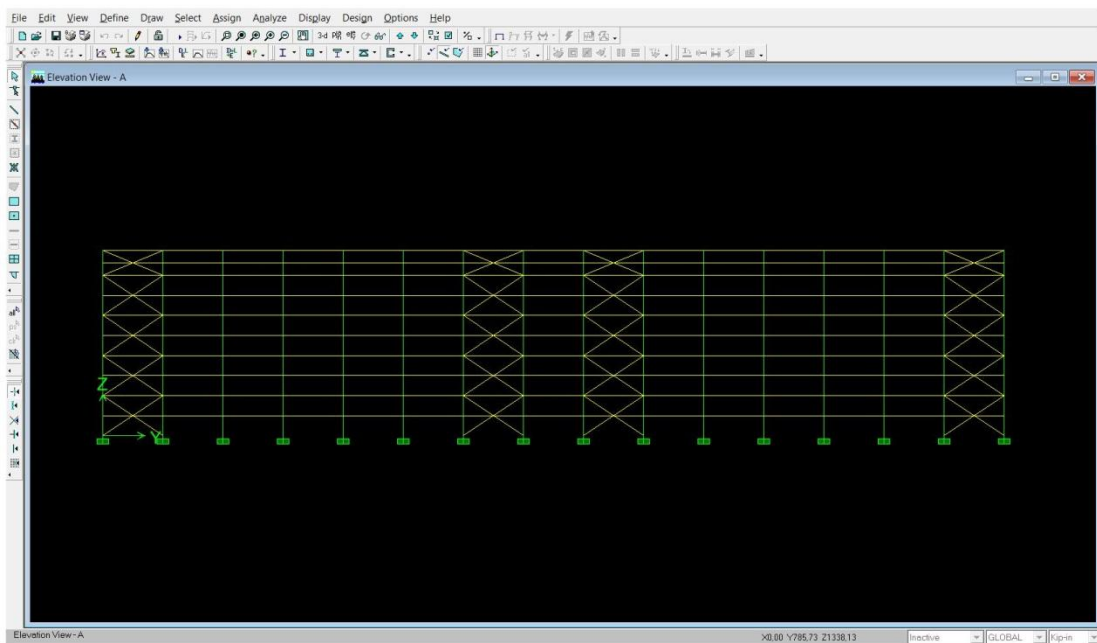
- Λ με εκκεντρότητα

Αν και για κάθε μορφή αυτών των συστημάτων θεωρούνται δικτυωτοί φορείς, κάθε μια μορφή ελέγχονται διαφορετικά τα στοιχεία αυτών. Στους χιαστί συνδέσμους θεωρούμε ότι λειτουργούν σε κάθε περίπτωση φόρτισης μόνο όσα γωνιακά μέλη εφελκούνται, ενώ στους συνδέσμους μορφής Λ (ασχέτως ύπαρξης ή μη εκκεντρότητας) λειτουργούν όλα τα μέλη είτε ως εφελκόμενα είτε ως θλιβόμενα.

Στους συνδέσμους μορφής Λ με εκκεντρότητα το τμήμα του ζυγώματος που αποτελεί την έκκεντρη σύζευξη των διαγώνιων στοιχείων, ονομάζεται "δοκός σύζευξης" και υπόκειται σε μεγάλη διατμητική και καμπτική καταπόνηση υπό οριζόντια φορτία. Σε αυτό το τμήμα λοιπόν συγκεντρώνονται ευκολότερα οι απαιτήσεις πλαστιμότητας της εκάστοτε κατασκευής.

Στην κατασκευή μας θα χρησιμοποιηθούν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι στα δύο ακραία φατνώματα και δύο συμμετρικά τοποθετημένοι εκατέρωθεν του μεσαίου φατνώματος κατ' αντιστοιχία με τους συνδέσμους ακαμψίας στέγης, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.11.

Θα χρησιμοποιηθούν κοίλες ορθογωνικές διατομές TUBO 120x100x12,5.



Σχ.1.11 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας πλευρικά της κατασκευής

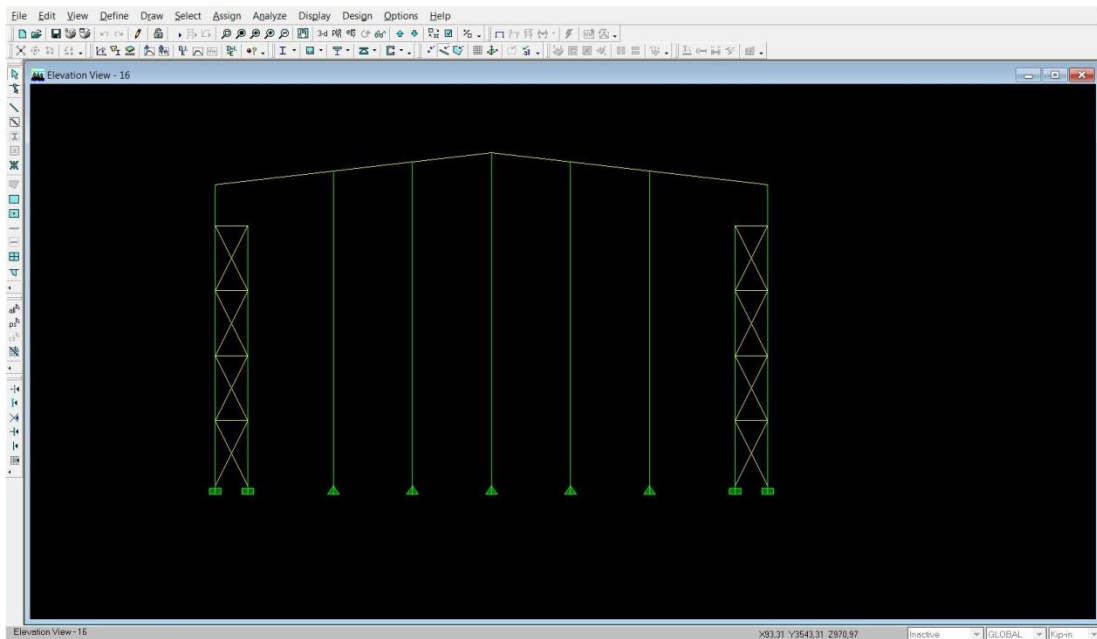
1.7 ΜΕΤΩΠΙΚΟΙ ΣΤΥΛΟΙ

Προκειμένου να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, στα ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο), τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται στα θεμέλια και στηρίζονται άνω στα ακραία πλαίσια. Κύρια καταπόνησή τους είναι η φόρτιση από την ανεμοπίεση.

Η επιλογή της θέσης τους γίνεται σε συνδιασμό με την διάταξη των τεγίδων και των συστημάτων δυσκαμψίας της στέγης, ως επιδιωκόμενο την τοποθέτηση τους σε κόμβους που αντιστοιχούν τα παραπάνω στοιχεία. Μηκίδες δεν θα χρησιμοποιηθούν στα μέτωπα του υποστέγου, επομένως τα φύλλα πλευρικής επένδυσης θα τοποθετηθούν απ'ευθείας στους μετωπικούς στύλους. Οπότε η μεταξύ τους απόσταση θα προσαρμοστεί στην φέρουσα ικανότητα των φύλλων επένδυσης.

Επειδή οι μετωπικοί στύλοι είναι στοιχεία κυρίως καμπτικά καταπονούμενα θα χρησιμοποιηθούν διατομές μορφής HEA 400 με τα πέλματα παράλληλα προς την όψη του μετώπου. Επιθυμητή είναι η απλή έδρασή τους στη θεμελίωση, η οποία είναι κατασκευαστικά απλή και δεν επιβαρύνει το θεμέλιο με ροπή. Η κεφαλή του στύλου στηρίζεται στους κύριους φορείς με απλή σύνδεση. Με αυτόν τον τρόπο σύνδεσης, επιτυγχάνεται η κατανομή της ανεμοπίεσης κατά το ήμισυ στην απ'ευθείας στην θεμελίωση και το άλλο ήμισυ, μέσω της στήριξης στον κύριο φορέα, στον σύνδεσμο ακαμψίας της στέγης (με την υπόθεση ομοιόμορφης και σταθερής τιμής της ανεμοπίεσης καθ' ύψος του στύλου).

Στην υπό μελέτη κατασκευή θα τοποθετηθούν μετωπικοί στύλοι μόνο στο τελευταίο πλαίσιο αρχικά ανά 4,5m όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα 1.12.

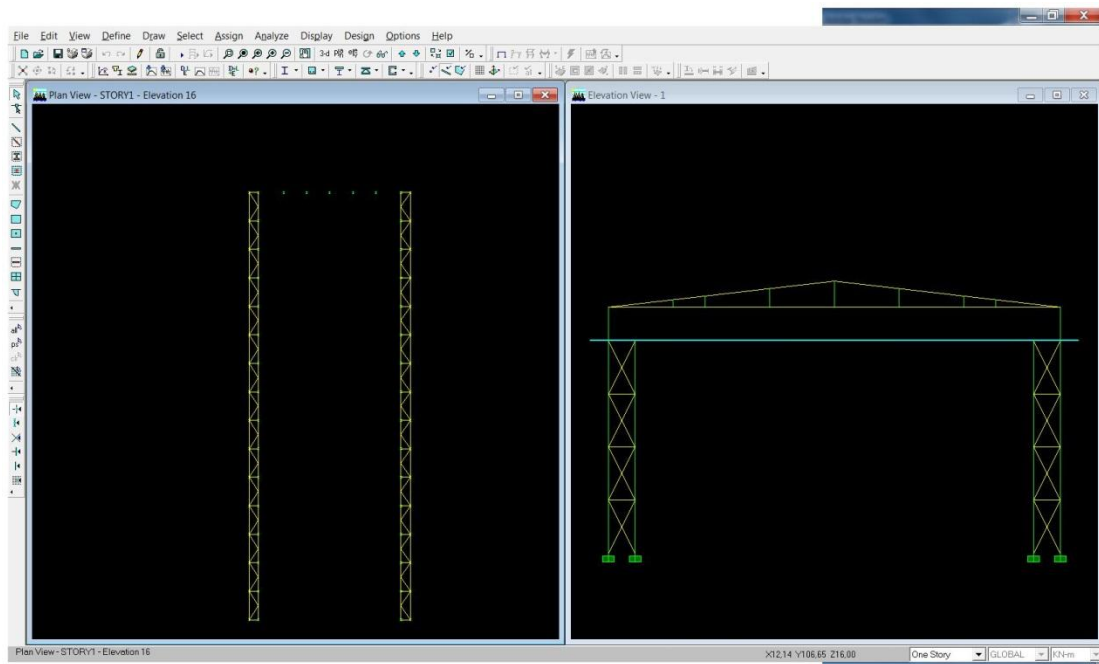


Σχ.1.12 Διάταξη μετωπικών στύλων στο τελευταίο πλαίσιο της κατασκευής

1.8 ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΕΩΣ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ

Ιδιάζουσας σημασίας φέρων στοιχείο στην κατασκευή μας είναι οι δοκοί κυλίσεως της γερανογέφυρας τόσο από άποψη στατική όσο και λειτουργική. Από στατικής άποψης οι δοκοί κυλίσεως χρήζουν ιδιαίτερης ανάλυσης για δύο λόγους. Πρώτον, διότι είναι από τις λίγες κατασκευές που δέχονται τα μέγιστα φορτία υπολογισμού στο ακέραιο πολύ συχνά, αναλόγως την χρήση της γερανογέφυρας που χρησιμοποιείται και δεύτερον, οι καταπονήσεις που δέχονται, οδηγούν σε συνεχή εναλλαγή των τάσεων στις διατομές αυτών. Επόμενο είναι, να καθίστανται κατασκευές ευαίσθητες σε φαινόμενα κοπώσεως από τα οποία πάσχουν πολύ συχνά.

Επειδή ενδεχομένως οι πλευρικές παραμορφώσεις της δοκού κυλίσεως να είναι σημαντικές, κατασκευάζεται στο άνω πέλμα αυτής, οριζόντιο δικτύωμα το οποίο, προσφέρει προστασία έναντι πλευρικού λυγισμού. Παράλληλα, το δικτύωμα χρησιμοποιείται για την διαμόρφωση πλευρικού διαδρόμου στην στάθμη της γερανογέφυρας, απαραίτητος για την προσβασιμότητα σε αυτήν, την συντήρηση και την δόρθωση τυχόν βλαβών (Σχ.1.13).



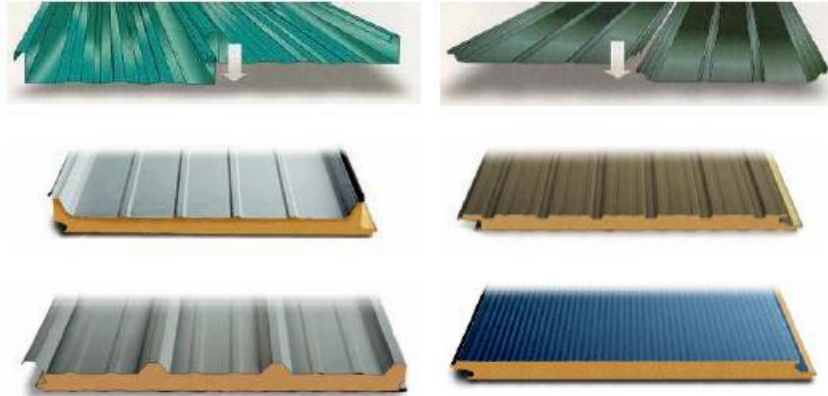
Σχ.1.13 Οριζόντιο δικτύωμα(αριστερά) στην στάθμη λειτουργίας της γερανογέφυρας(δεξιά)

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε η τοποθέτηση γερανογέφυρας, από αναζήτηση στο εμπόριο της εταιρίας DEMAG, ZKKE SWL 40t /DFW L-Z. Η ανυψωτική ικανότητά της είναι 40t, έχει άνοιγμα 30m, συνολικό βάρος 26710kg στο οποίο περιλαμβάνεται το βάρος του φορείου 2527kg. Κατατάσσεται στην κατηγορία ανύψωσης HC2 και στην κατηγορία κόπωσης S4. Η ταχύτητα ανύψωσης του αναρτούμενου φορτίου είναι 5,3m/min. Η απόσταση της ακραίας θέσης του αγκίστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού είναι 1345mm από την τροχιά 1 και 1470mm από την τροχιά 2. Η τροχιά κινείται σε κάθε άκρο επί δύο τροχών ισαπέχοντων μεταξύ τους 4,3m. Οι κινητήριοι τροχοί έχουν ανεξάρτητη κίνηση ο ένας από τον άλλο, οι δε άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επ'αυτών (συστημα IFF). Αναλυτικότερα στοιχεία για την γερανογέφυρα καθώς και για την δοκό κυλίσεως παρουσιάζονται στο κεφαλαίο 2.

1.9 ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ

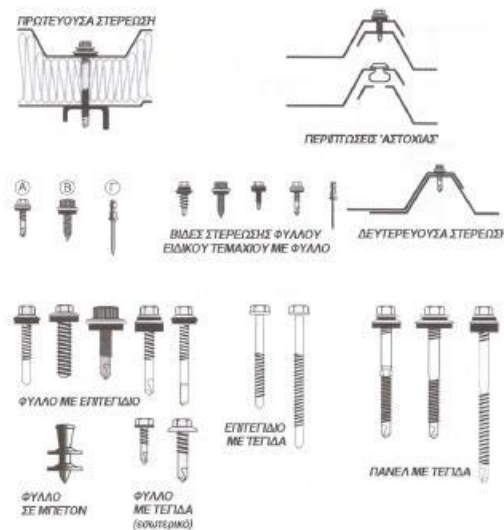
Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φορέας, μέσω των στοιχείων που εφαρμόζονται οι επικαλύψεις και οι πλευρικές επενδύσεις πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και αγκύρωση επί των στοιχείων που στηρίζονται (τεγίδες για την επικάλυψη και μηκίδες/μετωπικοί στύλοι για την πλευρική επένδυση), ώστε να μπορούν να μεταφέρουν τις πιέσεις και υποπιέσεις που ασκούν οι διάφορες φορτίσεις. Επίσης θα πρέπει να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική και

υγρομονωτική ικανότητα.Γενικά τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται ότι αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού προς τον οποίο μεταφέρουν τα φορτία.Στο σχήμα 1.14 φαίνονται διάφοροι τύποι φύλλων επικάλυψης και πλαγιοκάλυψης.Το ποιο είδος φύλλων θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε έργο εξαρτάται από τις απαιτήσεις σε θερμομόνωση,υγρομόνωση και ηχομόνωση αλλά και από τις απαιτήσεις για οικονομία του εκάστοτε έργου.



Σχ.1.14 Απλή μορφή φύλλων επικάλυψης και πλαγιοκάλυψης και προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα

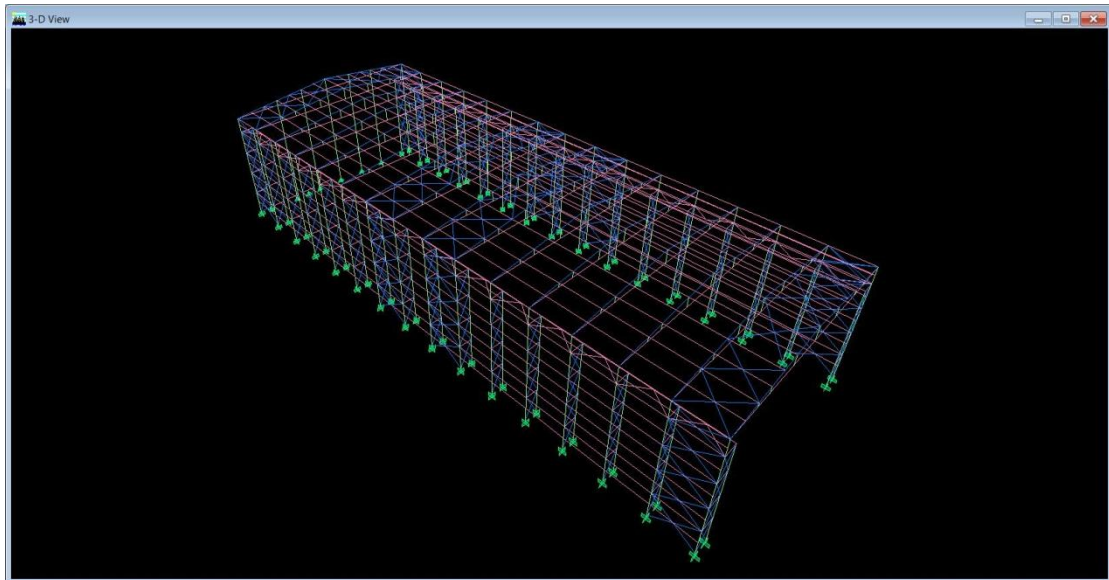
Η σύνδεσή τους στα φέροντα στοιχεία της κατασκευής γίνεται με κατάλληλες βίδες,οι οποίες καλύπτονται με αρμοκάλυπτρα.Στην ακόλουθη εικόνα Σχ.1.15 παρουσιάζονται διάφοροι τύποι βιδών των οποίων η διάταξη είναι κατάλληλη για την σύνδεση της επικάλυψης όπως και της πλαγιοκάλυψης.



Σχ.1.15 Διάφοροι τύποι βιδών για την στήριξη των φύλλων επικάλυψης και πλαγιοκάλυψης

Στο υπόστεγο που μελετάται θα χρησιμοποιηθούν πανέλλα τόσο για την επικάλυψη όσο και την πλαγιοκάλυψη με ίδιο βάρος $0,15\text{KN/m}^2$.

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω σχεδιάστηκε στο ETABS το βιομηχανικό υπόστεγο και η τελική του μορφή δίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχ.1.16 Τελική διάταξη της κατασκευής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

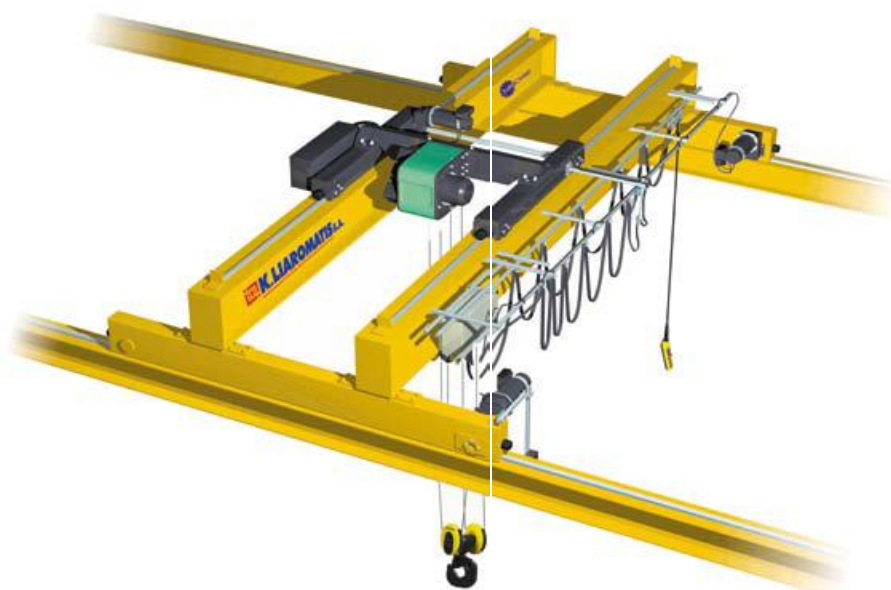
2 ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΕΩΣ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Σε αντίθεση με τις γερανογέφυρες που είναι κατά βάση μηχανολογικό αντικείμενο μελέτης, οι δοκοί πάνω στις οποίες κυλίνουν είναι αντικείμενο στατικής μελέτης του κτιρίου. Οι ακόλουθες εσωτερικές δυνάμεις και ροπές πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό των δοκών κύλισης:

- διαξονική κάμψη οφειλόμενη στις κατακόρυφες και τις πλευρικά οριζόντιες δράσεις
- αξονική θλίψη ή εφελκυσμός οφειλόμενη στις κατά μήκος οριζόντιες δράσεις
- στρέψη οφειλόμενη στην εκκεντρότητα των πλευρικών οριζοντίων δράσεων ως προς το κέντρο διάτμησης της δοκού
- κατακόρυφες και οριζόντιες τέμνουσες δυνάμεις οφειλόμενες στις κατακόρυφες και πλευρικά οριζόντιες δράσεις.

Πάνω στην δοκό κύλισης εδράζεται η τροχιά κύλισης επί της οποίας κυλίνουν οι τροχοί της γερανογέφυρας, όπου οι τοπικές επιρροές που οφείλονται στα φορτία των τροχών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.





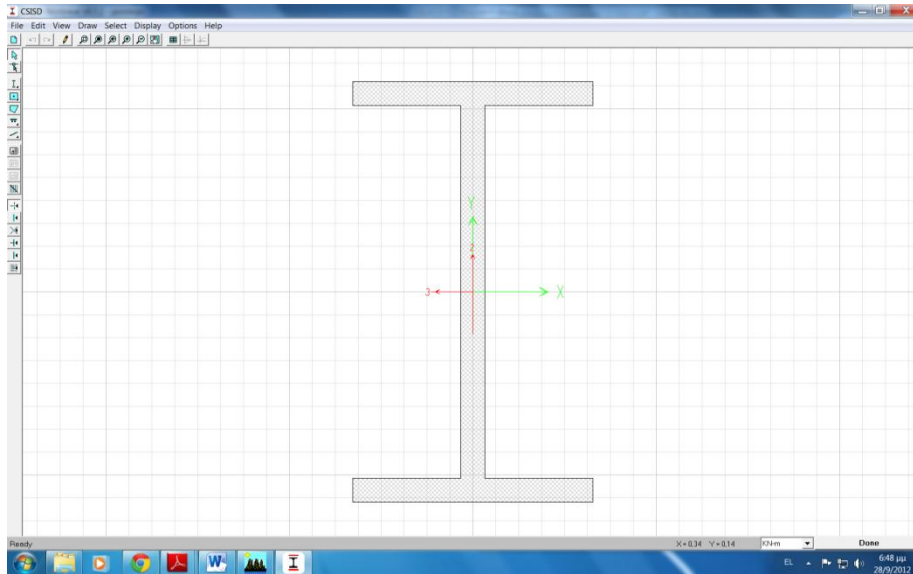
Σχ. 2.1 Τυπικές μορφές γερανογέφυρας, τροχιάς κύλισης και δοκών κυλίσεως

2.2 ΔΟΚΟΣ ΚΥΛΙΣΕΩΣ ΤΟΥ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ

Οι δοκοί κυλίσεως κατασκευάζονται συνήθως ως αμφιέριστα στοιχεία, μεταξύ δυο κύριων πλαισίων ή ως συνεχείς δοκοί δυο ίσων ανοιγμάτων. Στην πρώτη περίπτωση η δοκός κύλισης διευκολύνει την ανέγερση ενώ η τοποθέτηση της σταθεροποιεί κάθε ανεγειρόμενο πλαίσιο. Στην δεύτερη περίπτωση μειώνονται οι παραμορφώσεις, που είναι κρίσιμες για την διαστασιολόγηση και τα δυσμενή μεγέθη τους προκύπτουν όταν τα δυο φορτία από τους τροχούς της γερανογέφυρας βρίσκονται εντός του ενός ανοίγματος, ενώ το άλλο παραμένει αφόρτιστο.

Οι διατομές των δοκών κυλίσεως είναι ελατές ή συγκολλητές. Οι ελατές διατομές είναι πλατύπελμες HEA, HEB, HEM λόγω της μεγαλύτερης αντοχής και δυσκαμψίας τους περί τον ασθενή άξονα, που απαιτείται για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Οι ελατές προτιμώνται για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας, σε αντίθεση με την περίπτωση του δικού μας κτιρίου όπου θα προτιμηθεί συγκολλητή διατομή. Οι συγκολλητές διατομές έχουν μικρότερο βάρος αλλά επιπλέον κόστος και επιμέλεια κατασκευής και ανάλυσης, ιδιαίτερα στις ραφές του κορμού-πελμάτων. Ωστόσο, οι διαστάσεις των διατομών τους μπορεί να προσαρμόζεται ανάλογα με την απαίτηση της υπάρχουσας εντατικής κατάστασης.

Στην παρούσα κατασκευή, επομένως, επιλέχθηκε μετά από δοκιμές να χρησιμοποιηθεί συγκολλητή διατομή, τις οποίες τα χαρακτηριστικά παρουσιάζονται παρακάτω.



$H=700\text{mm}$

$b =400\text{mm}$

$t_f =40\text{mm}$

$t_w =40\text{mm}$

Properties

Base Material: STEEL

Axis Angle: 90

A	56800
J	31795638
I33	4.283E+09
I22	4.300E+08
I23	0.
AS2	27301
AS3	32508
S33(+face)	12238552
S33(-face)	12238552
S22(+face)	2149867
S22(-face)	2149867
Z33	14404000
Z22	3448000
r33	274.6154
r22	87.0055
Xcg	0.
Ycg	0.
Xpna	0.
Ypna	0.

OK

Σχ.2.2 γεωμετρικά χαρακτηριστικά δοκού κυλίσεως

Εσωτερικά Θλιβόμενα Τμήματα						
				Άξονας Κάμψης		
				Άξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^{\circ}$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Προεξέχοντα Στοιχεία						
	Ελατές Διατομές		Συγκολλητές Διατομές			
Κατηγορία	Στοιχείο υπό θλίψη	Στοιχείο υπό κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Πλαστική κατανομή τάσεων στο στοιχείο (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Ελαστική κατανομή τάσεων στο στοιχείο (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ see EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 1,αφού:

Κορμός $d/t_w = 62/4 = 15,5 < 72\epsilon$

Πέλμα $c/t_f = (b/2)/t_f = 180/40 = 4,5 < 9\epsilon$

Όπου $\epsilon = \sqrt{235/275}$ με $f_y = 275\text{Μρα}$

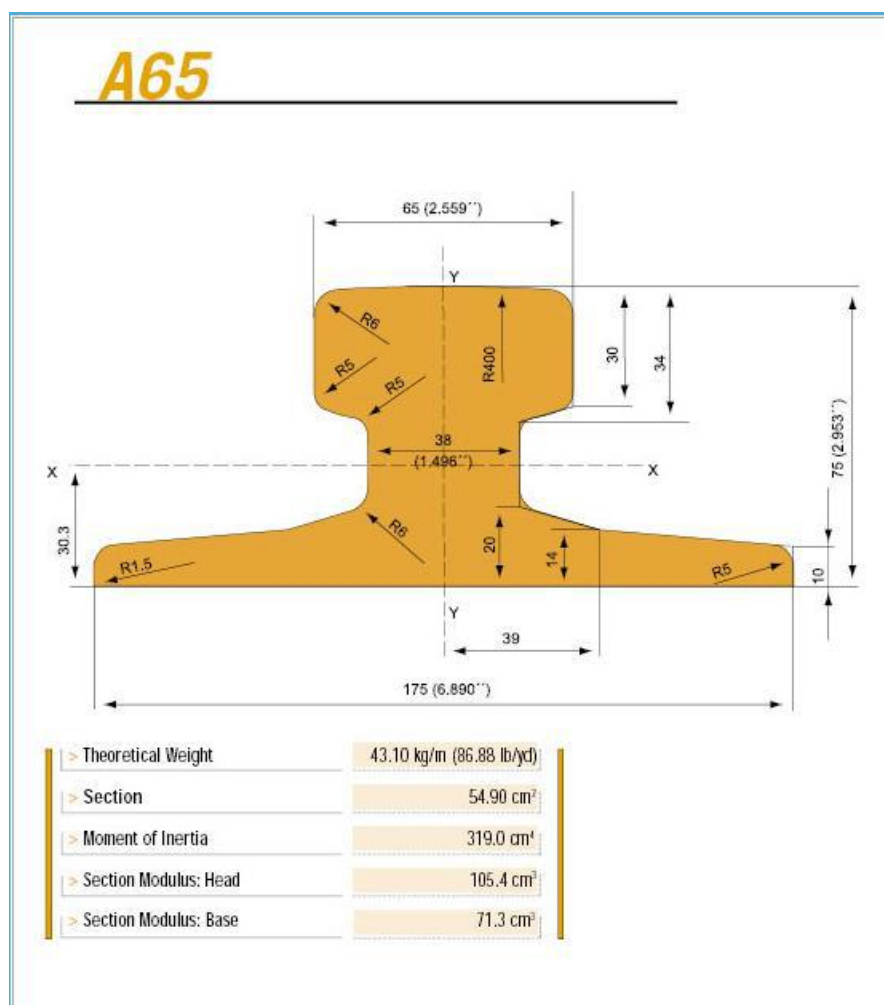
2.3 ΤΡΟΧΙΕΣ ΕΠΙ ΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΥΛΙΣΕΩΣ

Η γερανογέφυρα εδράζεται και μετακινείται κατά μήκος των δοκών κύλισης χρησιμοποιώντας τροχούς οι οποίοι έχουν την δυνατότητα να κυλίνουν πάνω σε τροχιές κύλισης. Οι τροχιές μπορεί να είναι ορθογωνικές συμπαγείς ράβδοι(καρυδάκια) για περιπτώσεις μικρής ανυψωτικής ικανότητας(<20t) ή ράβδοι με συνήθεις διατομές τροχιών για μεγαλύτερα φορτία.

Οι τροχιές μπορεί να συγκολούνται επί των δοκών κύλισεως με διακεκομένες ραφές, να συνδέονται με αυτές μέσω εφαρμοσμένων ή προεντεταμένων κοχλιών ή να στερεώνονται απλώς επ'αυτών με ειδικά σταθεροποιητικά μέσα. Στις πρώτες περιπτώσεις επιτρέπεται να θεωρηθεί ότι η τροχιά αποτελεί μέρος της διατομής της

δοκού κυλίσεως υπο την προϋπόθεση ότι τα συνδετικά μέσα μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις στη διεπιφάνεια τροχιάς-δοκού(δυνάμεις ολίσθησης).Στην περίπτωση των απλών μέσων στερέωσης,το καθένα υπολογίζεται να επαρκεί για την πλευρική ώθηση που ασκεί ένας μεμονωμένος τροχός.Συνήθως δε μεταξύ της τροχιάς και της δοκού κυλίσεως παρεμβάλεται ελαστομερές στρώμα μικρού πάχους.

Η σιδηροτροχιά που θα χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή μας θα είναι τύπου A65 και τα χαρακτηριστικά της δίνονται παρακάτω.



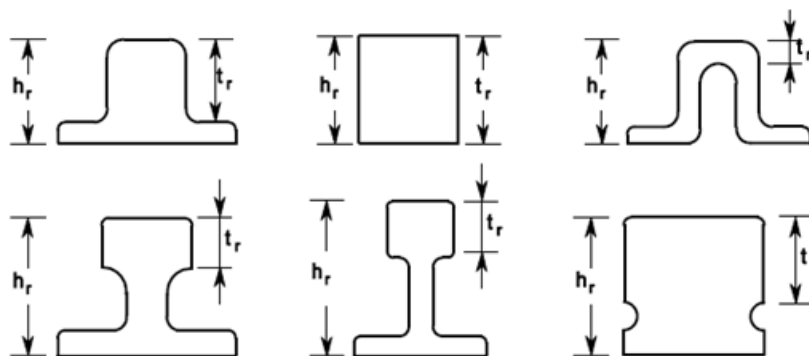
Σχ.2.3 χαρακτηριστικά τροχιάς κύλισης

Section	Weight kg/m	Height	Headwidth	Base	AREA	IY	IZ
A65	43,10	75,00	65,00	175,00	54,90	319,00	608,00

Για τον υπολογισμό των κατακόρυφων θλιπτικών τάσεων στον κορμό της δοκού κυλίσεως,πολύ σημαντικό είναι το μέγεθος της φθοράς της τροχιάς κύλισης.

Προκειμένου να ληφθεί υπόψιν η φθορά,όταν υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά της διατομής,απομειώνεται το ονομαστικό ύψος της τροχιάς.Η απομείωση

αυτή, λαμβάνεται γενικά ως το 25% του ελάχιστου ονομαστικού πάχους t_r κάτω από της φθειρόμενη επιφάνεια, εκτός εάν λαμβάνεται διαφορετικά στην συντήρηση, όπως σε περιπτώσεις που υποτίθεται ότι οι τροχιές συμβάλουν στην αντοχή ή την δυσκαμψία της δοκού κυλίσεως. Τότε γίνονται κατάλληλες προβλέψεις για την φθορά κατά τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της σύνθετης διατομής. Για ελέγχους κόπωσης, λαμβάνεται υπόψιν, το μισό της μείωσης της προηγούμενης περίπτωσης.



Ελάχιστο πάχος t_r κάτω από την επιφάνει φθοράς της τροχιάς

Σχ.2.4

Οι τροχιές κύλισης διαμορφώνονται από ειδικούς χάλυβες με ελάχιστη εφελκυστική αντοχή μεταξύ των 500 N/mm^2 και 1200 N/mm^2 .

2.4 ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ

Τα φορτία επί των δοκών κυλίσεως προέρχονται κατά κύριο λόγο από την ύπαρξη και λειτουργία της γερανογέφυρας. Διακρίνονται σε κατακόρυφα και οριζόντια και η επιβολή τους γίνεται με δυναμικό τρόπο, μέσω της εφαρμογής δυναμικών συντελεστών επί των στατικών δράσεων.

Οι δυναμικοί συντελεστές προκύπτουν από τους πίνακες του Ευρωκώδικα 1 και παρατίθενται παρακάτω.

- Δυναμικός συντελεστής v_1

Ο συντελεστής v_1 εφαρμόζεται μόνο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και λαμβάνει υπ' όψη την δυναμική διέγερση της κατά την ανύψωση του φορτίου από το έδαφος.

$$v_1 = 1,0 + 0,1 = 1,1$$

- Δυναμικός συντελεστής v_2

Ο συντελεστής v_2 εφαρμόζεται στο ανυψούμενο φορτίο και λαμβάνει υπ' όψη την δυναμική επιρροή όταν το φορτίο μεταφέρεται από το έδαφος στη γερανογέφυρα

$$v_2 = v_{2,\min} + \beta_2 v_h$$

Για γερανογέφυρα κατηγορίας HC2 ισχύει ότι

$$\beta_2=0,34 \text{ και } v_{2,\text{min}}=1,1 \rightarrow v_2= 1,1+0,34 \times 5,3/60=1,13$$

• Δυναμικός συντελεστής v_3

Δεν υπάρχει δυνατότητα ξαφνικής απελευθέρωσης του αναρτημένου φορτίου άρα $v_3=1$. Η δυνατότητα αυτή λαμβάνεται υπόψιν όταν η ανάρτηση του φορτίου γίνεται με μαγνήτες ή αρπάγες.

• Δυναμικός συντελεστής v_4

Ο συντελεστής v_4 εφαρμόζεται τόσο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας όσο και στο ανυψούμενο φορτίο, οπότε θεωρώντας ότι οι κατασκευαστικές ανοχές που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα ικανοποιούνται λαμβάνεται $v_4=1$.

• Δυναμικός συντελεστής v_5

Ο συντελεστής v_5 λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική επιρροή της δύναμης προώθησης και εφαρμόζεται επί των οριζοντίων δυνάμεων που αναπτύσσονται στις τροχιές κατά την επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας. Υποθέτωντας ότι οι δυνάμεις αυτές μεταβάλλονται ομαλά λαμβάνεται $v_5=1,5$.

Dynamic factors v_i for vertical loads	
v_1	$0,9 < v_1 < 1,1$ The two values 1,1 and 0,9 reflect the upper and lower values of the vibrational pulses.
v_2	$v_2 = v_{2,\text{min}} + \delta_2 v_h$ v_h - steady hoisting speed in [m/s] $v_{2,\text{min}}$ and δ_2 see table 2.5
v_3	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta_m}{m} (1 + \beta_3)$ where Δ_m released or dropped part of the load m total hoisting load $\delta_3 = 0,5$ for cranes equipped with grabs or similar slow-release devices $\delta_3 = 1,0$ for cranes equipped with magnets or similar rapid-release devices
v_4	$v_4 = 1,0$ provided that the tolerances for rail tracks as specified in EN 1993-6 are observed.

Πίνακας 2.5

Δυναμικοί συντελεστές για κατακόρυφα φορτία

Values of β_2 and $v_{2,min}$		
Hoisting class of appliance	β_2	$v_{2,min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20
NOTE: Cranes are assigned to Hoisting Classes HC1 to HC4 to allow for the dynamic effects of transferring the load from the ground to the crane. The selection depends on the particular type of crane, see recommendation in annex B.		

Πίνακας 2.6

Τιμές β_2 και $v_{2,Min}$ αναλογα με την κατηγορία ανύψωσης

Dynamic factor v_5	
$v_5 = 1.0$	for centrifugal forces
$1 \# v_5 \# 1.5$	correspond to systems in which forces change smoothly
$1.5 \# v_5 \# 2.0$	when sudden changes occur
$v_5 = 3.0$	for drives with considerable backlash

Πίνακας 2.7

Δυναμικός συντελεστής v_5

Τα κατακόρυφα φορτία επί των τροχών της γερανογέφυρας οφείλονται στα κατακόρυφα βάρη που φέρει η γερανογέφυρα καθώς και στη θέση αυτών ως προς τις τροχιές κύλισης. Στα κατακόρυφα φορτία συμπεριλαμβάνεται το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας, το βάρος του βαρούλκου και το φορτίο ανύψωσης. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το φορτίο ανύψωσης μπορούν να κινηθούν μεταξύ δυο ακραίων θέσεων, για την διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως λαμβάνεται η δυσμενέστερη κατάσταση.

Θα γίνει εύρεση των φορτίων που ασκεί η γερανογέφυρα στη δοκό κύλισης για τις περιπτώσεις της αφόρτιστης και φορτισμένης γερανογέφυρας καθώς και για τους συνδιασμούς 1,2,3,4,5 όπως φαίνεται στον επόμενο πίνακα 2.8 (Ευρωκώδικας 1-μέρος 3, πίνακας 2.2)

		Symbol	Section	Groups of loads									
				ULS							SLS	Accidental	
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Selfweight of crane	Q_c	2.6	v_1	v_1	1	v_4	v_4	v_4	1	v_1	1	1
2	Hoist load	Q_H	2.6	v_2	v_3	-	v_4	v_4	v_4	θ^j	-	1	1
3	Acceleration of crane bridge	H_L, H_T	2.7	v_5	v_5	v_5	v_5	-	-	-	v_5	-	-
4	Skewing of crane bridge	H_5	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Acceleration or braking of crab or hoist block	H_{T3}	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	In service wind	F_w^*	Annex A	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Test load	Q_T	2.10	-	-	-	-	-	-	-	v_6	-	-
8	Buffer force	H_B	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	v_7	-
9	Tilting force	H_{T4}	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

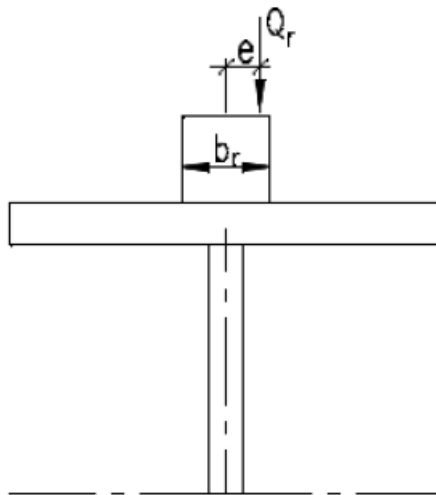
¹⁾ θ is the part of the hoist load that remains when the payload is removed, but is not included in the selfweight of the crane.

Πίνακας 2.8 Συνδιασμοί φορτίων

Δυναμικοί Συντελεστές

Δυναμικοί Συντελεστές	Επιδράσεις	Εφαρμόζεται
v_1	Η διέγερση της γερανογέφυρας εξαιτίας της ανύψωσης του φορτίου από το έδαφος.	ίδιο βάρος γερανογέφυρας
v_2	Η δυναμική επίδραση της μεταφοράς του φορτίου από το έδαφος στη γερανογέφυρα	φορτίο ανύψωσης
θ v_3	Η δυναμική επίδραση της ξαφνικής απελευθέρωσης του ωφέλιμου φορτίου αν για παράδειγμα χρησιμοποιούνται αρπάγες ή μαγνήτες.	
v_4	Δυναμική επίδραση που προκαλείται όταν η γερανογέφυρα κινείται πάνω στις τροχιές κύλισης	ίδιο βάρος γερανογέφυρας και φορτίο ανύψωσης
v_5	Δυναμική επίδραση που οφείλεται σε δυνάμεις κίνησης	δυνάμεις κίνησης
v_6	όταν ένα δοκιμαστικό φορτίο κινείται στη κατεύθυνση που χρησιμοποιείται η γερανογέφυρα	δοκιμαστικό φορτίο
v_7	λαμβάνει υπόψη την ελαστική δυναμική επίδραση από πρόσκρουση	φορτία πρόσκρουσης

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 την δοκό κύλισης. Η εκκεντρότητα αυτή λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς και προσδιορίζεται στους κανονισμούς με μια ενδεικτική τιμή του $\frac{1}{4}$ του πλάτους της τροχιάς b .



Εικ. 2.9 εκκεντρότητα φόρτισης

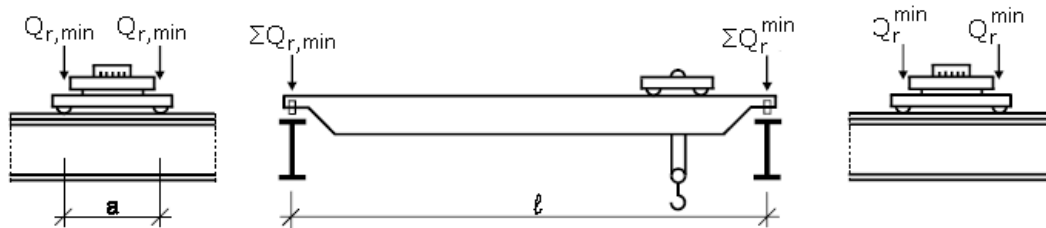
Πλάτος τροχιάς $b_r=65\text{mm}$

Εκκεντρότητα $e=(1/4)\times 65\text{mm}=1,625\text{cm}$

2.5 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

2.5.1 ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ ΑΦΟΡΤΙΣΤΗ

Θεωρούμε το φορείο στην ακραία δυνατή θέση (minimum απόσταση του άγκιστρου ως προς μια τροχιά, 1345mm). Κατακόρυφο φορτίο το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας 267,1kN και το βάρος του βαρούλκου 25,27kN.



A. Συνδιασμοί φορτίων 1,2

Ιδίο βάρος γερανογέφυρας $\rightarrow v_1=1,1$

Καθαρό φορτίο γερανογέφυρας ανηγμένο σε ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο

$$q_c=267,1/30=8,9\text{KN/m}$$

δυναμική προσαύξηση

$$v_1 \times q_c = 1,1 \times 8,9 = 9,8 \text{KN/m}$$

συγκεντρωμένο φορτίο από το φορείο

$$v_1 \times G_c = 1,1 \times 25,27 = 27,8 \text{KN}$$

Το κατανεμημένο της γερανογέφυρας μοιράζεται εξίσου στις δυο πλευρές και μένει η επιρροή του συγκεντρωμένου φορτίου από το φορείο. Άρα:

Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\Sigma Q_r^{\min} = (1/2) \times 9,8 \times 30 + 27,8 \times (30 - 1,345) / 30 = 173,55 \text{KN}$$

$$\text{Ανά τροχό: } Q_r^{\min} = 86,78 / 2 = 86,78 \text{KN}$$

Φορτίο στην λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως:

$$\Sigma Q_{r,\min} = (1/2) \times 9,8 \times 30 + 27,8 \times (1,345 / 30) = 148,25 \text{KN}$$

$$\text{Ανά τροχό: } Q_{r,\min} = 74,12 \text{KN}$$

Για τους συνδυασμούς φορτίων 3,4,5:

ιδίο βάρος γερανογέφυρας $\rightarrow v_4 = 1,0$

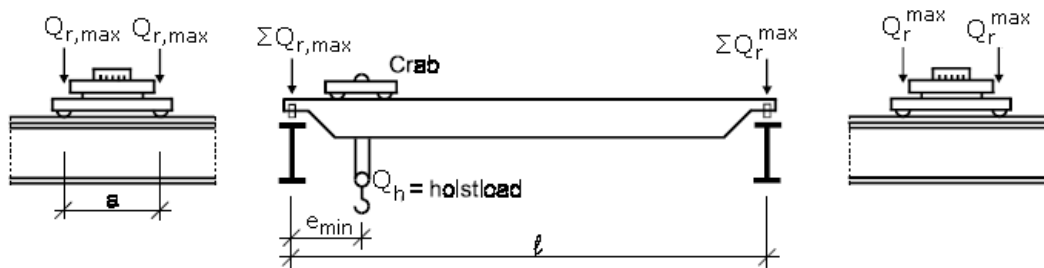
Μεταβάλλεται μόνο ο δυναμικός συντελεστής του ιδίου βάρους της γερανογέφυρας οπότε κατ' αναλογία με τα προηγούμενα αποτελέσματα προκύπτει:

$$Q_r^{\min} = (89,78 : 1,1) \times 1,0 = 78,89 \text{KN}$$

$$Q_{r,\min} = (74,12 : 1,1) \times 1,0 = 67,38 \text{KN}$$

2.5.2 ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ ΠΛΗΡΩΣ ΦΟΡΤΙΣΜΕΝΗ

Θεωρούμε ξανά το φορείο στην ακραία δυνατή θέση. Κατακόρυφα φορτία από το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας 267,1KN, το φορτίο ανύψωσης 40t=392,4KN και το βάρος του βαρούλκου 25,27KN.



A. Συνδυασμός φορτίων 1

Ιδίο βάρος γερανογέφυρας $\rightarrow v_1=1,1$

Φορτίο ανύψωσης $\rightarrow v_2=1,13$

Δυναμική προσαύξηση σε φορτίο ανύψωσης

$$Q_h = v_2 \times Q_{r,nom} = 1,13 \times 392,4 = 444,2 \text{ KN}$$

Το κατανεμημένο ισομοιράζεται και στις δυο πλευρές και μένει η επιρροή του συγκεντρωμένου και του φορτίου ανύψωσης. Άρα:

Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως:

$$\Sigma Q_{r,max} = (1/2) \times 9,8 \times 30 + (27,8 + 444,2) \times (30 - 1,345) / 30 = 597,84 \text{ KN}$$

$$\text{Άνα τροχό: } Q_{r,max} = 298,92 \text{ KN}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως:

$$\Sigma Q_r^{max} = (1/2) \times 9,8 \times 30 + (27,8 + 444,2) \times 1,345 / 30 = 168,16 \text{ KN}$$

$$\text{Άνα τροχό: } Q_r^{max} = 84,08 \text{ KN}$$

B. Συνδυασμός φορτίων 2

Ιδίο βάρος γερανογέφυρας $\rightarrow v_1=1,1$

Φορτίο ανύψωσης $\rightarrow v_3=1,0$

Δυναμική προσαύξηση σε φορτίο ανύψωσης

$$Q_h = v_3 \times Q_{r,nom} = 1,0 \times 392,4 = 392,4 \text{ KN}$$

$$Q_{r,max} = 274,12 \text{ KN}$$

$$Q_r^{max} = 82,92 \text{ KN}$$

C. Συνδυασμοί φορτίων 4,5

Ιδίο βάρος γερανογέφυρας $\rightarrow v_4=1,0$

Φορτίο ανύψωσης $\rightarrow v_4=1,0$

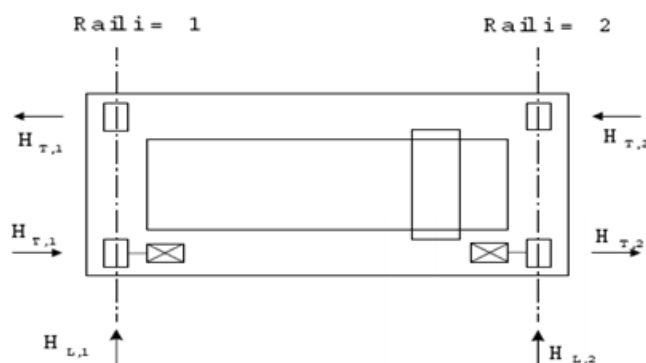
$Q_{r,max}=266,22\text{KN}$

$Q_r^{\max}=76,11\text{KN}$

2.6 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ

Τα οριζόντια φορτία που προέρχονται από την λειτουργία της γερανογέφυρας είναι τα εξής:

- οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας κατά της κίνηση της πάνω στην δοκό κύλισης
- οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση του βαρούλκου κατά την κίνηση του πάνω στην γερανογέφυρα
- οριζόντια φορτία οφειλόμενα στην λοξή κίνηση της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές κύλισης
- δυνάμεις αποκρουστήρα κατά την κίνηση του βαρούλκου και της γερανογέφυρας



2.6.1 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ-ΕΠΙΒΡΑΔΥΝΣΗ

Αυτά τα φορτία προκαλούνται από την επιτάχυνση/επιβράδυνση της γερανογέφυρας ως αποτέλεσμα της κινητήριας δύναμης στην διεπιφάνεια τροχών και δοκού κύλισης. Όταν η γερανογέφυρα επιταχύνεται/επιβραδύνεται, η κινητήρια δύναμη S ασκείται στον άξονα κίνησης, ενώ το κέντρο βάρους του όλου συστήματος απέχει του άξονα αυτού. Η προκύπτουσα ροπή εξισοροπείται από ζεύγη εγκάρσιων δυνάμεων H_T

που αναπτύσσονται μεταξύ τροχών και τροχιών. Συγχρόνως ασκούνται και κατά μήκος δυνάμεις H_L . Οι εγκάρσιες δυνάμεις $H_{T,i}$ εξαρτώνται από την θέση του κινούμενου φορτίου, δηλαδή είναι μεγαλύτερες στην τροχιά εκείνη που είναι πλησιέστερα το ανυψούμενο φορτίο, ενώ οι κατά μήκος $H_{L,i}$ είναι ίσες μεταξύ τους.

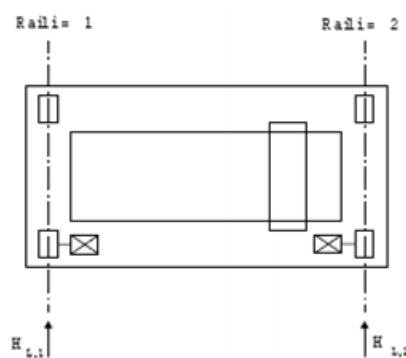
A. Κατά μήκος δυνάμεις $H_{L,i}$

$$H_{L,i} = v_5 \times K \times (1/n_r), \text{ όπου}$$

$v_5 \rightarrow$ δυναμικός συντελεστής

$K \rightarrow$ κινητήρια δύναμη

$n_r \rightarrow$ αριθμός δοκών κυλίσεως = 2



Οριζόντιες κατά μήκος δυνάμεις $H_{L,i}$

Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στην λιγότερο φορτισμένη τροχιά 1:

$$H_{T,1} = v_5 \times \xi_2 \times (M/a) = 1,5 \times 0,781 \times (227,2/4,3) = 17,36 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = v_5 \times \xi_1 \times (M/a) = 1,5 \times 0,219 \times (227,2/4,3) = 61,9 \text{ KN}$$

Υπολογισμός κινητήριας δύναμης από τον τύπο:

$$K = \mu \times \Sigma Q_{r,\min} = \mu \times m_w \times Q_{r,\min} = 0,2 \times 2 \times 67,38 = 26,95 \text{ KN}$$

Όπου, μ συντελεστής τριβής τροχού-τροχιάς ($\mu = 0,2$ για χάλυβα)

$m_w = 2$ ένας κινητήριος τροχός με ανεξάρτητη κίνηση σε κάθε τροχιά

Τιμή δυναμικού συντελεστή $v_5 = 1,5$

Υπολογισμός οριζόντιων κατά μήκος δυνάμεων:

$$H_{L,1} = H_{L,2} = v_5 \times K \times (1/n_r) = 1,5 \times 26,95 \times (1/2) = 20,21 \text{ KN}$$

B. Εγκάρσιες δυνάμεις $H_{T,1}$

Όπου, $\xi_1 \rightarrow$ συντελεστής της απόστασης $\xi_1 l$ του κέντρου βάρους S του συστήματος από την τροχιά 1

$v_5 \rightarrow$ δυναμικός συντελεστής

$M \rightarrow$ ροπή στροφής από την κινητήρια δύναμη = $K \times l_s$

Υπολογισμός του συντελεστή της απόστασης $\xi_1 l$ του κέντρου βάρους S του συστήματος από την τροχιά 1 και 2:

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,\max}}{\sum Q_r} = \frac{597,84}{(597,84 + 168,10)} = 0,781$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 0,219$$

$$2) v_5 = 1,5$$

3) υπολογισμός ροπής στροφής από την κινητήρια δύναμη:

$$M = K \times l_s, \text{ όπου } l_s = (\xi_1 - 0,5) \times l = (0,781 - 0,5) \times 30 = 8,43 \text{ m}$$

$$M = 26,95 \times 8,43 = 227,2 \text{ KNm}$$

4) υπολογισμός εγκάρσιων δυνάμεων $H_{T,i}$:

Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στην λιγότερο φορτισμένη τροχιά 1:

$$H_{T,1} = v_5 \times \xi_2 \times (M/a) = 1,5 \times 0,781 \times (227,2/4,3) = 17,36 \text{ KN}$$

$$H_{T,2} = v_5 \times \xi_1 \times (M/a) = 1,5 \times 0,219 \times (227,2/4,3) = 61,9 \text{ KN}$$

2.6.2 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΠΑΡΑΓΩΓΗ ΚΙΝΗΣΗΣ (ΛΟΞΗ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΙΣ ΤΡΟΧΙΕΣ)

Οι δυνάμεις αυτές προκύπτουν από την οδηγούσα δύναμη S που ασκείται στη θέση που βρίσκονται τα μέσα καθοδήγησης και από 2 οριζόντιες δυνάμεις σε κάθε τροχό (κατά μήκος και εγκάρσια). Η οδηγούσα δύναμη S και οι εγκάρσιες δυνάμεις $H_{s,i,j,k}$ που οφείλονται στην λοξή κίνηση της γερανογέφυρας λαμβάνεται από τους ακόλουθους τύπους:

$$S = f \times \lambda_s \times \sum Q_{r,\max}$$

$$H_{s,1,1,T} = f \times \lambda_{s,1,1,T} \times \sum Q_{r,\max}$$

$$H_{s,2,1,T} = f \times \lambda_{s,2,1,T} \times \sum Q_{r,\max}$$

$$H_{s,1,2,T} = f \times \lambda_{s,1,2,T} \times \sum Q_{r,\max}$$





$$H_{s,2,2,T} = f \times \lambda_{s,2,2,T} \times \Sigma Q_{r,max}$$

Όπου :

$$f = 0,3[1 - \exp(-250a)] = 0,3[1 - \exp(-250 \times 0,015)] = 0,293 < 0,3$$

a:γωνία λοξότητας ,η οποία εξαρτάται από το διάκενο των μέσων καθοδήγησης και της τροχιάς,το είδος των μέσων καθοδήγησης και άλλους παράγοντες.λαμβάνεται 0,015 rad επί το δυσμενέστερο

υπολογισμός της αποστάσεως h για σύστημα IFF από πίνακα 2.10 Ευρωκώδικας 1,μέρος 3:

	Combination of wheel pairs		h
	coupled (c)	independent (i)	
Fixed/Fixed FF	 CFF	 IFF	$\frac{m\xi_1\xi_2\ell^2 + \Sigma e_i^2}{\Sigma e_i}$
Fixed/Movable FM	 CFM	 IFM	$\frac{m\xi_1\ell^2 + \Sigma e_i^2}{\Sigma e_i}$

Πίνακας 2.10

$$h = (m\xi_1\xi_2\ell^2 + \Sigma e_i^2) / \Sigma e_i = 4,3^2 / 4,3 = 4,3m$$

όπου, $e_1=0$ γιατί χρησιμοποιούνται τροχοί εφοδιασμένοι με ελάσματα καθοδήγησης και η απόσταση του προηγούμενου ζεύγους τροχών από τα μέσα καθοδήγησης είναι μηδενική.

$$e_2 = a = 4,3m$$

$m=0$,δεν υπάρχουν ζεύγη συνεζευγμένων τροχών

προσδιορισμός συντελεστών $\lambda_{s,l,j,k}$ για σύστημα IFF από πίνακα 2.11:

Σύστημα	λ_s	$\lambda_{s,1L}$	$\lambda_{s,1T}$	$\lambda_{s,2L}$	$\lambda_{s,2T}$
cFF	$1 - \frac{\Sigma e_i}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \cdot \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \cdot \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$
iFF		0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$
cFM	$\xi_1 \left(1 - \frac{\Sigma e_i}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \cdot \frac{\ell}{h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n} \cdot \frac{\ell}{h}$	0

Πιν.2.11

$$\lambda_s = 1 - [\Sigma e_i / (nh)] = 0,5$$

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

Για το πρώτο ζεύγος τροχών:

$$\lambda_{s,1,1,T} = (\xi_2/n)[1 - e_1/h] = 0,1095$$

$$\lambda_{s,2,1,T} = (\xi_1/n)[1 - (e_1/h)] = 0,3905$$

Για το δεύτερο ζεύγος τροχών:

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

Υπολογισμός οδηγούσας δύναμης S:

$$S = f \times \lambda_s \times \Sigma Q_{r,max} = 0,293 \times 0,5 \times 597,84 = 87,54 \text{ KN}$$

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

$$H_{s,1,1,T} = f \times \lambda_{s,1,1,T} \times \Sigma Q_{r,max} = 0,293 \times 0,1095 \times 597,84 = 19,18 \text{ KN}$$

$$H_{s,2,1,T} = f \times \lambda_{s,2,1,T} \times \Sigma Q_{r,max} = 0,293 \times 0,3905 \times 597,84 = 68,40 \text{ KN}$$

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

Οπότε στην θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών έχουμε, επί της τροχιάς 1:

$$H_{s,1,T} = H_{s,1,1,T} - S = 19,18 - 87,54 = -68,4 \text{ KN}$$

Και επί της τροχιάς 2:

$$H_{s,2,T} = H_{s,2,1,T} = 68,4 \text{ KN}$$

Οι παραπάνω δυνάμεις θα ενταχθούν μόνο στο συνδυασμό φορτίων 5.

2.7 ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Στον πίνακα 2.12 συνοψίζονται όλα τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία, λαμβάνοντας ως πρότυπο τον πίνακα 2.2 του Ευρωκώδικα 1 ,μέρος 5, για όλους τους συνδυασμούς φορτίων. Όλα τα φορτία υπολογίσθηκαν ως φορτία λειτουργίας με $\gamma=1$, ενώ πολλαπλασιάζονται με $\gamma=1,35$ για την μετατροπή τους σε φορτία σχεδιασμού. Ο πρώτος αριθμός αντιστοιχεί στα φορτία λειτουργίας και ο δεύτερος στον σχεδιασμό.

			1	2	3	4	5	
Κατακόρυφα Φορτία	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας	Q_r^{\min}	86,78 117,15	86,78 117,15	78,89 106,50	78,89 106,50	78,89 106,50	
		$Q_{r,\min}$	74,12 100,06	74,12 100,06	67,38 90,96	67,38 90,96	67,38 90,96	
	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας και ανυψούμενο φορτίο	Q_r^{\max}	298,92 403,54	274,18 370,14	-	266,22 359,40	266,22 359,40	
		$Q_{r,\max}$	84,88 114,59	82,92 111,94	-	76,11 102,75	76,11 102,75	
	Οριζόντια Φορτία	Επιτάχυνση, Επιβράδυνση της γερανογέφυρας	H_{L1}	20,21	20,21	20,21	20,21	
				27,28	27,28	27,28	27,28	0,00
H_{L2}			20,21	20,21	20,21	20,21		
			27,28	27,28	27,28	27,28	0,00	
H_{T1}		17,36	17,36	17,36	17,36			
		23,44	23,44	23,44	23,44	0,00		
H_{T2}		61,90	61,90	61,90	61,90			
		83,57	83,57	83,57	83,57	0,00		
Παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας	$H_{S,1,T}$	-	-	-	-	68,40		
						92,34		
$H_{S,2,T}$	-	-	-	-	68,40			
					92,34			

Σχ. 2.12

2.8 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

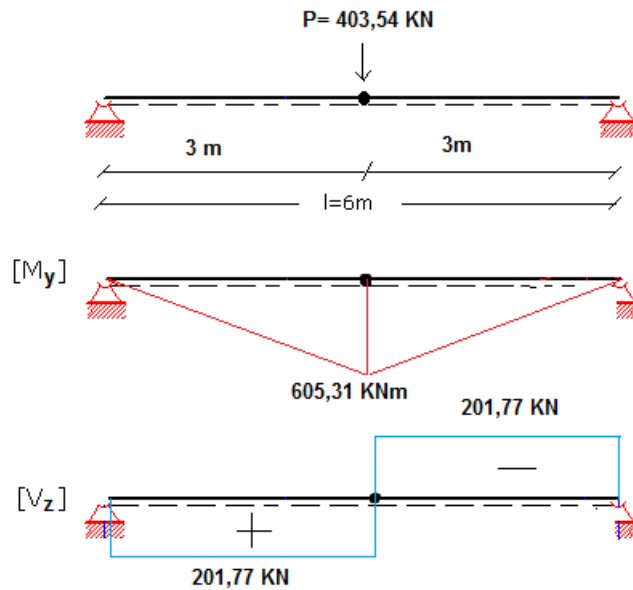
Με βάση την γραμμή επιρροής της καμπτικής ροπής σε τυχαία θέση αμφιέριστης δοκού ανοίγματος l αποδεικνύεται ότι η ροπή αυτή, λόγω συγκεντρωμένων φορτίων P που απέχουν μεταξύ τους απόσταση a , γίνεται μέγιστη όταν το πρώτο άκρο, υπό την προϋπόθεση ότι ισχύει $a < 0,586 \times l$ και η μέγιστη τιμή αυτής της καμπτικής ροπής είναι $\max M = (P/2 \times l) \times (2 \times l - a^2)$. Σε περίπτωση που ισχύει $a > 0,586 \times l$ τότε η μέγιστη ροπή προκύπτει όταν ένα από τα δυο φορτία βρίσκεται στο μέσον της δοκού (οπότε το άλλο βρίσκεται εκτός αυτής) και τότε η μέγιστη καμπτική ροπή παίρνει την τιμή $\max M = P \times l / 4$

1) Συνδυασμός 1: μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδράνειας λόγω των κινητών φορτίων

$a = 4,3\text{m} > 0,586 \times l = 3,516\text{m}$ άρα:

$\max M_y = P \times l / 4 = 403,54 \times 6 / 4 = 605,31\text{KNm}$ και

$V_z = P / 2 = 201,77\text{KN}$



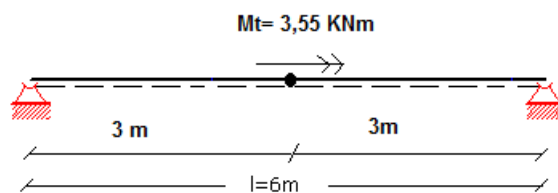
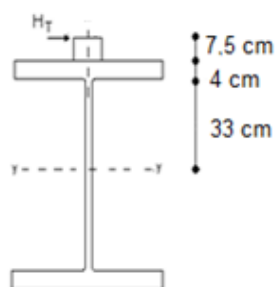
Ταυτόχρονα ασκούνται οι οριζόντιες δυνάμεις $H_T=83,57\text{KN}$ και λόγω εκκεντρότητας των δυνάμεων αυτών ως προς το κέντρο της διατομής, συγκεντρωμένες στρεπτικές ροπές $M_{\alpha\beta}=M_{\beta\alpha}=83,57 \times (0,75+3,5)=355,2\text{KNcm}$ οι οποίες αναλυόμενες σε ζεύγος δυνάμεων με μοχλοβραχίονα την απόσταση των κέντρων των δυο πελμάτων δίνουν πρόσθετη οριζόντια δύναμη

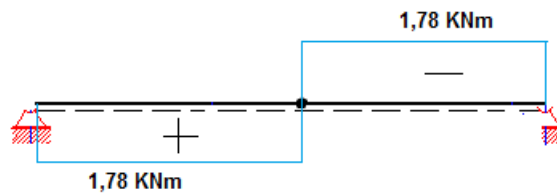
$$H_t=355,2/0,66=5,38\text{KN}$$

Οπότε στο άνω πέλαμα της δοκού κυλίσεως ασκούνται συνολικά οριζόντιες και αντίθετης φοράς δυνάμεις:

$$H=H_T+H_t=83,57+5,38=88,95\text{KN}$$

που δεχόμαστε ότι θα παραληφθούν από το πέλαμα αυτό.

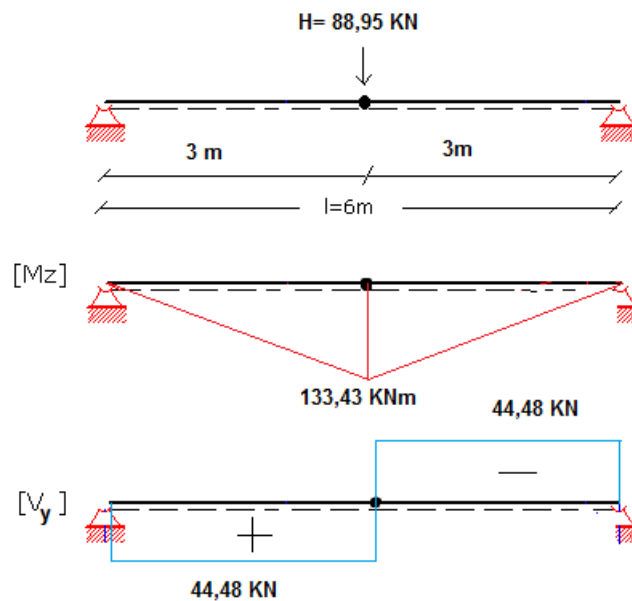




Οι ροπή που αναπτύσσεται περί τον ασθενή άξονα και η αντίστοιχη τέμνουσα δύναμη είναι:

$$M_z = H \times l / 4 = 88,95 \times 6 / 4 = 133,43 \text{ kNm}$$

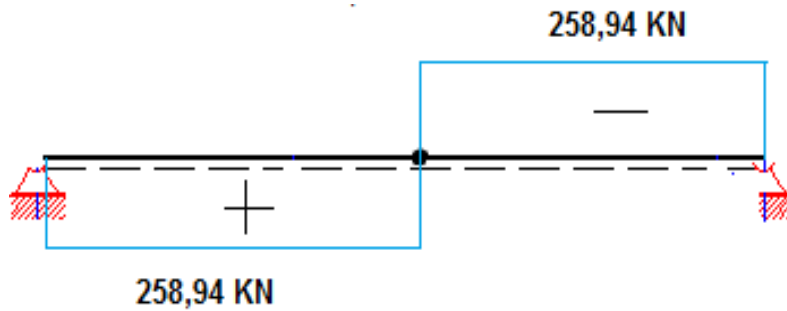
$$V_y = H / 2 = 44,48 \text{ kN}$$



Τέλος, συγχρόνως με τα προηγούμενα κατακόρυφα και οριζόντια πλευρικά φορτία ασκείται και οριζόντιο κατά μήκος φορτίο που προκαλεί αξονική δύναμη $H_L = 27,3 \text{ kN}$ και συγκεντρωμένη καμπτική ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδράνειας $27,3 \times 42,5 = 1160 \text{ kNcm} = 11,6 \text{ kNm}$ και σταθερή τέμνουσα κατά το μήκος της δοκού $V_L = 11,6 / 6 = 1,9 \text{ kN}$ που μπορεί να αμελείται. Τα εντατικά αυτά μεγέθη συγκριτικά με τα προηγούμενα από τα κατακόρυφα φορτία, είναι μικρά και μπορούν να παραλείπονται.

2) Συνδυασμός 1, μέγιστη τέμνουσα δύναμη

Μέγιστη τέμνουσα δύναμη, για κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδράνειας, προκύπτει όταν το ένα από τα δυο κινητά συγκεντρωμένα κατακόρυφα φορτία βρίσκεται στο άκρο αυτό. Είναι: $\max V_y = 403,54 \times (1 + 1,7/6) = 517,87 \text{ kN}$



3) συνδυασμός 5, μέγιστη ροπή περί τον τον ασθενή άξονα αδρανείας

Η ροπή αυτή προκαλείται, στο συγκεκριμένο συνδυασμό, όταν το φορτίο $H_s=92,34\text{KN}$ από την παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας βρίσκεται στο μέσον της δοκού κυλίσεως. Προκαλούμενη συγχρόνως, συγκεντρωμένη στρεπτική ροπή $M_t=92,34 \times 42,5=3925\text{KNcm}=39,25\text{KNm}$, οριζόντιες δυνάμεις ισοδύναμου ζεύγους $H_t=3925/66=59,46\text{KN}$, συνολική οριζόντια δύναμη $H=92,34+59,46=151,8\text{KN}$ και αντίστοιχη ροπή $M_z=151,8 \times 6/4=227,7\text{KNm}$

Η συνυπάρχουσα ροπή περί τον κύριο άξονα αδρανείας αντιστοιχούσα σε δυο συγκεντρωμένα φορτία $359,4\text{KN}$ εκ των οποίων το ένα βρίσκεται στο μέσον του ανοίγματος κα υπολογίζεται ίση προς $M_y=539,09\text{KNm}$.

4) συνδυασμός 5, μέγιστη τέμνουσα για κάμψη περί τον ασθενή άξονα αδρανείας

Αντιστοιχεί σε θέση του οριζόντιου φορτίου $H_t=151,5\text{KN}$ πλησίον της στήριξης.

5) Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού λόγω ιδίου βάρους της δοκού κυλίσεως.

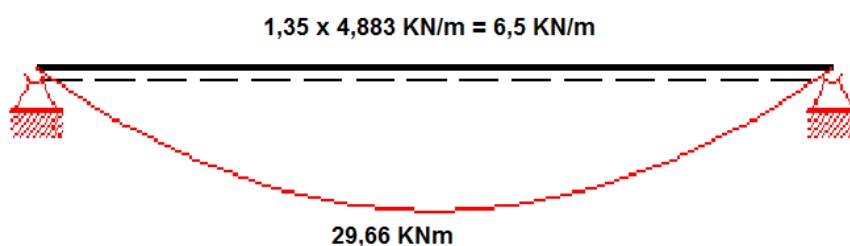
Ιδίο βάρος δοκού κυλίσεως συμπεριλαμβανομένης και της τροχιάς:

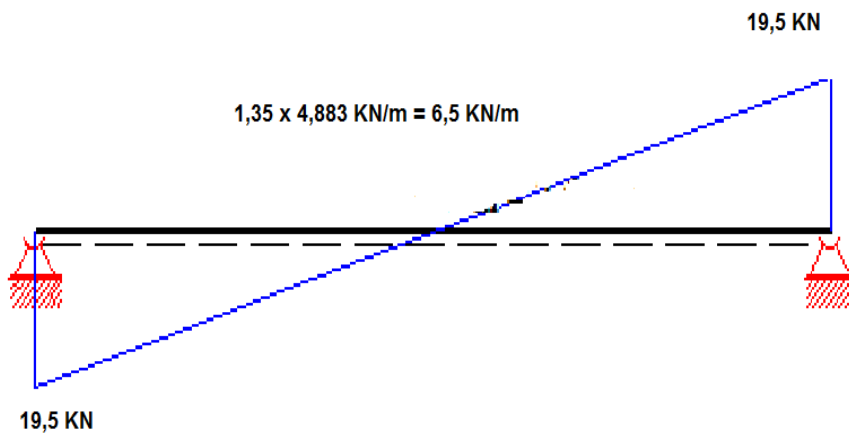
$$g=4,45+0,431=4,883\text{KN/m}$$

Μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών στο μέσον του ανοίγματος:

$$M_{g,Ed}=(1/8) \times 4,883 \times 6^2 \times 1,35=29,66\text{KNm}$$

$$V_{g,Ed}=0,5 \times 4,883 \times 6 \times 1,35=19,5\text{KN}$$





2.8.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

(α) Έλεγχος του κορμού σε διάτμηση

Αντοχή σε διάτμηση: $A_v = 4 \times 70 = 160 \text{ cm}^2$

$$V_{y,Rd} = A_v \cdot f_y / (\sqrt{3} \gamma_M) = 160 \cdot 27,5 / 1,00 \cdot \sqrt{3} = 2540 \text{ kN}$$

Έλεγχος:

$$V_{y,Ed} = 517,87 + 19,5 = 537,4 \text{ kN} < V_{y,Rd} = 2540 \text{ kN}$$

(β) Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση

Υποτίθεται ότι τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται μόνον από τη λεπίδα του άνω πέλματος της δοκού. Είναι:

$$V_{z,Rd} = 40 \cdot 4 \cdot 27,5 / (1,00 \cdot \sqrt{3}) = 2540 \text{ kN} > V_{z,Ed} = 151,8 \text{ kN}$$

(γ) Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη και αξονική δύναμη για το συνδυασμό φορτίων 1 (μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας)

Ο έλεγχος θα γίνει ελαστικά σε όρους τάσεων για ένα γωνιακό σημείο της διατομής.

Καμπτική ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας

$$M_y = 605,31 + 29,66 = 634,97 \text{ kNm}$$

αντίστοιχη ορθή τάση

$$\sigma_{y1} = 634,97 \cdot 100 / 12238,552 = 5,18 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$W_{\text{el.f.z}} = (1/6) \cdot 4 \cdot 40^2 = 1066,67 \text{ cm}^3$$

αντίστοιχη ορθή τάση

$$\sigma_{y2} = 221,97 \cdot 100 / 1066,67 = 20,8 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

ορθή τάση λόγω της αξονικής δύναμης

$$\sigma_{y3} = 27,3 / 584 = 0,04 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

συνισταμένη ορθή τάση

$$\sigma_{y,\text{Ed}} = 5,18 + 20,8 + 0,04 = 26,02 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \sigma_y / \gamma_{M0} = 27,5 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

(στο εξεταζόμενο γωνιακό σημείο δεν υπάρχουν διατμητικές τάσεις)

(δ) Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη για τον συνδυασμό φορτίων 5

Είναι:

$$\sigma = 539,09 \cdot 100 / 12238,552 + 227,7 \cdot 100 / 2149,867 = 1,95 + 10,59 =$$

$$= 12,54 \text{ kN} / \text{cm}^2 < \sigma_y / \gamma_{M0} = 27,5 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΟΠΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ ΥΠΟ ΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΤΡΟΧΟΥ

Ο έλεγχος γίνεται υπό το φορτίο τροχού στο ανώτατο σημείο του κορμού με βάση ελαστική ανάλυση και κριτήριο ισοδύναμης τάσης. Για τον προσδιορισμό της τοπικής έντασης λαμβάνονται υπόψη:

- οι ορθές κατά μήκος τάσεις από την κύρια κάμψη
- οι εγκάρσιες ορθές θλιπτικές τάσεις υπό το φορτίο τροχού
- οι πρόσθετες ορθές τάσεις λόγω της εκκεντρότητας του κατακόρυφο φορτίου τροχού
- οι διατμητικές τάσεις λόγω της κύριας κάμψης και

- οι πρόσθετες τοπικές διατμητικές τάσεις

α) ορθή κατά μήκος τάση λόγω κύριας κάμψης

$$\sigma_x = M \cdot y / I = 634,97 \cdot 100 \cdot 31 / 428349,3 = 4,59 \text{ kN/cm}^2$$

β) ορθή εγκάρσια θλιπτική τάση λόγω του φορτίου τροχού

Πλάτος της τροχιάς, στην έδραση της επί της δοκού κυλίσεως:

$$b_{fr} = 17,5 \text{ cm}$$

Φθορά της τροχιάς (κατά το ύψος της): $\Delta t_r = 0,25 \times 7,5 = 1,875 \text{ cm}$

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

$$d_r = 7,5 - 1,875 + 4 = 9,625 < b = 40 \text{ cm}$$

Ενεργό πλάτος πέλματος: $b_{eff} = b_{fr} + d_r = 27,125 \text{ cm} < b = 40 \text{ cm}$

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

$$I_{f,eff} = 27,125 \times 4^3 / 12 = 144,67 \text{ cm}^4$$

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

$$I_r = 17,5 \times 5,625^3 / 12 = 259,5 \text{ cm}^4$$

Ενεργό μήκος της ραφής:

$$l_{eff} = 3,25 \left[\frac{I_r}{t_w} \right]^{1/3} = 3,25 \left[\frac{259,5}{4} \right]^{1/3} = 15,13 \text{ cm}$$

Όπου $I_{rf} = I_{f,eff} + I_r = 144,67 + 259,5 = 404,17 \text{ cm}^4$, εφόσον η τροχιά δεν θεωρείται, εκ του τρόπου σταθεροποιήσεως της, σταθερά συνδεδεμένη επί του πέλματος.

Ορθή τάση λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου τροχού:

$$\sigma_{y1} = 430,54 / (4 \times 15,13) = 7,11 \text{ kN/cm}^2$$

(γ) Ορθές τάσεις επί του κορμού λόγω της εκκεντρότητας του κατακόρυφου φορτίου

Η εκκεντρότητα αυτή προκαλεί στροφή του πέλματος της δοκού και επομένως ορθές τάσεις από κάμψη στον κορμό:

Για τη στρεπτική ροπή:

$$T_{Ed} = F_{z,Ed} \cdot e_y = 430,54 \cdot 1,625 = 699,63 \text{ kNcm}$$

Υποτίθεται, ότι νευρώσεις στον κορμό τοποθετούνται μόνο στις θέσεις των στηρίξεων, άρα $\alpha = 600 \text{ cm}$

Είναι $h_w = 66 \text{ cm}$, $\pi h_w / \alpha = 0,3454$, $\sinh(\pi d / \alpha) = 0,352$, $\sinh(2\pi h_w / \alpha) = 0,747$, οπότε

$$n = \left[\frac{0,75 \cdot \alpha \cdot t_w^3}{I_t} \cdot \frac{\sinh^2 \left(\frac{\pi \cdot h_w}{\alpha} \right)}{\sinh(2\pi \cdot h_w / \alpha) - 2\pi \cdot h_w / \alpha} \right]^{0,5} = 3,22$$

$$I_t = \frac{1}{3} \cdot 40 \cdot 4^3 = 66,7 \text{ cm}^4$$

με

οπότε

$$\sigma_{y2} = \sigma_{T,Ed} = \frac{6 \cdot T_{Ed}}{\alpha \cdot t_w^2} n \cdot \tanh \left(\frac{\pi \cdot h_w}{\alpha} \right) = 1,4 \text{ kN/cm}^2$$

(δ) διατμητικές τάσεις από κάμψη

Δρώσα τέμνουσα

$$V_{Ed} = 201,77 + 19,5 = 221,27 \text{ kN}$$

διατμητική τάση

$$\tau_1 = V_{Ed} \cdot S / b \cdot I = 221,77 \cdot 9240 / 4 \cdot 428349,3 = 1,19 \text{ kN/cm}^2$$

$$(S = 40 \cdot 4 \cdot 35 = 9240 \text{ cm}^3)$$

(ε) πρόσθετες διατμητικές τάσεις

Η πρόσθετη διατμητική τάση λαμβάνεται ίση προς το 20% της ορθής τοπικής τάσης (ανωτέρω β) λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου τροχού. Είναι:

$$\tau_2 = 0,20 \cdot 7,11 = 1,42 \text{ kN/cm}^2$$

(στ) έλεγχος ισοδύναμης τάσης

Είναι:

$$\sigma_y = \sigma_{y1} + \sigma_{y2} = 7,11 + 1,4 = 8,51 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2 = 1,19 + 1,42 = 2,61 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{eq} = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$$

$$= (4,59^2 + 8,51^2 - 4,59 \cdot 8,51 + 3 \cdot 2,61^2)^{0,5}$$

$$= 8,65 \text{ kN/cm}^2 < 27,5 \text{ kN/cm}^2$$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ ΕΝΑΝΤΙ ΣΤΡΕΜΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ

Ο έλεγχος θα γίνει για τον συνδυασμό φορτίων 1 κατά την πρόβλεψη της παραγράφου 6.3.2 του μέρους 6 του Ευρωκώδικα 3 με βάση την αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z ιδεατούς διατομής αποτελούμενης από x θλιβόμενο πέλμα και το ένα πέμπτο του κορμού, όπου οι πλευρικές δυνάμεις και οι στρεπτικές ροπές λαμβάνονται υπόψιν.

Για την ιδεατή ως άνω διατομή είναι:

$$I_z = 4 \times 40^3 / 12 = 21333 \text{ cm}^2$$

$$A = 40 \times 4 + 66 \times 4 / 5 = 212,8 \text{ cm}^2$$

$$i_z = (I_z / A)^{0,5} = 10 \text{ cm}$$

$$\lambda_z = 600 / 10 = 60$$

$$\lambda_1 = \pi \times (E / \sigma_y)^{0,5} = 86,8$$

$$\bar{\lambda}_z = 96,9 / 93,9 = 1,03$$

$\chi_z = 0,73$ (χρησιμοποιείται η καμπύλη λυγισμού c)

$$N_{f,ed} = 634,97 \times 100 / 66 = 962,07 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \chi_z \times A \times \sigma_y / \gamma_{m0} = 0,73 \times 212,8 \times 27,5 / 1 = 4271,96 > N_{f,ed}$$

Οι οριζόντιες δυνάμεις και η αντίστοιχη ένταση, στις οποίες περιέχεται η επιρροή των στρεπτικών ροπών, θεωρείται ότι παραλαμβάνονται μόνο από το θλιβόμενο πέλμα και χρησιμοποιείται η σχέση αλληλεπίδρασης μέλους υπό κάμψη και αξονική θλιπτική δύναμη όπου για μεν τη θλιπτική δύναμη $N_{f,ed}$ διατομή αναφοράς είναι η παραπάνω ιδεατή για δε την κάμψη εκ των πλευρικών δυνάμεων το θλιβόμενο πέλμα. Για τον όρο κάμψης είναι:

$$M_{z,Ed} = 221,97 \text{ kNm}$$

$$W_{pl,f} = 4 \times 40^2 / 4 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$M_{z,Rk} = W_{pl,f} \times \sigma_y = 1600 \times 27,5 = 44000 \text{ kNcm} = 440 \text{ kNm}$$

$$k_{zz} = c_{mz} [1 + 1,4 \times (N_{ed} / N_{Rd})] = 0,9 \times [1 + 1,4 \times (962,07 / 4271,96)] = 1,18$$

Ο έλεγχος δια της σχέσης αλληλεπίδρασης γράφεται:

$$962,07/4271,96+1,18 \times 221,97/440=0,82 < 1$$

2.8.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Οι έλεγχοι λειτουργικότητας αποβλέπουν στον περιορισμό των παραμορφώσεων ώστε να εξασφαλίζεται καλή λειτουργία της γερανογέφυρας και να αποφεύγονται ανεπιθύμητες κλίσεις, σε κατακόρυφο και οριζόντιο επίπεδο, των τροχιών και μεταβολή της απόστασης μεταξύ των απέναντι τροχιών που είχαν ως αποτέλεσμα μεγαλύτερες πλευρικές ωθήσεις, ταλαντώσεις και φθορά των τροχών. Οι έλεγχοι λειτουργικότητας γίνονται γενικά για το χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων.

Κατακόρυφες παραμορφώσεις δοκού κυλίσεως υπό τα φορτία τροχού

Η παραμόρφωση στο μέσον του ανοίγματος λόγω των φορτίων του τροχού, εφόσον είναι $a=4,3\text{m} > 0,65l=3,9\text{m}$, είναι:

$$\begin{aligned} \delta_{z1} &= \frac{P \cdot c}{24 \cdot E \cdot I_y} \left(\ell^2 - 4c^2 \right) \\ &= \frac{266,22 \cdot 300}{24 \cdot 21000 \cdot 428349,3} \left(\cdot 600^2 - 4 \cdot 300^2 \right) = 0,53\text{cm} \end{aligned}$$

Όπου το μέγιστο φορτίο τροχού P εισάγεται χωρίς δυναμικούς συντελεστές και είναι:

$$P=0,5[0,5 \times 8,9 \times 30 + (25,27 + 392,4) \times (30 - 1,345) / 30] = 266,22\text{KN}$$

Στην παραμόρφωση αυτή προστίθεται και η αντίστοιχη λόγω ιδίου βάρους της δοκού κυλίσεως:

$$\delta_{z2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{4,883 \cdot 600^4}{21000 \cdot 428349,3 \cdot 100} = 0,09\text{cm}$$

Οπότε η συνολική παραμόρφωση είναι:

$$\delta_z = 0,53 + 0,09 = 0,62\text{cm} < \{2,5\text{cm}, l/600 = 1\text{cm}\}$$

η οποία είναι αποδεκτή.

Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση των απέναντι δοκών κυλίσεως

Η διαφορική αυτή παραμόρφωση περιορίζεται για να αποφεύγεται σημαντική κλίση της γερανογέφυρας. Όταν στην περισσότερο φορτισμένη δοκό κυλίσεως, με το αναρτημένο φορτίο στην ακραία δυνατή θέση, το φορτίο τροχού είναι 86,78KN στην απέναντι δοκό κυλίσεως ασκείται φορτίο:

$$P' = 0,5[0,5 \times 8,9 \times 30 + (25,27 + 392,4) \times 1,345 / 30] = 76,11 \text{ KN}$$

Οπότε το βέλος κάμψεως υπολογίζεται αντίστοιχα σε 0,24cm.

$$\text{Είναι: } \Delta h_c = 0,62 - 0,24 = 0,38 \text{ cm} < 3000 / 600 = 5 \text{ cm}$$

Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία

Δυσμενέστερη παραμόρφωση προκαλείται όταν το φορτίο H_s ασκηθεί στο μέσον του ανοίγματος. Όπως στην περίπτωση των ελέγχων στην οριακή κατάσταση αστοχίας, θα υποθεθεί ότι το φορτίο αυτό θα παραληφθεί από το άνω πέλμα της δοκού κυλίσεως. Ροπή αδρανείας πέλματος:

$$I_{fz} = 4 \times 40^3 / 12 = 21333 \text{ cm}^3$$

$$\Delta_y = 68,4 \times 600^3 / (48 \times 21000 \times 21333) = 0,69 \text{ cm} < 1 / 600 = 1 \text{ cm}$$

Αποφυγή ταλάντωσης του κάτω πέλματος

Ροπή αδρανείας κάτω πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της διατομής:

$$I_{fz} = 21333 \text{ cm}^3,$$

Αντίστοιχη ακτίνα αδρανείας:

$$i_z = 16,32 \text{ cm}$$

λυγηρότητα κάτω πέλματος:

$$L / i_z = 36,74 < 250 \text{ δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος.}$$

Περιορισμός της ευαισθησίας του κορμού έναντι λυγισμού

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

$$b / t_w = 66 / 4 = 16,5 < 120 \text{ δεν υπάρχει ευαισθησία του κορμού έναντι ελαστικού λυγισμού κατά την λειτουργία της γερανογέφυρας.}$$

Αναστρεψιμότητα των τάσεων

Στη στάθμη φορτίων της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας πρέπει να εξασφαλίζεται, τόσο για τη γενική όσο και την τοπική ένταση, ότι οι αναπτυσσόμενες παραμορφώσεις είναι ελαστικές και επομένως οι αντίστοιχες τάσεις αναστρέψιμες. Ο περιορισμός αυτός θεωρείται ότι εξασφαλίζεται εάν η ισοδύναμη τάση, σε όλες τις

θέσεις της δοκού, δεν υπερβαίνει την τάση διαρροής διαιρούμενη με ειδικό επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{M,ser}$ ο οποίος λαμβάνεται ίσος προς τη μονάδα. Εν προκειμένω, επειδή δεν έχουν ληφθεί υπόψη οι πλαστικές αντοχές των διατομών, οι δε έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας είχαν γίνει ελαστικά, η αντίστοιχη συμπεριφορά στην στάθμη λειτουργίας είναι εξασφαλισμένη.

Έλεγχος σε κόπωση

Ο έλεγχος αυτός γίνεται κατά τους Ευρωκώδικες 1 και 3 με βάση τα ιδεατά φορτία, όπου επαναλαμβανόμενα σε $2 \cdot 10^6$ κύκλους, θεωρείται ότι φέρνουν ισοδύναμο από πλευράς κόπωσης αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φόρτισης της δοκού κυλίσεως. Οι γερανογέφυρες κατατάσσονται συναρτήσει της χρήσης τους και του τρόπου λειτουργίας τους σε δέκα κατηγορίες κόπωσης ($S_0, S_1 \dots S_9$), οριζόμενη συνήθως από τον κατασκευαστή της, αλλιώς με βάση πίνακες των ευρωκωδίκων, καθώς και σε κατηγορίες ανύψωσης. Η γερανογέφυρα της κατασκευής μας, όπως έχει ήδη αναφερθεί είναι κατηγορίας κόπωσης S_4 και κατηγορία ανύψωσης HC2. Επίσης, δεδομένης της παραδοχής που έχουμε λάβει υπόψη, ότι τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται αποκλειστικά από το άνω πέλμα της δοκού, οι τάσεις που τα φορτία αυτά δημιουργούν δεν επηρεάζουν την συγκόλληση του κορμού και άνω πέλματος. Έτσι λαμβάνουμε υποψιν τις τάσεις που οφείλονται στην συνολική συμπεριφορά της δοκού κυλίσεως καθώς και σε τοπικά φαινόμενα όπως οι αναπτυσσόμενες τάσεις κάτω από τα συγκεντρωμένα φορτία των τροχών και οι αναπτυσσόμενες λόγω στροφής του άνω πέλματος της δοκού κυλίσεως (ως συνέπεια της έκκεντρης επιβολής των κατακόρυφων φορτίων σε αυτήν).

Ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως

Τα ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως προσδιορίζονται μέσω της σχέσης:

$$Q_{e,I} = \lambda_i \times \Phi_{fat} \times Q_{max,i}$$

Έχουμε κατηγορία κόπωσης S_4 άρα:

Για ορθές τάσεις: $\lambda_i = 0,5$

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

Το φορτίο τροχού $Q_{max,I}$ λαμβάνεται χωρίς να θεωρηθούν δυναμικοί συντελεστές:

$$Q_{max,i} = 298,92 \text{ KN}$$

Δυναμικός συντελεστής σχετικός με την κόπωση:

$$\Phi_{fat} = (1 + \varphi_2) / 2 = (1 + 1,145) / 2 = 1,0725$$

Άρα τα ισοδύναμα ιδεατά φορτία κοπώσεως είναι:

Για ορθές τάσεις: $Q_{e,i}=0,5 \times 1,0725 \times 298,92=160,3\text{KN}$

Για διατμητικές τάσεις: $Q_{e,i}=0,66 \times 1,0725 \times 298,92=211,6\text{KN}$

Σχέση ελέγχου της επάρκειας έναντι κοπώσεως

Ο έλεγχος γίνεται με βάση την σχέση:

$$\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{MF}}$$

Η $\Delta\sigma_{E2}$ είναι η ισοδύναμη διακύμανση τάσεως, σταθερού εύρους, για $2 \cdot 10^6$ κύκλους φορτίσεων, η υπολογιζόμενη με βάση τα παραπάνω ισοδύναμα ιδεατά φορτία. Επί της ισοδύναμου διακυμάνσεως της τάσεως συνιστάται να εφαρμόζεται επί μέρους συντελεστής ασφάλειας $\gamma_{FF} = 1,0$ εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα.

Η διακύμανση τάσεως $\Delta\sigma_c$ είναι η αντοχή έναντι κοπώσεως, για $2 \cdot 10^6$ κύκλους φορτίσεων που αφορά συγκεκριμένη κατηγορία λεπτομέρειας. Επί της αντοχής αυτής εφαρμόζεται επί μέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma_{FF} = 1,35$.

Για την κατάταξη των λεπτομερειών σε κατηγορίες χρησιμοποιούνται οι πίνακες 8.1 έως 8.10 του μέρους 1.9 του EN1993. Για τις ορθές τάσεις στις δοκούς κυλίσεως γερανογεφυρών εφαρμογή έχει ο Πίνακας 8.10. Προκειμένου για τον έλεγχο έναντι κοπώσεως, από διατμητικές τάσεις, χρησιμοποιείται αντίστοιχη προς την προηγούμενη σχέση. Προκειμένου την αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων χρησιμοποιείται σχέση αλληλεπίδρασης. Στη συνέχεια θα γίνει ο έλεγχος έναντι κοπώσεως της συγκόλλησης άνω πέλματος – κορμού, λαμβανομένης υπόψη της γενικής και της τοπικής έντασης.

Έλεγχος έναντι κοπώσεως της συγκόλλησης άνω πέλματος-κορμού

Ορθές τάσεις

A)λόγω του συγκεντρωμένο φορτίου του τροχού θα υπολογιστεί το ενεργό μήκος του κορμού l_{eff} , θεωρώντας ως φθορά της τροχιάς το ήμισυ της θεωρηθείσης στον έλεγχο αντοχής, οπότε το εναπομένον ύψος της τροχιάς θα είναι:

$$0,875t_r=6,56\text{cm και } I_r=412,15\text{cm}^4, I_{r'}=468,45\text{cm}^4, l_{eff}=15,9\text{cm}$$

$$\text{Επομένως: } \sigma_1=298,92/(4 \times 15,9)=4,35\text{KN/cm}^2$$

B)λόγω στροφής του άνω πέλματος (οφειλόμενης στην έκκεντρη δράση του κατακόρυφου φορτίου) $T_{ed}=F_{z,ed} \times e_y=298,92 \times 1,625=487,75\text{KNm}$

Αναλογικά με τους υπολογισμούς στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι:

$$\sigma_2=1,4 \times 487,75/699,63=0,89\text{KN/cm}^2$$

Έλεγχος σε κόπωση λόγω των ορθών τάσεων

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

Διακύμανση ορθής τάσης

$$\Delta\sigma_{E2}=4,35+0,89=5,24 < 7,1/1,35=5,26\text{KN/cm}^2$$

Διατμητικές τάσεις

Θα ληφθούν υπόψη τάσεις από την γενική και τοπική ένταση.

Η μεταβολή της τέμνουσας δύναμης λόγω του φορτίου τροχού είναι ίση προς το φορτίο τροχού $\tau_1=Q_{e,i}/(h_w t_w)=211,6/(66 \times 4)=0,79\text{KN/cm}^2$

Πρόσθετες τοπικές διατμητικές τάσεις: $\tau_2=0,2 \times 4,35=0,87\text{KN/cm}^2$

Διακύμανση της διατμητικής τάσης

$$\Delta\tau_{E2}=0,79+2 \times 0,87=2,53\text{KN/cm}^2$$

Η συγκόλληση του κορμού-πέλματος, με την υπόθεση ότι έχει εκτελεσθεί χειρονακτικά, κατατάσσεται στην κατηγορία 100. Άρα $\Delta\tau_c=10\text{KN/cm}^2$

Έλεγχος: $\gamma_{FF} \times \Delta\tau_{E2} = 2,53 < \Delta\tau_c / \gamma_{Mf} = 10,0 / 1,35 = 7,41 \text{ kN/cm}^2$

Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων

Ο έλεγχος γίνεται με τη σχέση:

$$\left[\frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \right]^3 + \left[\frac{\gamma_{FF} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf}} \right]^5 \leq 1$$

$$\left[\frac{1,0 \cdot 4,35}{7,1/1,35} \right]^3 + \left[\frac{1,0 \cdot 2,53}{10/1,35} \right]^5 = 0,98 + 0,0046 = 0,9846 < 1.$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ-ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ

Το κτίριο που σχεδιάζεται καταπονείται από διάφορα φορτία, τα οποία πρέπει να παραλάβει αρχικά και να τα μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος. Τα φορτία της κατασκευής είναι:

◇ Μόνιμα φορτία

- ίδια βάρη φερόντων στοιχείων
- ίδιο βάρος επικάλυψης
- ίδιο βάρος Η/Μ εγκαταστάσεων οροφής

◇ Κινητά φορτία

- κινητό φορτίο στέγης
- φορτίο χιονιού
- φορτίο ανέμου
- μεταβολή θερμοκρασίας

◇ φορτία γερανογέφυρας

◇ τυχηματικά

- σεισμός (έμμεσο φορτίο με μορφή επιβαλλόμενων μετατοπίσεων)

3.2 Μόνιμα φορτία

Με αυτόν τον όρο νοούνται όλες οι δράσεις οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη. Ακόμα τα μόνιμα φορτία διακρίνονται σε κύρια και δευτερεύοντα. Ως κύρια, αναφέρονται τα φορτία που είναι κατά μέγεθος μεγαλύτερα και αποτελούν το μεγαλύτερο ποσοστό των μόνιμων φορτίων. Ως

δευτερεύοντα, αναφέρονται εκείνα που είναι μικρής τάξης μεγέθους. Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορούμε να τα λάβουμε και εκείνα υπόψιν, στη μελέτη της κατασκευής, εφόσον το πλήθος και το μέγεθος τους σε σχέση με τα κύρια είναι υπολογίσιμο. Στην παρούσα μελέτη, τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων υπολογίζονται αυτόματα από το ETABS, ενώ η επικάλυψη ($0,15\text{KN/m}^2$) και ο Η/Μ εξοπλισμός ($0,15\text{KN/m}^2$) ορίστηκαν ως ομοιόμορφα φορτία στα πάνελ που τοποθετήθηκαν στην οροφή.

3.3 Κινητα φορτια

Κινητό φορτίο στέγης

Στην κατηγορία αυτή, περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού, οψημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Οι μεταβλητές δράσεις, θα πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι δυνατές φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Στην κατασκευή μας, επειδή η στέγη είναι μη βατή, δεν ορίστηκε κινητό φορτίο στέγης.

3.4 Μεταβολή της θερμοκρασίας

Για να ληφθούν υπόψιν και τα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή εξαιτίας συστολο-διαστολών εισάχθηκε στο πρόγραμμα μεταβολή θερμοκρασίας $\Delta T = \pm 20^\circ\text{C}$.

3.5 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται, ορίζοντας απλά μια συγκεντρωμένη τιμή χιονιού, με πιθανές μειώσεις λόγω απότομων κλίσεων της στέγης. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψιν περιπτώσεις όπως, αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει μερική ή ολική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι, η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων του χιονιού σε ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς, ενώ εν συνεχεία εφαρμόζονται διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με την χρήση συντελεστών

μορφής. Καλύπτονται δε ειδικές καταστάσεις όπως, συσσωρεύσεις χιονιού πίσω από στηθαία, σε κοιλάδες και σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης.

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

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

• Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

• Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad}$$

Όπου:

μ_i : συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k : είναι η χαρακτηριστική τιμή του 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: 0,8

Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια/δέντρα): 1,2

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

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

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

Για τις χώρες της Ε.Ε, 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 3 ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για το έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

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.

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

Ζώνη III($s_{k,0}=0,8\text{KN/m}^2$): υπόλοιπη χώρα.

Για τοποθεσίες με υψόμετρο από 1500m και πάνω, πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε KN/m^2 συναρτήσει της ζώνης και του υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από την σχέση:

$$s_k = s_{k,0} (1 + (A/917)^2)$$

όπου $s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας ($A=0$), σε KN/m^2

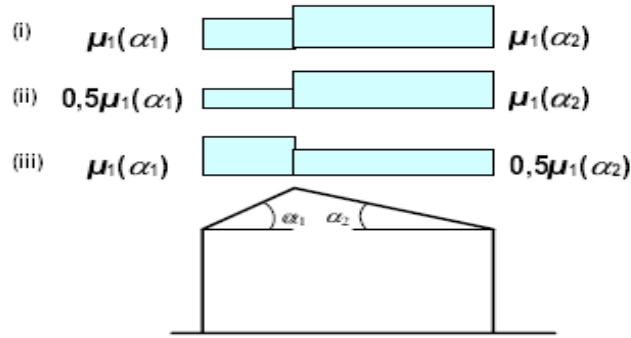
A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας σε m.

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

– Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη της στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.

– Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια ή από ανακατανομή του χιονιού στο σύνολο της στέγης (π.χ χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη στην υπήνεμη πλευρά της στέγης).

Στο σχήμα 3.1 φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου σε δικλινείς στέγες. Για τον σχεδιασμό θα λαμβάνεται ύψη η πλέον δυσμενής από αυτές. Οι συντελεστές μορφής μ_1 δίνονται στο σχήμα 3.2 για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται. Εάν προβλέπεται στο χαμηλότερο άκρο της στέγης κάποιο κιγκλίδωμα ή στηθαίο ή άλλο εμπόδιο, ο συντελεστής μορφής δεν θα μειώνεται κάτω του 0,8.



Σχ. 3.1 Συντελεστής μορφής στέγης σε δικλινείς στέγες

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

Σχ.3.2 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Το κτίριο που μελετάται, πρόκειται να κατασκευασθεί στην περιοχή της Ελευσίνας Αττικής.

$A=0\text{m}$ (υψόμετρο τοποθεσίας)

Η Ελευσίνα βρίσκεται στην ζώνη III. Άρα $s_{k,0}=0,8\text{KN/m}^2$

Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους:

$$s_k = s_{k,0}(1 + (a/917)^2) = 0,8 \times (1 + (0/917)^2) = 0,8\text{KN/m}^2$$

συντελεστές μορφής χιονιού:

$$\mu_{1,\alpha} = 0,8 (\alpha = 8,5^\circ)$$

Συντελεστής έκθεσης:

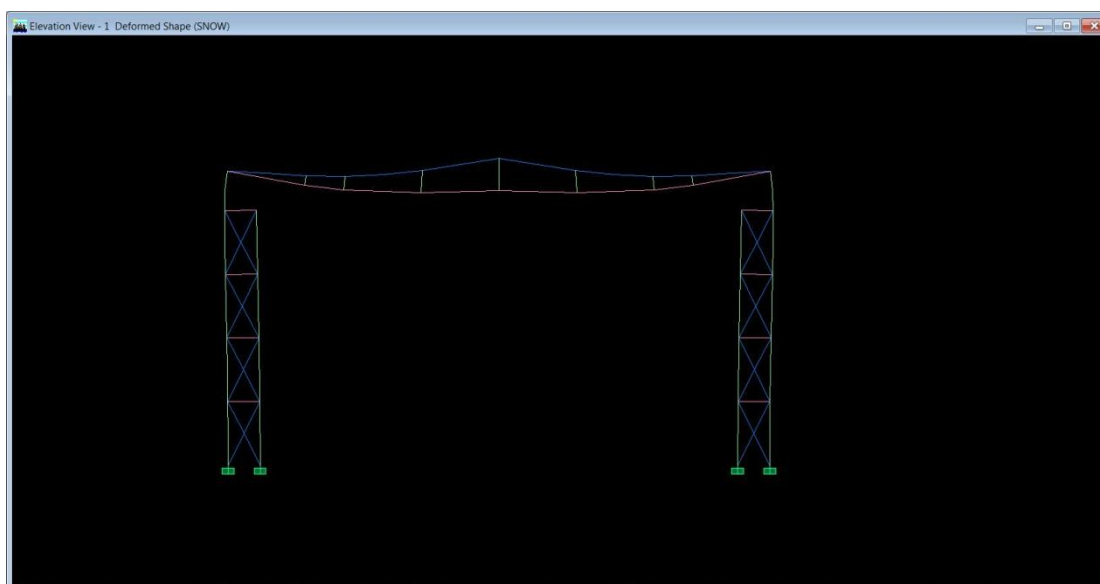
$C_e = 1$ (κανονικές συνθήκες)

Συντελεστής θερμότητας:

$C_i = 1$ (κανονικές συνθήκες)

Φορτία χιονιού στην στέγη:

$$S = \mu_1 \times C_e \times C_t \times s_k = 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,8 = 0,64 \text{ KN/m}^2$$



Σχ.3.3 παραμόρφωση πλαισίου από το φορτίο χιονιού

3.6 Φορτία ανέμου

Στον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4, παρέχονται κανόνες και μέθοδοι υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία τους και προσσαρτήματά τους μέχρι 200m.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις την βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο της κατασκευής (μονώροφα, πολύροφα κλπ.). Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με τη τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ. Αυτές οι δράσεις είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις, όμως για πολλές κατασκευές (π.χ σε δύσκαμπτες) η δυναμική αυτή επίδραση είναι αμελητέα, οπότε και θεωρούνται τα φορτία ανέμου ως στατικά. Αντιθέτως σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές αυτές επιρροές είναι σημαντικές και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική συμπεριφορά τους.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού και η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για την διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και ακολούθως της ασκούμενης πίεσης είναι η γεωγραφική θέση της κατασκευής, η φυσική της θέση, η γενική τοπογραφία της περιοχής, οι διαστάσεις της κατασκευής, η μέση ταχύτητα του ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου.

Χαρακτηριστικά μεγέθη

•Εξωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας προκύπτει από την σχέση: $w_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$

Όπου, $q_p(z_e)$: η πίεση ταχύτητας αιχμής στο ύψος αναφοράς για εξωτερική πίεση z_e .

c_{pe} : συντελεστής εξωτερικής πίεσης

•Εσωτερική πίεση

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής προκύπτει από την σχέση: $w_i = q_p(z_i) \times c_{pi}$

Όπου, $q_p(z_i)$: η πίεση ταχύτητας αιχμής στο ύψος αναφοράς για εσωτερική πίεση z_i .

c_{pi} : συντελεστής εσωτερικής πίεσης

•Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας προκύπτει από την σχέση:

$$Q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times 0,5 \times \rho \times v_m^2(z) = c_e \times q_b$$

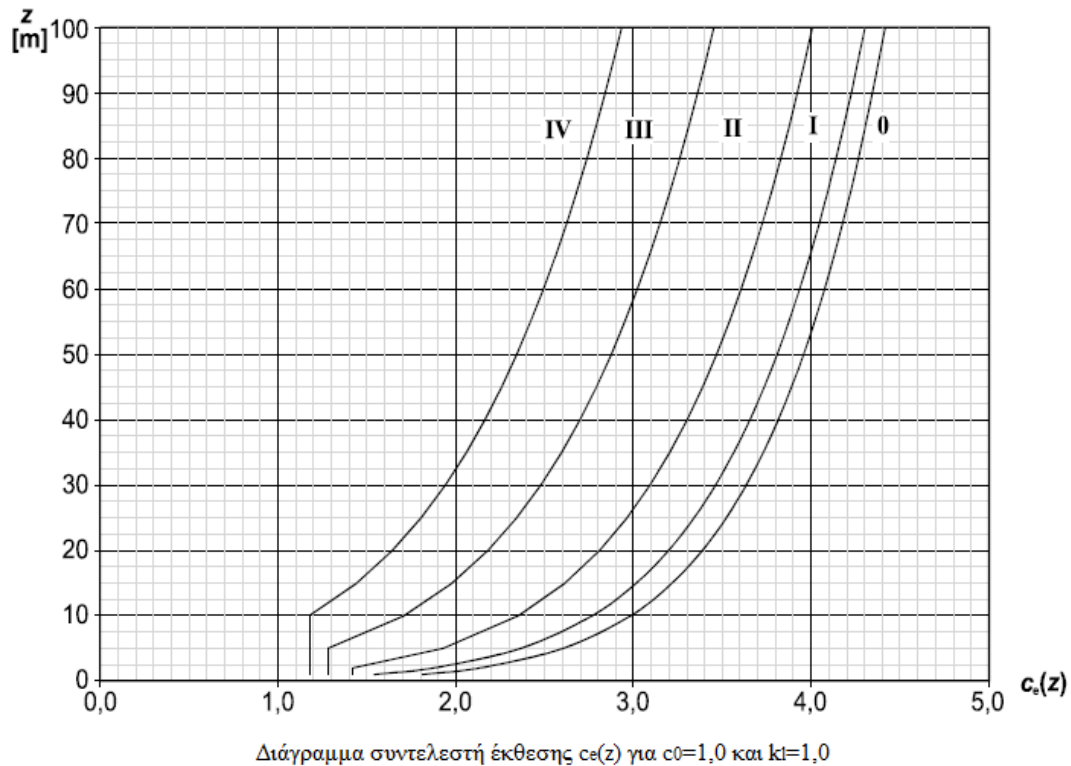
Όπου, $\rho: 1,25 \text{ Kg/m}^3$ η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, την θερμοκρασία και την βαρομετρική πίεση που αναμένονται στην περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας.

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

$C_e(z)$: ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z) = q_p(z) / q_b$

q_b : η βασική πίεση, $q_b = 0,5 \times \rho \times v_b^2$

Για επίπεδο έδαφος όπου $c_0(z) = 1$ ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται από το ακόλουθο διάγραμμα. Σχ.3.4



Σχ.3.4

•Βασική ταχύτητα ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II, προκύπτει από την σχέση:

$$V_b = c_{dir} \times c_{season} \times V_{b,0}$$

Όπου, c_{dir} : συντελεστής διεύθυνσης(=1).

c_{season} : συντελεστής εποχής(=1).

$V_{b,0}$: θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου για 10 λεπτά ανεξάρτητα από την διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10m από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση και με μεμονομένα εμπόδια σε αποστάσεις 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 σε 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα.

•Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα ανέμου, σε ύψος z πάνω από το έδαφος εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, ενώ προκύπτει από την σχέση:

$$V_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times v_b$$

όπου, $c_r(z)$; συντελεστής τραχύτητας.

$C_0(z)$: συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

• Ένταση στροβιλισμού

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

$$I_v(z) = k_1 / [c_0(z) \times \ln(z/z_0)] \text{ για } z_{\min} < z < z_{\max}$$

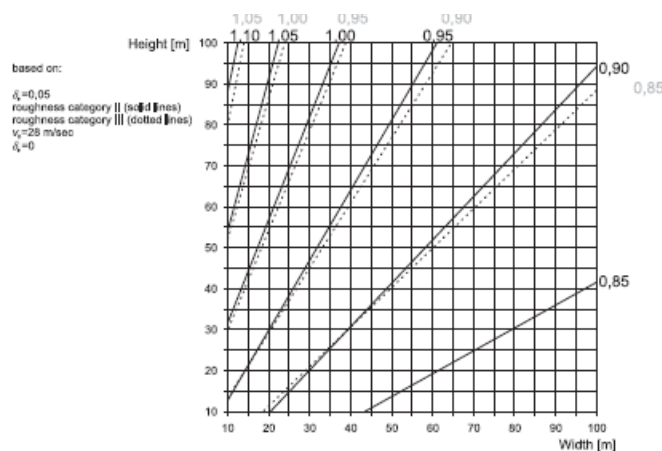
$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \text{ για } z < z_{\min}$$

Όπου, k_1 : συντελεστής στροβιλισμού (=1).

Υπολογισμός φορτίων ανέμου

Θα προσδιοριστούν οι τελικές πιέσεις που ασκούνται στους τοίχους και στην στέγη του βιομηχανικού κτιρίου από την δράση του ανέμου. Το κτίριο βρίσκεται σε επίπεδη περιοχή με αμελητέα βλάστηση για αυτό κατατάσσεται στην κατηγορία III σύμφωνα με τον πίνακα 3.5 (Ευρωκώδικας 1), συνεπώς λαμβάνεται μήκος τραχύτητας $z_0=0,3m$ και ελάχιστο ύψος από το έδαφος $z_{\min}=5m$. Όλο το κτίριο είναι κλειστό με εξαίρεση το άνοιγμα της μπροστινής πόρτας. Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας της περιοχής είναι $v_{b,0}=33m/s$.

Ο δυναμικός συντελεστής λαμβάνεται ίσος με $c_s c_d=0,85$ (ελάχιστη τιμή) όπως προκύπτει για $h=20,5m$ και $b=34m/90m$ για ανοικτές και κλειστές πόρτες από το διάγραμμα 3.6.



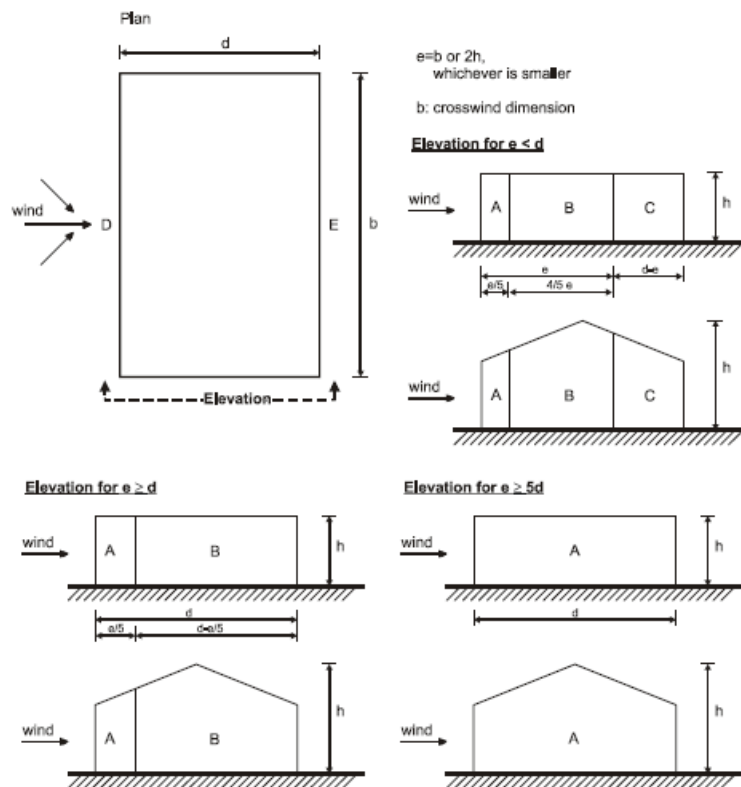
Σχ. 3.6 δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ για χαλύβδινα κτίρια

Παρουσιάζεται η κατανομή των συντελεστών εξωτερική πίεσης τσους κατακόρυφους τοίχους για $e < d$ και $e > d$, ενώ στον πίνακα 3.7 δίνονται οι τιμές αυτών σε σχέση με το h/d .

**Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους
ορθογωνικών κτιρίων**

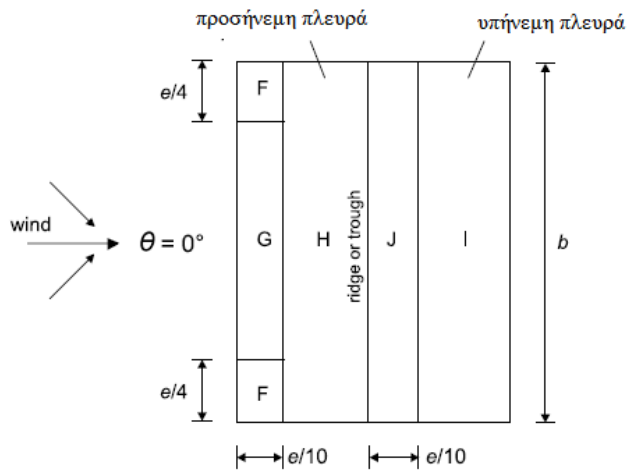
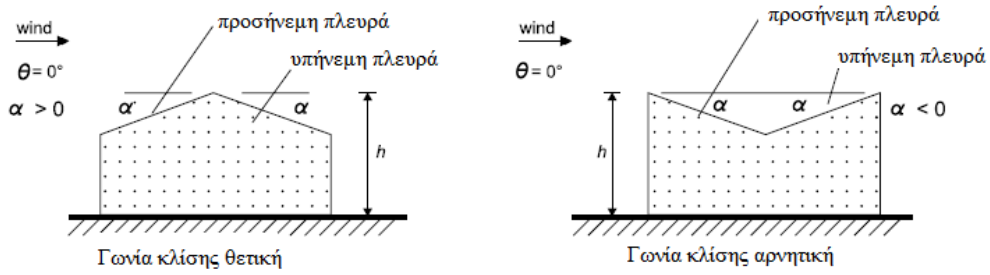
Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3	-0,3

NOTE 1 For intermediate values of h/d , linear interpolation should be used.
NOTE 2 The values of Table 7.1 also apply to walls of buildings with inclined roofs, such as duopitch and monopitch roofs.



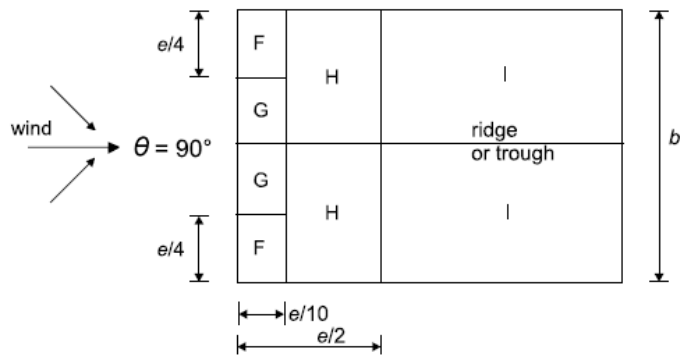
Σχ.3.7

Οι κατανομές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης για τις δικλινείς στέγες παρουσιάζεται στην εικόνα 3.8, ενώ οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κάθε γωνία κλίσης της στέγης δίνονται στους πίνακες 3.9 και 3.10 για άνεμο $\Theta = 0^\circ$ και $\Theta = 90^\circ$ αντίστοιχα.



Διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

$e = b$ or $2h$
 όποιο είναι μικρότερο
 b : διάσταση εγκάρσια στον
 άνεμο



Διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

ΕΙΚ.3.8

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

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

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου πρόσημου μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή (όχι παρεμβολή μεταξύ $\alpha = +5^\circ$ και $\alpha = -5^\circ$, αλλά χρήση των δεδομένων για επίπεδες στέγες). Οι τιμές οι ίσες με μηδέν δίνονται για διευκόλυνση της παρεμβολής.

Πιν. 3.9

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινεις στέγες

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

Πιν. 3.10

Υπολογισμός συντελεστών εξωτερικής πίεσης

1) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για $\Theta=0^\circ$: $b=90\text{m}$, $d=34\text{m}$, $h=20,5\text{m}$

$e=\min(b,2h)=42,1 > d=34\text{m}$ και λαμβάνεται η κατανομή των συντελεστών εξωτερικής πίεσης όπως στο Σχ.3.7

τμήμα A: $e/5=8,42\text{m}$

τμήμα B: $d-e/5=25,58\text{m}$

$h/d=0,6$ οπότε είναι:

A: $c_{pe,10}=-1,2$ και $c_{pe,1}=-1,4$

B: $c_{pe,10}=-0,8$ και $c_{pe,1}=-1,1$

D: $c_{pe,10}=0,77$ και $c_{pe,1}=1$

E: $c_{pe,10}=-0,47$ και $c_{pe,1}=-0,47$

Λαμβάνεται η κατανομή των συντελεστών εξωτερικής πίεσης όπως φαίνεται στον Πιν.3.10

Τμήμα F: $e/10=10,53\text{m}$ και $e/4=4,2\text{m}$

Τμήμα G: $b-e/2=68,95\text{m}$

$$\text{Τμήμα Η: } d/2-e/10=6,47\text{m}$$

$$\text{Τμήμα J: } e/10=4,21\text{m}$$

$$\text{Τμήμα I: } 6,47\text{m}$$

Για γωνία κλίσης της στέγης $\alpha=\arctan(2/17)=8,5^0$ είναι:

$$\text{F: } c_{pe,10}=-1,42/0,07 \text{ και } c_{pe,1}=-2,32/0,07$$

$$\text{G: } c_{pe,10}=-1,06/0,07 \text{ και } c_{pe,1}=-1,82/0,07$$

$$\text{H: } c_{pe,10}=-0,49/0,07 \text{ και } c_{pe,1}=-0,89/0,07$$

$$\text{J: } c_{pe,10}=-0,53/-0,39 \text{ και } c_{pe,1}=-0,53/-0,39$$

$$\text{I: } c_{pe,10}=-0,22/-0,39 \text{ και } c_{pe,1}=-0,40/-0,39$$

2) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^0$

$$e=\min(b,2h)=34\text{m}<d=90\text{m}$$

$$h/d=0,238 \text{ A}=6,8\text{m}, \text{ B}=4e/5=27,2\text{m} \text{ C}=d-e=56\text{m}$$

$$\text{A: } c_{pe,10}=-1,2 \text{ και } c_{pe,1}=-1,4$$

$$\text{B: } c_{pe,10}=-0,8 \text{ και } c_{pe,1}=-1,11$$

$$\text{C: } c_{pe,10}=-0,5 \text{ και } c_{pe,1}=-0,5$$

$$\text{E: } c_{pe,10}=-0,3 \text{ και } c_{pe,1}=-0,3$$

$$\text{F}=e/4=8,5\text{m} \text{ και } \text{F}=e/10=3,4\text{m}$$

$$\text{H}=d/2-e/10=41,6\text{m}$$

Για κλίση της στέγης $\alpha=8,5^0$ και διεύθυνση ανέμου 90^0 προκύπτει:

$$\text{F: } c_{pe,10}=-1,49 \text{ και } c_{pe,1}=-2,12$$

$$\text{G: } c_{pe,10}=-1,3 \text{ και } c_{pe,1}=-2$$

$$\text{H: } c_{pe,10}=-0,66 \text{ και } c_{pe,1}=-1,2$$

$$\text{I: } c_{pe,10}=-0,56 \text{ και } c_{pe,1}=-0,56$$

3) Διεύθυνση ανέμου $\Theta=-90^0$

$$e=34\text{m}<d=90\text{m} \quad A=6,8\text{m} \quad B=27,2\text{m}, \quad C=56\text{m}$$

$$A: c_{pe,10}=-1,2 \text{ και } c_{pe,1}=-1,4$$

$$B: c_{pe,10}=-0,8 \text{ και } c_{pe,1}=-1,11$$

$$C: c_{pe,10}=-0,5 \text{ και } c_{pe,1}=-0,5$$

$$D: c_{pe,10}=-0,3 \text{ και } c_{pe,1}=-0,3$$

$$F=e/4=8,5\text{m} \text{ και } F=e/10=3,4\text{m}$$

$$H=d/2-e/10=41,6\text{m}$$

Για κλίση της στέγης $\alpha=8,5^0$ και διεύθυνση ανέμου 90^0 προκύπτει:

$$F: c_{pe,10}=-1,49 \text{ και } c_{pe,1}=-2,12$$

$$G: c_{pe,10}=-1,3 \text{ και } c_{pe,1}=-2$$

$$H: c_{pe,10}=-0,66 \text{ και } c_{pe,1}=-1,2$$

$$I: c_{pe,10}=-0,56 \text{ και } c_{pe,1}=-0,56$$

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η βασική ταχύτητα ανέμου είναι:

$$V_b=c_{dir}c_{season}V_{b,0}=1 \times 1 \times 33\text{m/s}=33\text{m/s}$$

Ο συντελεστής τραχύτητας είναι:

$$C_r(z)=k_r \times \ln(z/z_0)$$

$$\text{όπου, } k_r=0,19 \times (0,3/0,05)^{0,07}=0,22$$

$$\text{Άρα } c_r(z)=0,22 \times \ln(20,5/0,3)=0,92$$

$$\text{Επομένως, } v_m(z_e)=0,92 \times 1 \times 33=30,4\text{m/s}$$

$$I_v(z_e)=k_i/(c_0(z) \times \ln(z/z_0))=1/[1 \times \ln(20,5/0,3)]=0,24$$

Οπότε είναι:

$$q_p(z_e)=[1+7 \times 0,24] \times 0,5 \times 30,4^2 \times 0,00125=1,55\text{KN/m}^2$$

τελικές πιέσεις:

η εξωτερική πίεση είναι:

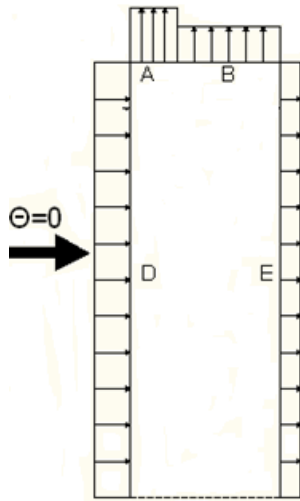
$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} = 1,55 \times c_{pe} \text{ KN/m}^2$$

η εσωτερική πίεση που ασκείται στο εσωτερικό των τοίχων και στην στέγη είναι:

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} = 1,55 \times 0,75 \times c_{pe} = 1,163 c_{pe} \text{ KN/m}^2$$

Οι τελικές πιέσεις σε κάθε τμήμα προκύπτουν από το άθροισμα ή την διαφορά των εξωτερικών πιέσεων ανάλογα την κατεύθυνση αυτών. Έτσι, είναι:

• διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$

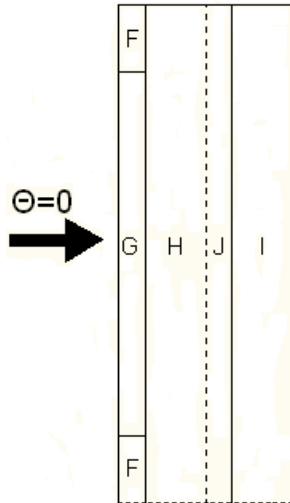


A: $w = -0,77 \text{ KN/m}^2$

B: $w = -0,16 \text{ KN/m}^2$

D: $w = 2,28 \text{ KN/m}^2$

E: $w = 0,4 \text{ KN/m}^2$



F: $w = -1,5 / -3,4 \text{ KN/m}^2$

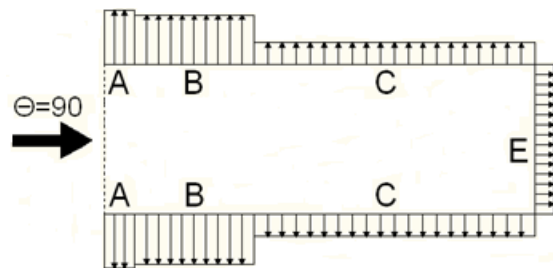
G: $w = -0,94 / -2,64 \text{ KN/m}^2$

H: $w = -0,06 / -1,18 \text{ KN/m}^2$

J: $w = 0,36 / 0,08 \text{ KN/m}^2$

I: $w = -0,12 / -0,64 \text{ KN/m}^2$

*διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$

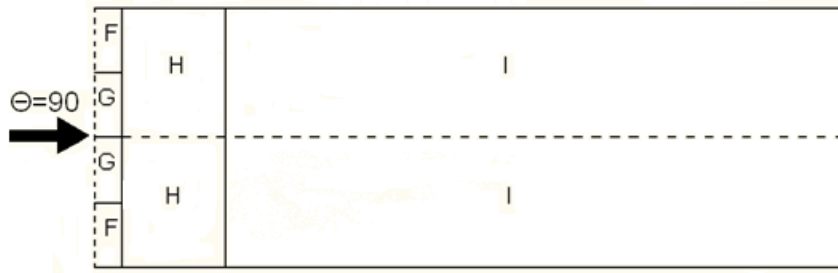


A: $w = -2,76 \text{ KN/m}^2$

B: $w = -2,14 \text{ KN/m}^2$

C: $w = -1,68 \text{ KN/m}^2$

E: $w = -1,37 \text{ KN/m}^2$



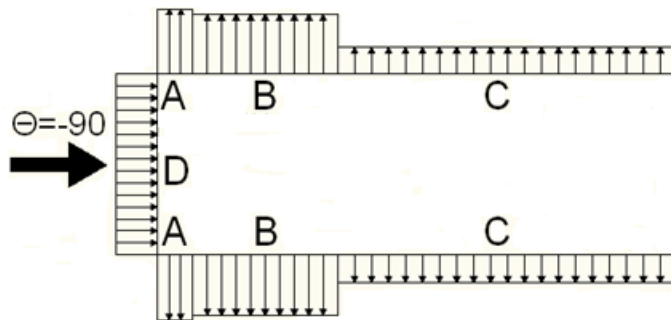
F: $w = -3,93 \text{ KN/m}^2$

G: $w = -3,67 \text{ KN/m}^2$

H: $w = -2,67 \text{ KN/m}^2$

I: $w = -2,49 \text{ KN/m}^2$

• διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$

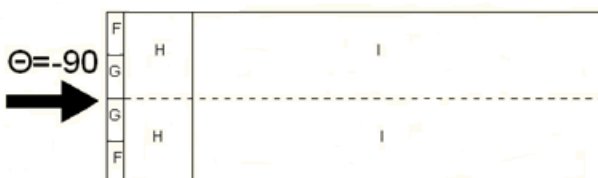


A: $w = -1,51 \text{ KN/m}^2$

B: $w = -0,89 \text{ KN/m}^2$

C: $w = -0,43 \text{ KN/m}^2$

D: $w = 1,43 \text{ KN/m}^2$



F: $w = -2,93 \text{ KN/m}^2$

G: $w = -2,64 \text{ KN/m}^2$

H: $w = -1,64 \text{ KN/m}^2$

I: $w = -1,49 \text{ KN/m}^2$

Κλειστή πόρτα

•Διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^0$

$e=42,1\text{m}$, $h/d=0,6$ $A=8,42\text{m}$ $B=25,58\text{m}$

A: $c_{pe,10}=-1,2$ και $c_{pe,1}=-1,4$

B: $c_{pe,10}=-0,8$ και $c_{pe,1}=-1,1$

D: $c_{pe,10}=0,77$ και $c_{pe,1}=1$

E: $c_{pe,10}=-0,47$ και $c_{pe,1}=-0,47$

Τμήμα F: $e/10=10,53\text{m}$ και $e/4=4,2\text{m}$

Τμήμα G: $b-e/2=68,95\text{m}$

Τμήμα H: $d/2-e/10=6,47\text{m}$

Τμήμα J: $e/10=4,21\text{m}$

Τμήμα I: $6,47\text{m}$

Για γωνία κλίσης της στέγης $\alpha=\arctan(2/17)=8,5^0$ είναι:

F: $c_{pe,10}=-1,42/0,07$ και $c_{pe,1}=-2,32/0,07$

G: $c_{pe,10}=-1,06/0,07$ και $c_{pe,1}=-1,82/0,07$

H: $c_{pe,10}=-0,49/0,07$ και $c_{pe,1}=-0,89/0,07$

J: $c_{pe,10}=-0,53/-0,39$ και $c_{pe,1}=-0,53/-0,39$

I: $c_{pe,10}=-0,22/-0,39$ και $c_{pe,1}=-0,40/-0,39$

•Διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^0$

$e=34\text{m}$, $h/d=0,227$, $A=6,8\text{m}$, $B=27,2\text{m}$, $C=56\text{m}$

A: $c_{pe,10}=-1,2$ και $c_{pe,1}=-1,4$

B: $c_{pe,10}=-0,8$ και $c_{pe,1}=-1,11$

C: $c_{pe,10}=-0,5$ και $c_{pe,1}=-0,5$

D: $c_{pe,10}=-0,7$ και $c_{pe,1}=1,0$

E: $c_{pe,10}=-0,3$ και $c_{pe,1}=-0,3$

$$F=e/4=8,5\text{m και } F=e/10=3,4\text{m}$$

$$H=d/2-e/10=41,6\text{m}$$

Για κλίση της στέγης $\alpha=8,5^0$ και διεύθυνση ανέμου 90^0 προκύπτει:

$$F: c_{pe,10}=-1,49 \text{ και } c_{pe,1}=-2,12$$

$$G: c_{pe,10}=-1,3 \text{ και } c_{pe,1}=-2$$

$$H: c_{pe,10}=-0,66 \text{ και } c_{pe,1}=-1,2$$

$$I: c_{pe,10}=-0,56 \text{ και } c_{pe,1}=-0,56$$

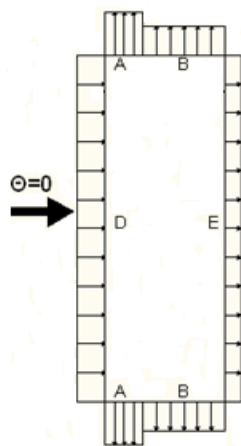
Ομοίως και για διεύθυνση ανέμου $\Theta=-90^0$.

Δεν υπάρχει καθοριστική πλευρά και επειδή θεωρείται μη επαρκής η εκτίμηση του μ ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης θεωρείται επί το δυσμενέστερο $c_{pi}=-0,3$.

Η εξωτερικές πιέσεις είναι πάλι $w_e=1,55 \times c_{pe} \text{KN/m}^2$ ενώ οι εσωτερικές πιέσεις λαμβάνονται: $w_i=1,55 \times (-0,3)=0,465 \text{KN/m}^2$.

Τελικές πιέσεις για κλειστή πόρτα

• Διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^0$

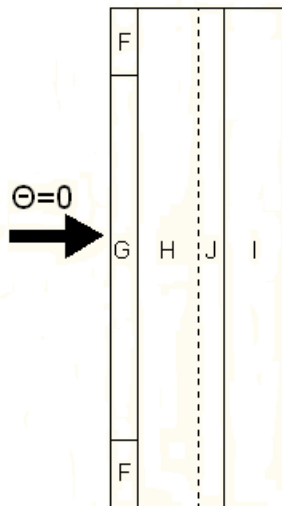


$$A: w=-1,40 \text{KN/m}^2$$

$$B: w=-0,77 \text{KN/m}^2$$

$$D: w=1,66 \text{KN/m}^2$$

$$E: w=0 \text{KN/m}^2$$



F: $w = -1,74/0,58 \text{KN/m}^2$

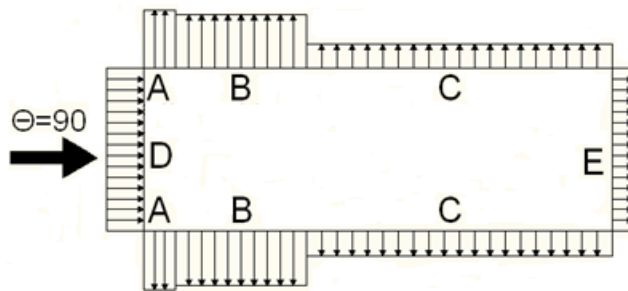
G: $w = -1,17/0,58 \text{KN/m}^2$

H: $w = -0,29/0,58 \text{KN/m}^2$

J: $w = -0,35/1,07 \text{KN/m}^2$

I: $w = 0,13/1,07 \text{KN/m}^2$

• Διεύθυνση ανέμου $\Theta = 90^\circ$



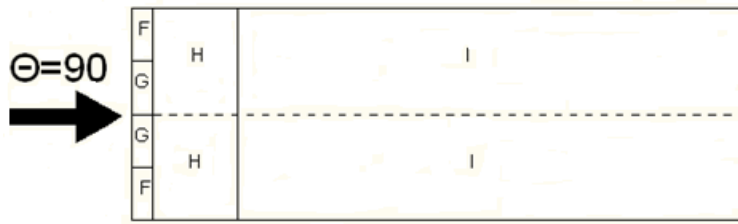
A: $w = -1,39 \text{KN/m}^2$

B: $w = -0,77 \text{KN/m}^2$

C: $w = -0,31 \text{KN/m}^2$

D: $w = 1,66 \text{KN/m}^2$

E: $w = 0 \text{KN/m}^2$



$$F: w = -1,83 \text{ KN/m}^2$$

$$G: w = -1,55 \text{ KN/m}^2$$

$$H: w = -0,55 \text{ KN/m}^2$$

$$I: w = -0,4 \text{ KN/m}^2$$

Για διεύθυνση ανέμου $\Theta = -90^\circ$ τα φορτία ανέμου είναι τα ίδια με την περίπτωση όπου $\Theta = 90^\circ$.

3.7 Σεισμικά Φορτία

Η Ελλάδα βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές δονήσεις. Κατατάσσονται στις τυχαματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχαματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με δράσεις λόγω ανέμου. Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται από την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A , η οποία σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δυο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μια κατακόρυφη συνιστώσα, στατικά ανεξάρτητες μεταξύ τους. Καθορίζονται δε με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης, σε όρους επιτάχυνσης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Το βιομηχανικό κτίριο θα μελετηθεί με τη φασματική σεισμική μέθοδο, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8. Το κτίριο βρίσκεται στην ζώνη επικινδυνότητας II, η οποία χαρακτηρίζεται από σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A = 0,24g$. Η κατηγορία σπουδαιότητας βιομηχανικά κτίρια είναι $\gamma_1 = 1$, η ποιότητα του εδάφους ανήκει στην

κατηγορία Β που αντιστοιχεί σε περιόδους $T_1=0,15\text{sec}$ και $T_2=0,6\text{sec}$. Ο συντελεστής συμπεριφοράς για κτίρια από χάλυβα είναι:

Κατά Χ (πλαισιακή λειτουργία), $q=4$

Κατά Υ έχουμε διαγώνιους συνδέσμους, $q=3$

Το ποσοστό απόσβεσης για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις είναι $\zeta=4\%$
→ διορθωτικός συντελεστής $n=\sqrt{(7/(n+2))}=1.08$

Με βάση όλες τις παραπάνω παραδοχές έχουμε το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού:

$0 < T < T_1$:

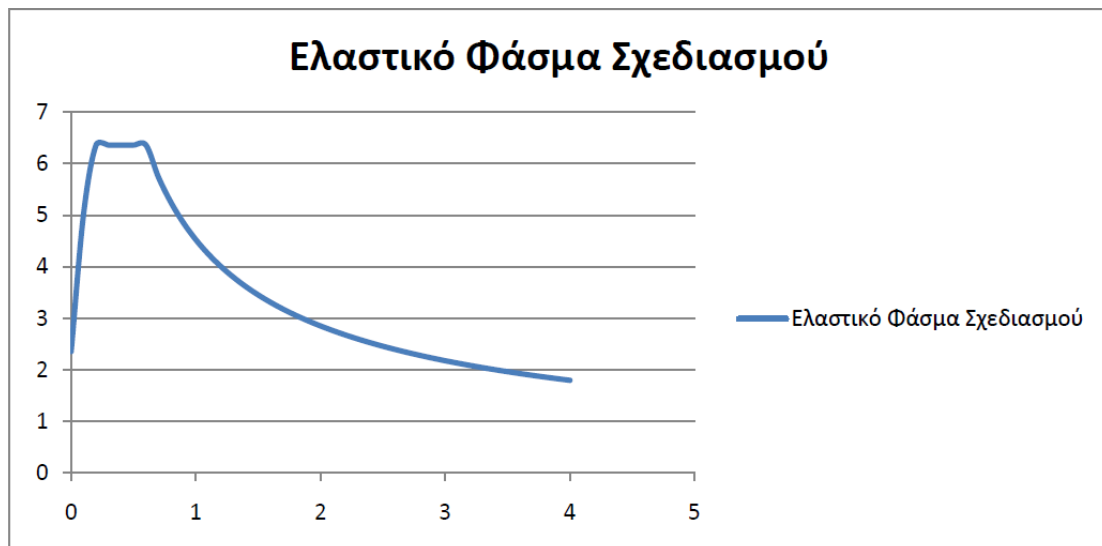
$$\Phi_d(T) = 1 \times 0,24 \times 9,81 \times [1 + (T/0,15) \times (1,08 \times 1 \times 2,5/3 - 1)]$$

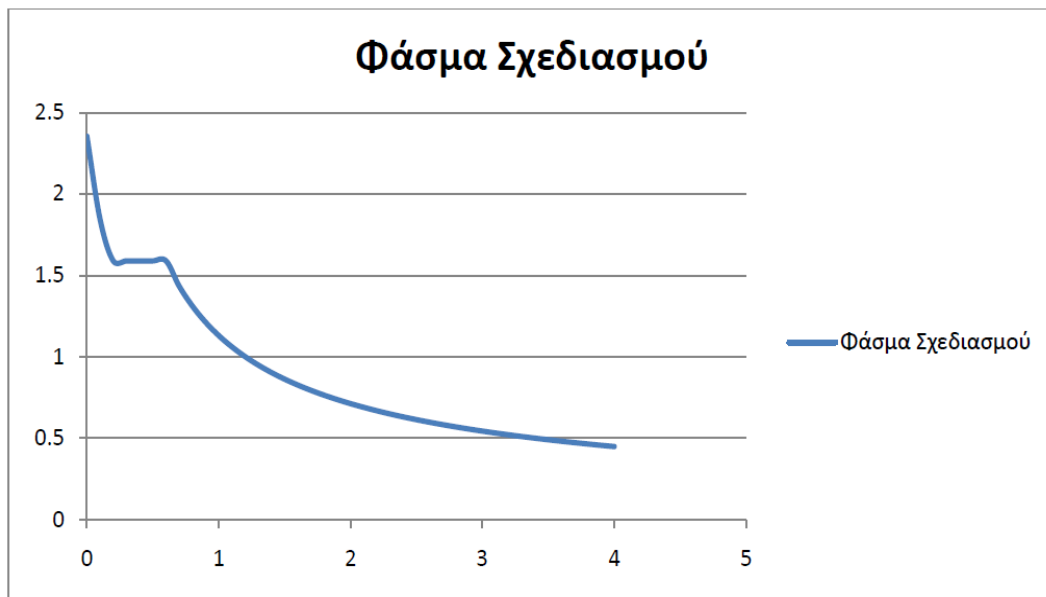
$T_1 \leq T \leq T_2$:

$$\Phi_d(T) = 1 \times 0,24 \times 9,81 \times 1,08 \times 1 \times 2,5/3$$

$T_2 \leq T$:

$$\Phi_d(T) = 1 \times 0,24 \times 9,81 \times 1,08 \times 1 \times 2,5/3 \times (0,6/T)^{2/3}$$



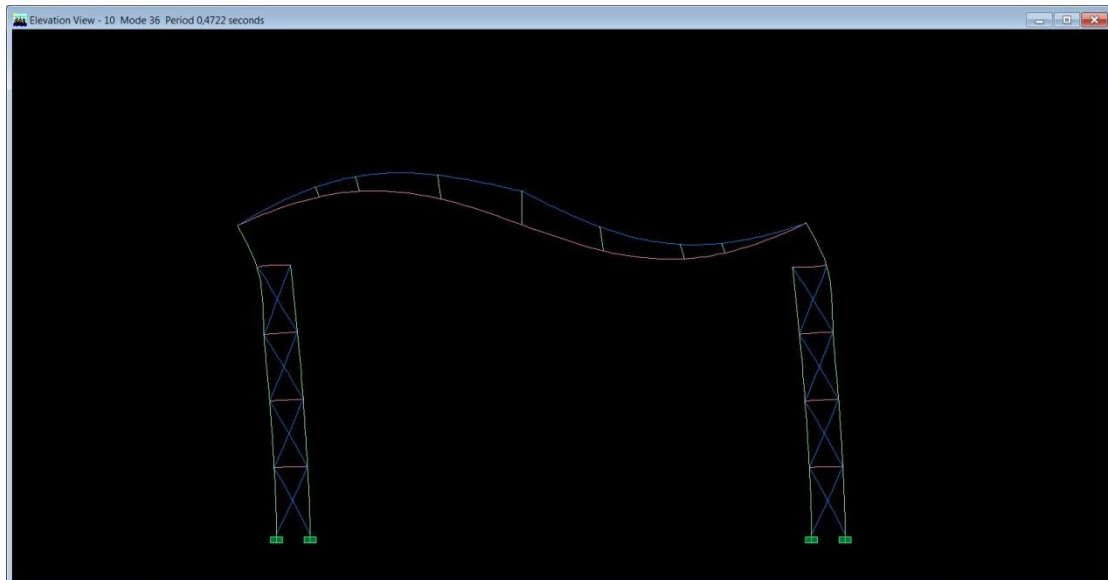


Αφού ορίστηκαν στο πρόγραμμα οι συνιστώσες E_X, E_Y, E_Z και εφαρμόστηκε ο κανόνας της απλής τετραγωνικής επαλληλίας, $SRSS$, προσδιορίστηκαν οι 72 πρώτες ιδιομορφές του φορέα έτσι ώστε να ενεργοποιηθεί το 90% της δρώσας μάζας κατά X και κατά Y .

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	9,182561	0	0,7126	0	0	0,7126
2	3,787211	0	0	0	0	0,7126
3	3,787205	0	0	0	0	0,7126
4	3,561994	0	0,7209	0	0	1,4335
5	3,561934	0	0,0037	0	0	1,4371
6	3,38869	0	0	0	0	1,4371
7	3,388656	0	0	0	0	1,4371
8	3,296349	0	11,6369	0	0	13,0741
9	3,294877	0	0	0	0	13,0741
10	3,21367	0	0,0499	0	0	13,124
11	2,360385	0,0005	0	0	0,0005	13,124
12	2,332496	0	0	0	0,0005	13,124
13	2,312907	0,0206	0	0	0,0211	13,124
14	2,301787	0	0	0	0,0211	13,124
15	2,296658	0,7488	0	0	0,7699	13,124
16	2,13007	0	0,0099	0	0,7699	13,1339
17	1,744154	0	0,0023	0	0,7699	13,1361
18	1,588384	0	0,0004	0	0,7699	13,1365
19	1,143693	0	0,1192	0	0,7699	13,2558
20	0,738381	0	0	0	0,7699	13,2558
21	0,738356	0	0	0	0,7699	13,2558
22	0,71696	0	0	0	0,7699	13,2558
23	0,716713	0,0015	0	0	0,7714	13,2558
24	0,694773	0,0006	0	0	0,772	13,2558
25	0,694597	0	0	0	0,772	13,2558
26	0,681948	0	0,0002	0	0,772	13,256
27	0,679252	0,0022	0	0	0,7742	13,256
28	0,565234	0	0	0	0,7742	13,256
29	0,565233	0	0	0	0,7742	13,256
30	0,550559	0	0,4046	0	0,7742	13,6605
31	0,550365	0	0	0	0,7742	13,6605
32	0,536578	0	0,0009	0	0,7742	13,6614
33	0,536562	0	0	0	0,7742	13,6614
34	0,532241	0	5,3831	0,0001	0,7742	19,0445
35	0,52884	0	0	0	0,7742	19,0445
36	0,472159	39,3213	0	0,002	40,0956	19,0445
37	0,443705	3,355	0,0004	0	43,4505	19,0449
38	0,438895	27,5774	0,0001	0,0003	71,028	19,045
39	0,424531	0,2578	0,0003	0	71,2857	19,0453
40	0,414855	1,5967	0,0003	0,0009	72,8824	19,0456
41	0,406968	0,4619	0,0062	0	73,3444	19,0518
42	0,382927	0,4533	0,0025	0,0046	73,7976	19,0543
43	0,380649	0,3404	0,262	0,0013	74,138	19,3163
44	0,379721	0,0063	11,4838	0,0018	74,1443	30,8001
45	0,37128	0,0029	0,0001	1,7529	74,1471	30,8002
46	0,36549	0,0027	0,0001	7,963	74,1498	30,8003
47	0,364777	0	0,1822	0,5135	74,1498	30,9825
48	0,3635	0	0,0233	6,2353	74,1498	31,0058
49	0,363242	0,0008	0	0,0021	74,1507	31,0058
50	0,362295	0,0386	0	0,0014	74,1893	31,0059
51	0,355067	0,0002	0,1487	0,0144	74,1894	31,1545

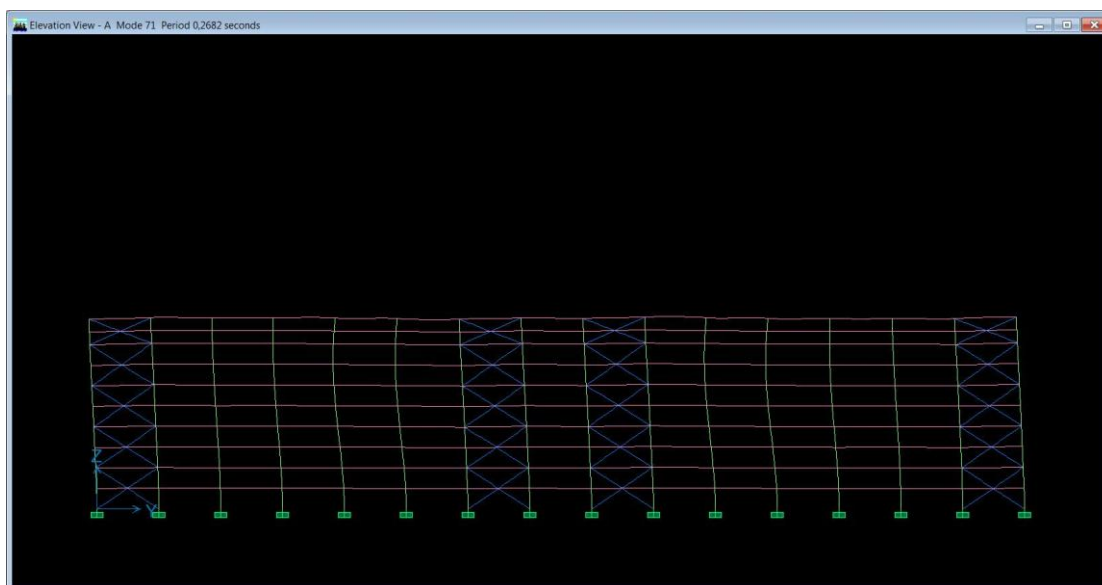
47	0,364777	0	0,1822	0,5135	74,1498	30,9825
48	0,3635	0	0,0233	6,2353	74,1498	31,0058
49	0,363242	0,0008	0	0,0021	74,1507	31,0058
50	0,362295	0,0386	0	0,0014	74,1893	31,0059
51	0,355067	0,0002	0,1487	0,0144	74,1894	31,1545
52	0,354807	0	0,0012	0	74,1895	31,1557
53	0,354388	0,0458	0	0	74,2352	31,1558
54	0,35111	0	0,0001	9,5485	74,2353	31,1558
55	0,350848	0	0,0239	0,0144	74,2353	31,1798
56	0,343919	0,0002	0,0012	0,0036	74,2355	31,181
57	0,343706	0	0,0184	0	74,2355	31,1994
58	0,336135	0,0002	0,0067	0,3039	74,2357	31,2061
59	0,336061	0	0,0034	0,0811	74,2357	31,2095
60	0,331618	0	0,0001	0,0002	74,2357	31,2095
61	0,331571	0,0001	0,0008	0,0015	74,2358	31,2103
62	0,306038	6,1065	0,0016	0,0449	80,3423	31,212
63	0,304068	0,0001	10,8345	1,068	80,3425	42,0465
64	0,29702	0,0021	0,0068	0,0149	80,3445	42,0533
65	0,289241	1,0916	0,0001	0	81,4361	42,0534
66	0,289106	6,7325	0	0	88,1686	42,0534
67	0,287997	0,5311	0,0001	0,0001	88,6997	42,0534
68	0,279001	0,0093	0,0005	0	88,709	42,0539
69	0,27721	1,7187	0	0,0008	90,4277	42,054
70	0,274083	0,0018	0,0324	0,0003	90,4296	42,0863
71	0,268233	0	25,6979	0,1671	90,4296	67,7842
72	0,26688	0,0006	22,9615	0,126	90,4302	90,7457

Η πρώτη ιδιομορφή που συγκεντρώνει το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας κατά την διεύθυνση X είναι η 36^η κατά σειρά με περίοδο $T=0,472\text{sec}$.



Σχ. 3.11 ιδιομορφή 36 για σεισμική καταπόνηση κατά την διεύθυνση X

Η πρώτη ιδιομορφή που συγκεντρώνει το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας κατά την διεύθυνση Y είναι η 71^η με περίοδο $T=0,268\text{sec}$.



Σχ.3.12 ιδιομορφή 71 για σεισμική καταπόνηση κατά την διεύθυνση Y

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Οι δράσεις οι οποίες επενεργούν στην κατασκευή,πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές(δυναμικούς για την γερανογέφυρα και κατόπιν επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ),συνδυάζονται μεταξύ τους κατάλληλα μέσω συντελεστών συνδυασμού ψ ,για κάθε μία από τις 2 οριακές καταστάσεις και εφαρμόζονται στον φορέα.Προφανώς,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 κριτηρία σχεδιασμού.Διακρίνονται δε σε,οριακές καταστάσεις αστοχίας και οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.

Οι διάφορες δράσεις διακρίνονται σε:

- Μόνιμες δράσεις(ιδία βάρη κατασκευής,λοιπά μόνιμα φορτία)
- Μεταβλητές δράσεις(ωφέλιμα φορτία,χιόνι,άνεμος κλπ)

- Τυχηματικές δράσεις
- Σεισμικές δράσεις

Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα τιμές ασφαλείας των δράσεων συνοψίζονται στον πίνακα 4.13.

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

Πιν. 4.13 επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Επειδή η πιθανότητα να ενεργήσουν ταυτόχρονα οι μέγιστες τιμές των δράσεων είναι μικρή, εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ . Αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της δράσης, στην εξεταζόμενη κατάσταση, που έχει πιθανότητα χρονικής ταύτισης με τις υπόλοιπες δράσεις που εξετάζονται. Στον πίνακα 4.14 δίνονται οι συντελεστές ψ όπως προτείνονται από τον Ευρωκώδικα.

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6

Κατηγορία Ε: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων	0,7	0,7	0,6
$30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Η: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN1991-1-3)			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε ύψος $H > 1000\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

Πίν. 4.14 συντελεστές ψ για τα κτίρια

Όσον αφορά τα φορτία της γερανογέφυρας, ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ λαμβάνεται ίσος με 1,35 τόσο για τις μόνιμες δράσεις (ίδιο βάρος), όσο και για τις μεταβλητές (ανυψούμενο φορτίο). Στους τυχηματικούς συνδυασμούς ο συντελεστής γ λαμβάνεται $\gamma=1,00$, όταν κρίνεται ότι η παρουσία της γερανογέφυρας είναι ευμενής για κάποια φέροντα στοιχεία ο συντελεστής γ θα λαμβάνεται ίσος με 0. Για τους συντελεστές συνδυασμού των δράσεων θα ληφθούν οι τιμές: $\psi_0=1,00$ και $\psi_1=0,90$. Ο συντελεστής ψ_2 λαμβάνεται ως ο λόγος των μόνιμων προς τις συνολικές δράσεις της γερανογέφυρας: $\psi_2=267,1/659,4=0,4$.

Τα φορτία που εφαρμόζονται στην προς μελέτη κατασκευή είναι:

Δμόνιμα φορτία

→ ίδιο βάρος κατασκευής (G): συντελεστές ασφαλείας $\gamma_g=1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_g=1,00$ (ευμενής φόρτιση)

→επικάλυψη (E): $0,15\text{KN/m}^2$ λόγω επικάλυψης και $0,15\text{KN/m}^2$ λόγω μηχανολογικού εξοπλισμού με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_g=1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_g=1,00$ (ευμενής φόρτιση).

Δκινητά φορτία

→χιόνι (S): $0,64\text{KN/m}^2$ με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_q=1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_q=0,00$ (ευμενής φόρτιση) και οι συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=0,5$ $\psi_1=0,2$ και $\psi_2=0,3$ (μη βατή στέγη)

→άνεμος (W): συντελεστές ασφαλείας $\gamma_q=1,50$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_q=0,00$ (ευμενής φόρτιση) και συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=0,6$ $\psi_1=0,2$ $\psi_2=0,0$.Ο κάθε συνδυασμό φορτίσεως,θα γίνεται για κάθε μία περίπτωση φόρτισης ανέμου,δηλαδή για ανοικτές και κλειστές πόρτες και για διεύθυνση ανέμου $0^0,90^0,180^0,270^0$.

→θερμοκρασία (T): $\pm 20^0\text{C}$ με συντελεστές ασφαλείας $\gamma_q=1,5$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_q=0,00$ (ευμενής φόρτιση) και συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=1,00$ $\psi_1=0,9$ $\psi_2=0,8$ (κατηγορία κτιρίου E,αποθηκευτικοί χώροι)

Δγερανογέφυρα (C): συντελεστές ασφαλείας $\gamma_q=1,35$ (δυσμενής φόρτιση) και $\gamma_q=1,00$ (ευμενής φόρτιση) και συντελεστές συνδυασμού $\psi_0=1,0$ $\psi_1=0,9$ $\psi_2=0,4$.

4.1 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας ULS είναι:

ΔΔυσμενής συνδυασμός με βασικό μεταβλητό φορτίο:

•ωφέλιμο φορτίο:

$$1,35G+1,5Q+1,5X0,5S+1,5X0,6W+1,5X0,6T+1,35X1,00C$$

•χιόνι:

$$1,35G+1,5X1,00Q+1,5S+1,5X0,6W+1,5X0,6T+1,35W1,00C$$

•άνεμο:

$$1,35G+1,5X1,00Q+1,5X0,5S+1,5W+1,5X0,6T+1,35X1,00C$$

•θερμοκρασία:

$$1,35G+1,5X1,00Q+1,5X0,5S+1,5X0,6W+1,5T+1,35X1,00C$$

•γερανογέφυρα:

$$1,35G+1,5X1,00Q+1,5X0,5S+1,5X0,6W+1,5X0,6T+1,35C$$

◇Ευμενής συνδυασμός

$$1,00G+1,00C$$

◇Σεισμικός συνδυασμός

$$G+0,3Q+1,0E$$

Όπου, E =εντατικό μέγεθος από τον σεισμό σχεδιασμού $\rightarrow E=\sqrt{E_X^2+E_Y^2+E_Z^2}$ σύμφωνα με την μέθοδο SRSS.

4.2 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας SLS:

◇Χαρακτηριστικός συνδυασμός με βασικό μεταβλητό φορτίο:

•ωφέλιμο φορτίο

$$G+Q+0,6W+0,6T+1,00C$$

•χιόνι:

$$G+Q+0,6W+0,6T+1,00C$$

•άνεμο:

$$G+Q+W+0,6T+1,00C$$

•γερανογέφυρα:

$$G+Q+0,6W+0,6T+C$$

Οι παραπάνω συνδυασμοί θα επαναληφθούν για αρνητική και θετική θερμοκρασία, για ανοικτές και κλειστές πόρτες, για όλες τις διευθύνσεις ανέμου και για τις διάφορες περιπτώσεις εφαρμογής των φορτίων της γερανογέφυρας.

Η γερανογέφυρα τοποθετήθηκε σε μια θέση στο 8⁰ πλαίσιο, όπου η ρόδα της βρίσκεται ακριβώς πάνω στο υποστύλωμα από το οποίο αναρτάται η δοκός κυλίσεως. Το φορείο βρίσκεται προς την μια πλευρά. Για την θέση αυτή υπολογίστηκαν τα φορτία και ενσωματώθηκαν το μεν ίδιο βάρος της στα μόνιμα, τα

κινητά που αντιστοιχούσαν στους δυναμικούς συνδυασμούς της γερανογέφυρας στα αντίστοιχα LIVE1 και LIVE2 του φορέα.

Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω θεωρήθηκαν οι παρακάτω συνδυασμοί φορτίσεων:

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	DEAD	LIVE1	LIVE2	SNOW	WIND	T	E
ULS1	1,35	1,5	-	0,75	0,9	0,9	-
ULS2	1,35	1,5	-	1,5	0,9	0,9	-
ULS3	1,35	1,5	-	0,75	1,5	0,9	-
ULS4	1,35	1,5	-	0,75	0,9	1,5	-
ULS5	1,35	-	1,5	0,75	0,9	0,9	-
ULS6	1,35	-	1,5	1,5	0,9	0,9	-
ULS7	1,35	-	1,5	0,75	1,5	0,9	-
ULS8	1,35	-	1,5	0,75	0,9	1,5	-
ULS9	1	0,4	-	0,3	-	-	1
ULS10	1	-	0,4	0,3	-	-	1

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ	DEAD	LIVE1	LIVE2	SNOW	WIND	T
SLS1	1	1	-	0,5	0,6	0,6
SLS2	1	1	-	1	0,6	0,6
SLS3	1	1	-	0,5	1	0,6
SLS4	1	1	-	0,5	0,6	1
SLS5	1	-	1	0,5	0,6	0,6
SLS6	1	-	1	1	0,6	0,6
SLS7	1	-	1	0,5	1	0,6
SLS8	1	-	1	0,5	0,6	1

Ονομασία συμβολισμών:

DEAD:ίδιο βάρος κατασκευής και επικάλυψης

LIVE1:ωφέλιμο φορτίο γερανογέφυρας για τον δυναμικό συνδυασμό1 αυτής

LIVE2:ωφέλιμο φορτίο γερανογέφυρας για τον δυναμικό συνδυασμο5 αυτής

SNOW: φορτίου χιονιού

T: θερμοκρασιακή μεταβολή,σε κάθε συνδυασμό μπαίνει και από μια φορά η αρνητική και η θετική τιμή της θερμοκρασίας.

WIND: φορτίο ανέμου,σε κάθε συνδυασμό μπαίνει και από μια φορά οι ξεχωριστές φορτίσεις ανέμου όπως προσδιορίστηκαν προηγουμένως.

E: $\sqrt{E_x^2+E_y^2+E_z^2}$ φορτίο σεσμού με την μέθοδο SRSS.

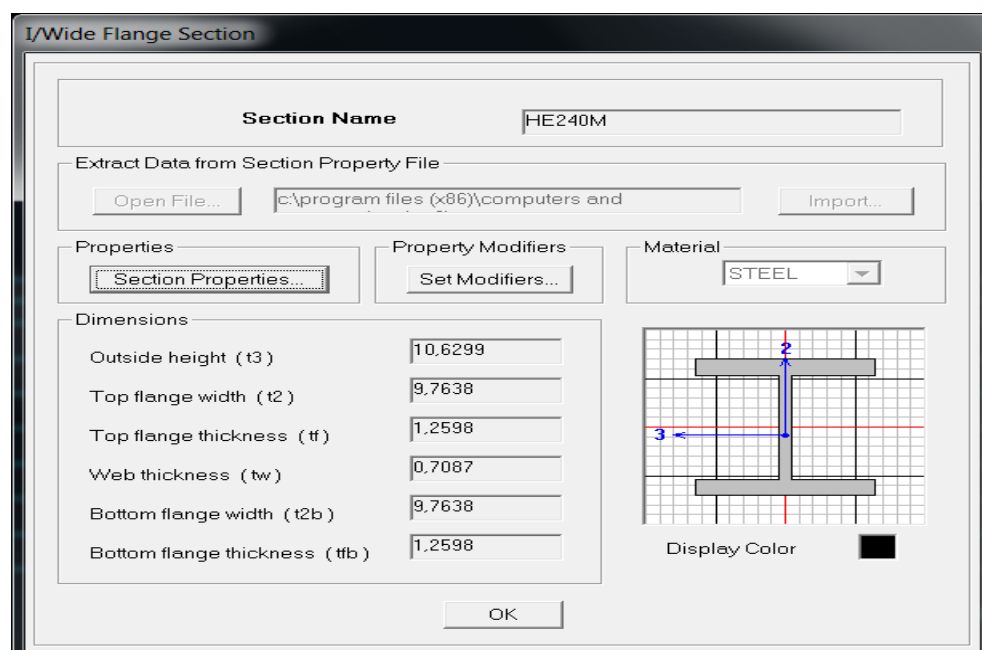
Για λόγους οικονομίας δεν παρουσιάστηκαν όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων για όλες τις φορτίσεις,όπως αυτές του ανέμου και της θερμοκρασίας,με τις επιμέρους περιπτώσεις τους.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Διαστασιολόγηση μελών μέσω προγράμματος

5.1 Σύνθετο υποστύλωμα πλαισίου

Επιλέξαμε διατομή HEM 240



EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary For Combo and Station)
 Level: STORY1 Element: C89 Station Loc: 0,000 Section ID: HE240M
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=16,000
 A=0,020 I22=8,153E-05 I33=2,429E-04 Wp122=0,001 Wp133=0,002
 We122=0,575E-04 We133=0,002 i22=0,064 i33=0,110
 E=210000000,00 fy=355000,000
 RLLF=0,400

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,936 = 0,879 + 0,007 + 0,049

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo COMB34	-1475,896	4,865	15,985	6,772	4,134

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

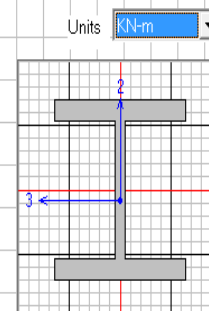
	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	1475,896	1678,653	6454,545	6368,533	1678,653

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	4,865	683,214	683,214	633,568
Minor Bending	15,985	324,664	324,664	

	K	L	k	kIt	C1
Major Bending	1,000	0,125	1,000	0,897	2,700
Minor Bending	2,062	0,250	1,000		

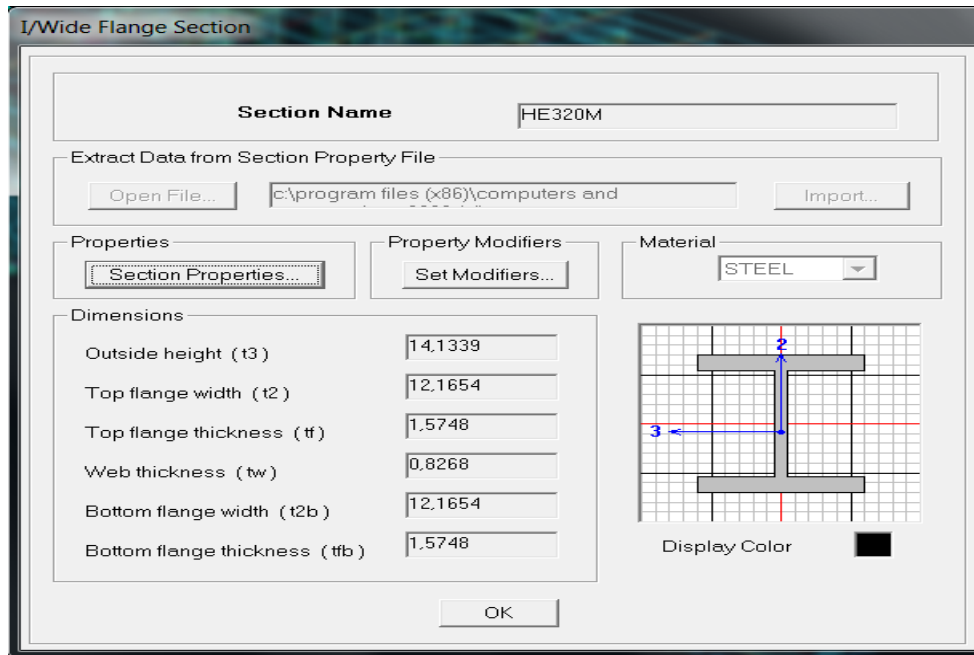
SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	6,772	905,548	0,007
Minor Shear	4,134	2464,481	0,002



5.2 Μονό υποστύλωμα πλαισίου

Διατομή HEM 320



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : COMB6							Units KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 53	Design Sect: HE320M						
X Mid : 0,000	Design Type: Column						
Y Mid : 42,000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 17,250	Sect Class : Class 1						
Length : 2,500	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 2,500	RLLF : 1,000						
Area : 0,031	SMajor : 0,004	rMajor : 0,148	AMMajor: 0,008				
IMajor : 6,813E-04	SMInor : 0,001	rMInor : 0,079	AMInor: 0,021				
IMInor : 1,971E-04	ZMajor : 0,004	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMInor : 0,002	Fy : 235000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
2,500	186,356	-780,455	-0,516	216,593	1,697	-5,112	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.2.1)	0,775	= 0,025	+ 0,749	+ 0,001	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	186,356	6764,307	7332,000	6764,307	6827,924		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	-780,455	1042,225	1042,225	1042,225			
Minor Moment	-0,516	458,485	458,485				
	K Factor	L Factor	k	kzy	kyz	C1 Factor	
Major Moment	2,269	1,000	0,731	0,935		1,488	
Minor Moment	1,000	1,000	0,546		0,327		
SHEAR DESIGN							
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	216,593	1022,871	0,212	OK	0,000		
Minor Shear	1,697	2794,953	0,001	OK	0,000		

5.3 Δοκοί στέγης

Διατομή HEA 550

I/Wide Flange Section

Section Name HE550A


Extract Data from Section Property File

Open File... c:\program files (x86)\computers and Import...

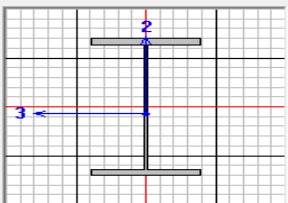
Properties: Section Properties... Property Modifiers: Set Modifiers... Material: STEEL

Dimensions:

Outside height (t3)	21.2598
Top flange width (t2)	11.811
Top flange thickness (tf)	0.9449
Web thickness (tw)	0.4921
Bottom flange width (t2b)	11.811
Bottom flange thickness (tfb)	0.9449

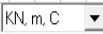
Display Color 

OK



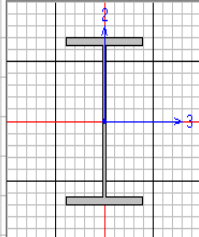
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : COMB6
Units : KN, m, C

Units 

Frame : 1001	Design Sect: HE550A
X Mid : 0,500	Design Type: Brace
Y Mid : 24,000	Frame Type : Braced Frame
Z Mid : 19,500	Sect Class : Class 1
Length : 17,117	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 0,000	RLLF : 1,000

Area : 0,021	SMajor : 0,004	rMajor : 0,230	AUMajor: 0,007
IMajor : 0,001	SMInor : 7,213E-04	rMInor : 0,071	AUMInor: 0,012
IMInor : 1,082E-04	ZMajor : 0,005	E : 210000000,00	
Ixy : 0,000	ZMInor : 0,001	Fy : 235000,000	



STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	319,735	892,070	4,900	182,442	1,821	-0,039

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2.1)	0,904	= 0,064	+ 0,821	+ 0,019	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	319,735	4673,945	4982,000	4673,945	4682,775

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	892,070	1086,170	1086,170	1086,170
Minor Moment	4,900	260,145	260,145	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	0,571	1,017	0,964		1,000
Minor Moment	1,000	0,143	1,009		0,605	

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	182,442	915,822	0,199	OK	0,000
Minor Shear	1,821	1628,128	0,001	OK	0,000

5.4 Τεγίδες

Διατομή IPE 180

I/Wide Flange Section

Section Name IPE180

Section Notes

Extract Data from Section Property File

c:\program files (x86)\computers and

Properties

Property Modifiers

Material + steel

Dimensions

Outside height (t3) 0,18

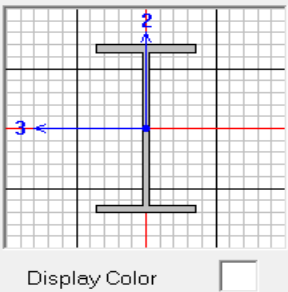
Top flange width (t2) 0,091

Top flange thickness (tf) 8,000E-03

Web thickness (tw) 5,300E-03

Bottom flange width (t2b) 0,091

Bottom flange thickness (tfb) 8,000E-03



EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)

Level: STORY3 Element: B24 Station Loc: 3,000 Section ID: IPE180

Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

Units

L=6,000

A=0,002 I22=1,010E-06 I33=1,317E-05 Wp122=3,460E-05 Wp133=1,660E-04

We122=2,220E-05 We133=1,463E-04 i22=0,021 i33=0,074

E=210000000,00 Fy=235000,000

RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,886 = 0,561 + 0,318 + 0,008

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	U2	U3
Combo COMB18	-27,021	4,761	-0,055	-1,230	0,019

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

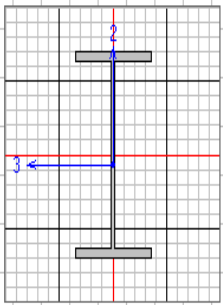
	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	27,021	48,180	510,591	389,737	48,180

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	4,761	35,464	35,464	12,231
Minor Bending	0,055	7,392	7,392	

	K	L	k	kit	C1
Major Bending	1,000	0,993	1,000	0,817	1,000
Minor Bending	1,000	0,993	1,000		

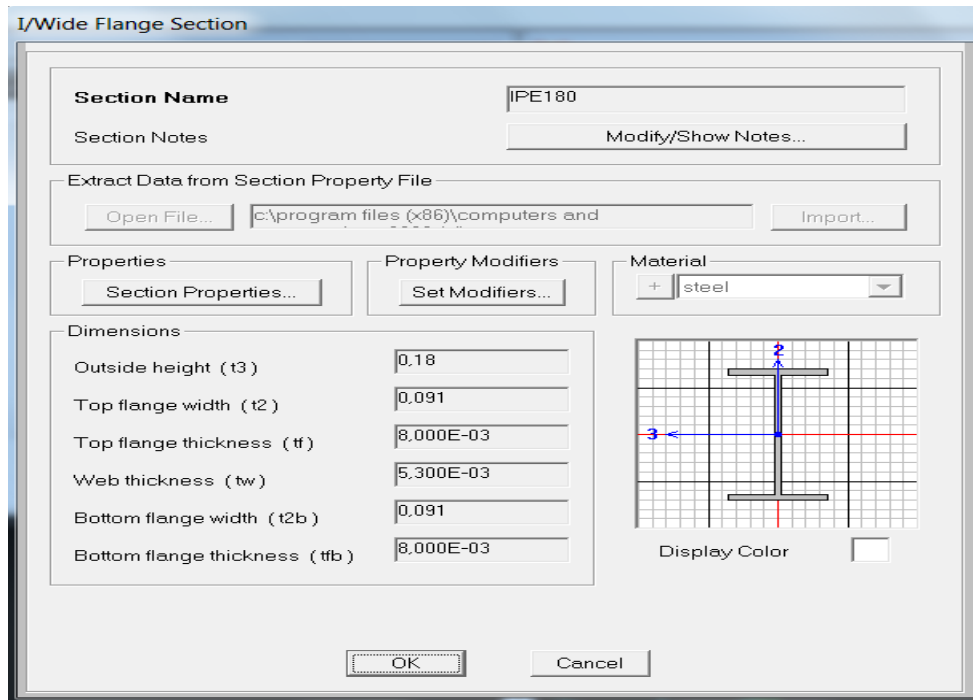
SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	1,230	117,669	0,010
Minor Shear	0,019	149,656	0,000



5.5 Μηκίδες

Διατομή IPE 180



EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
 Level: STORY1 Element: B13 Station Loc: 3,000 Section ID: IPE160
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=6,000
 A=0,002 I22=0,000 I33=8,690E-06 Wp122=2,610E-05 Wp133=1,240E-04
 We122=1,666E-05 We133=1,086E-04 i22=0,018 i33=0,066
 E=210000000,00 fy=235000,000
 RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,975 = 0,926 + 0,000 + 0,048

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	COMB30	P	M33	M22	U2	U3
		-30,093	-0,011	0,268	0,004	-0,402

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

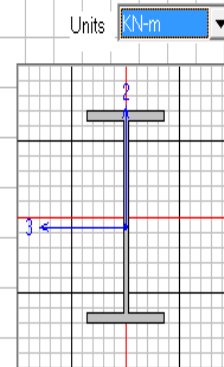
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Mb33.Rd	Mb22.Rd
	30,093	32,497	429,409	294,293	32,497

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,011	26,491	26,491	8,581
Minor Bending	0,268	5,576	5,576	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1,000	1,000	1,000	0,645	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,004	98,674	3,799E-05
Minor Shear	0,402	124,741	0,003



5.6 Ελκυστήρας

Διατομή TUBO 90X90X8

Box/Tube Section

Section Name TUBO90X90X8

Section Notes

Extract Data from Section Property File

c:\program files (x86)\computers and

Properties

Property Modifiers

Material steel

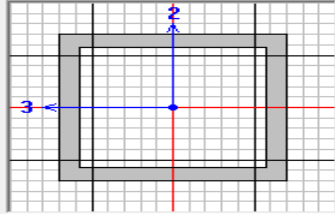
Dimensions

Outside depth (t3)

Outside width (t2)

Flange thickness (tf)

Web thickness (tw)



Display Color

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

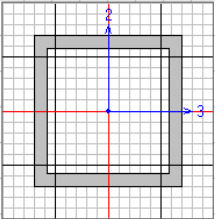
Combo : COMB3

Units : KN, m, C

Units

Frame : 106	Design Sect: TUBO90X90X8
X Mid : 17,000	Design Type: Beam
Y Mid : 18,000	Frame Type : Braced Frame
Z Mid : 18,500	Sect Class : Class 1
Length : 34,000	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 19,429	RLLF : 1,000

Area : 0,003	SMajor : 6,598E-05	rMajor : 0,034	AMMajor : 0,001
IMajor : 2,969E-06	SMinor : 6,598E-05	rMinor : 0,034	AMMinor : 0,001
IMinor : 2,969E-06	ZMajor : 8,094E-05	E : 210000000,00	
Ixy : 0,000	ZMinor : 8,094E-05	Fy : 235000,000	



STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
19,429	534,221	0,003	-5,951E-05	8,328E-05	0,000	0,000	

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.2.1)	0,867	= 0,866	+ 0,000	+ 0,000	0,950	OK	

AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	534,221	5,222	616,640	60,895	5,222	

MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	0,003	19,021	19,021	19,021		
Minor Moment	-5,951E-05	19,021	19,021			

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	0,286	8,018	-12,639		1,000
Minor Moment	1,000	1,000	82,837		49,702	

SHEAR DESIGN					
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	8,328E-05	195,375	0,000	OK	0,000
Minor Shear	0,000	195,375	0,000	OK	0,000

5.7 Στοιχεία δικτύωματος σύνθετου υποστυλώματος Διατομή HEA

I/Wide Flange Section

Section Name HE180A

Section Notes

Extract Data from Section Property File

c:\program files (x86)\computers and

Properties

Property Modifiers

Material + steel

Dimensions

Outside height (t3) 0,171

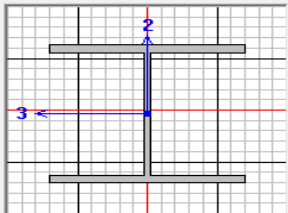
Top flange width (t2) 0,18


Top flange thickness (tf) 9,500E-03

Web thickness (tw) 6,000E-03

Bottom flange width (t2b) 0,18

Bottom flange thickness (tfb) 9,500E-03



Display Color 

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
 Level: STORY1 Element: D298 Station Loc: 4,472 Section ID: HE180A
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 3

L=4,472
 A=0,005 I22=9,250E-06 I33=2,510E-05 Wp122=1,560E-04 Wp133=3,250E-04
 We122=1,028E-04 We133=2,936E-04 i22=0,045 i33=0,074
 E=210000000,00 Fy=355000,000
 RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,764 = 0,248 + 0,488 + 0,028

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	COMB34	P	M33	M22	U2	U3
		-141,425	41,725	0,945	-25,182	-0,265

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

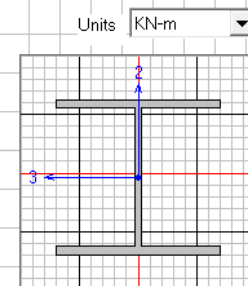
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
	141,425	571,385	1461,955	1357,840	571,385

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	41,725	94,742	94,742	82,583
Minor Bending	0,945	33,169	33,169	

	K	L	k	k1t	C1
Major Bending	1,000	0,500	1,000	0,966	1,886
Minor Bending	1,000	1,000	1,000		

SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	25,182	191,171	0,132
Minor Shear	0,265	531,031	0,000



5.8 Οριζόντιες δοκοί

Διατομή HEA 200

I/Wide Flange Section

Section Name HE200A

Section Notes

Extract Data from Section Property File

c:\program files (x86)\computers and

Properties

Property Modifiers

Material + steel

Dimensions

Outside height (t3)

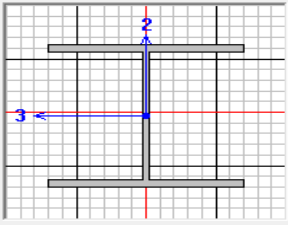
Top flange width (t2)

Top flange thickness (tf)

Web thickness (tw)

Bottom flange width (t2b)

Bottom flange thickness (tfb)



Display Color

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : COMB6

Units : KN, m, C

Frame : 174 Design Sect: HE200A

X Mid : 0,000 Design Type: Beam

Y Mid : 69,000 Frame Type: Moment Resisting Frame

Z Mid : 18,500 Sect Class: Class 2

Length : 6,000 Major Axis: 0,000 degrees counterclockwise from local 3

Loc : 3,000 RLLF : 1,000

Area : 0,005 SMajor: 3,886E-04 rMajor: 0,083 AMMajor: 0,001

IMajor: 3,692E-05 SMinor: 1,336E-04 rMinor: 0,050 AMMinor: 0,003

IMinor: 1,336E-05 ZMajor: 4,290E-04 E : 210000000,00

Ixy : 0,000 ZMinor: 2,040E-04 Fy : 235000,000

Units KN, m, C

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,000	-50,893	-12,114	15,623	0,000	0,000	0,000

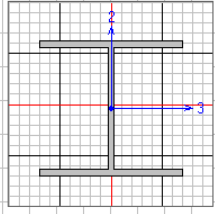
PNM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.62)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,576	= 0,102	+ 0,372	+ 0,102	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN					
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-50,893	501,259	1264,300	1264,300	501,259

MOMENT DESIGN					
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major Moment	-12,114	100,815	100,815	100,815	
Minor Moment	15,623	47,940	47,940		

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	1,023	0,986		1,000
Minor Moment	1,000	1,000	1,142		0,685	

SHEAR DESIGN					
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	0,000	167,561	0,000	OK	0,000
Minor Shear	0,000	452,258	0,000	OK	0,000



5.9 Οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας Διατομή L75x50x8


Angle Section

Section Name: L75X50X8
 Section Notes: Modify/Show Notes...

Extract Data from Section Property File
 Open File... c:\program files (x86)\computers and Import...

Properties: Section Properties...
 Property Modifiers: Set Modifiers...
 Material: + steel

Dimensions
 Outside vertical leg (t3): 0,075
 Outside horizontal leg (t2): 0,05
 Horizontal leg thickness (tf): 8,000E-03
 Vertical leg thickness (tw): 8,000E-03

Display Color: 

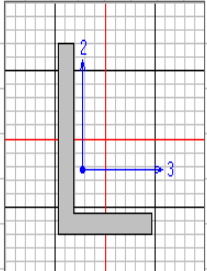
OK Cancel

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: KN, m, C

Combo : COMB6
 Units : KN, m, C

Frame : 1728	Design Sect: L75X50X8
X Mid : 2,429	Design Type: Braced
V Mid : 3,000	Frame Type : Braced Frame
Z Mid : 18,786	Sect Class : Class 3
Length : 7,741	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 3,870	RLLF : 1,000

Area : 9,413E-04	SMajor : 1,045E-05	rMajor : 0,024	AMajor: 6,000E-04
IMajor : 0,000	SMinor : 4,948E-06	rMinor : 0,014	AMinor: 4,000E-04
IMinor : 0,000	ZMajor : 1,898E-05	rMax : 0,025	E : 210000000,00
Ixy : 0,000	ZMinor : 9,224E-06	rMin : 0,011	Fy : 235000,000
Theta : 23,500			



STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,870	174,949	-47,947	5,067	0,000	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (6.2.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2.1)	0,844	= 0,791	+ 0,048	+ 0,005	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major Capacity	Nb22,Rd Minor Capacity
Axial	174,949	22,711	221,205	58,357	22,711

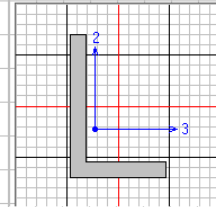
MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	-47,947	1000,000	1000,000	1000,000
Minor Moment	5,067	1000,000	1000,000	

5.10 Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Διατομή L75x50x8

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK								Units	KN, m, C
Combo : COMB6									
Units : KN, m, C									
Frame	: 1686	Design Sect:	L75X50X8						
X Mid	: 0,000	Design Type:	Brace						
V Mid	: 87,000	Frame Type :	Braced Frame						
Z Mid	: 2,000	Sect Class :	Class 3						
Length	: 7,211	Major Axis :	0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc	: 3,606	RLLF	: 1,000						
Area	: 9,413E-04	SMajor	: 1,045E-05	rMajor	: 0,024	AMMajor	: 6,000E-04		
IMajor	: 0,000	SMinor	: 4,948E-06	rMinor	: 0,014	AMMinor	: 4,000E-04		
IMinor	: 0,000	ZMajor	: 1,898E-05	rMax	: 0,025	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 9,224E-06	rMin	: 0,011	Fy	: 235000,000		
Theta	: 23,500								
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location		P	M33	M22	U2	U3	T		
3,606		153,820	0,540	15,221	0,000	0,000	0,000		
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation (6.2.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check			
	0,711	= 0,695	+ 0,000	+ 0,015	0,950	OK			
AXIAL FORCE DESIGN									
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor				
Axial	153,820	25,933	221,205	65,819	25,933				
MOMENT DESIGN									
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity					
Major Moment	0,540	1000,000	1000,000	1000,000					
Minor Moment	15,221	1000,000	1000,000						
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor			
Major Moment	1,000	0,500	0,001	0,001	0,001	0,001			
Minor Moment	1,000	0,500	0,001						
SHEAR DESIGN									
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion				
Major Shear	0,000	81,406	0,000	OK	0,000				
Minor Shear	0,000	54,271	0,000	OK	0,000				



5.11 Αναρτήρες

Διατομή UPN 80

Channel Section

Section Name: UPN80

Section Notes:

Extract Data from Section Property File

C:\program files (x86)\computers and

Properties: Property Modifiers: Material: steel

Dimensions:

Outside depth (t3):

Outside flange width (t2):

Flange thickness (tf):

Web thickness (tw):

Display Color

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
 Level: STORY3 Element: C6 Station Loc: 0,000 Section ID: UPN80
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1

L=2,000
 A=0,001 I22=0,000 I33=1,058E-06 Wp122=1,335E-05 Wp133=3,281E-05
 We122=6,348E-06 We133=2,645E-05 i22=0,013 i33=0,031
 E=210000000,00 fy=235000,000
 RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,224 = 0,224 + 0,000 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	COMB18	P	M33	M22	U2	U3
		-17,313	0,000	0,000	0,000	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

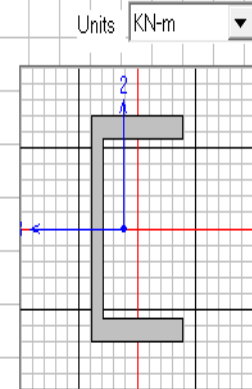
Axial	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
	17,313	77,136	235,427	181,326	77,136

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,000	7,009	7,009	5,651
Minor Bending	0,000	2,852	2,852	

	K	L	k	k1t	C1
Major Bending	1,000	0,910	1,000	0,981	1,000
Minor Bending	1,000	0,910	1,000		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,000	59,205	0,000
Minor Shear	0,000	74,006	0,000

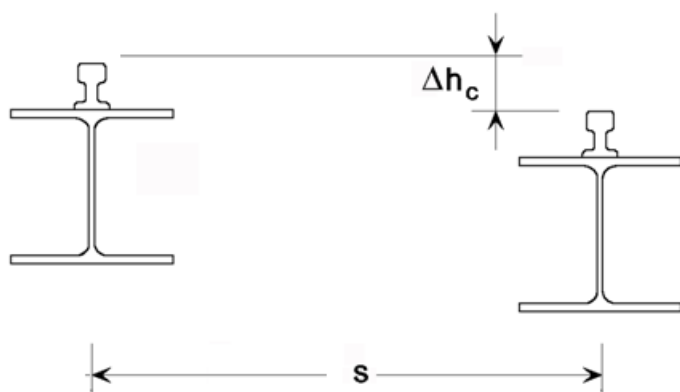


5.12 Απαιτήσεις λειτουργικότητας

Θεωρώντας την γερανογέφυρα να διέρχεται στιγμιαία από το μεσαίο φάτνωμα, ως δυσμενής θέση φόρτισης, παρουσιάζονται οι δυσμενέστερες παραμορφώσεις από 3 πλαίσια (7^ο, 8^ο, 9^ο, 10^ο) όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα για τους συνδυασμούς φόρτισης σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Η διαφορά Δh_c μεταξύ των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δοκών κύλισης που αντιστοιχούν στο ίδιο πλαίσιο θα πρέπει να είναι:

$$\Delta h_c \leq s/600 = 30/600 = 0,05\text{m}$$



	πλαίσιο 7	πλαίσιο 8	πλαίσιο 9	πλαίσιο 10
φόρτιση	Δh	Δh	Δh	Δh
	m	m	m	m
SLS1	0,002293	0,001798	0,000907	0,000394
SLS2	0,001935	0,001304	0,000549	0,000752
SLS3	0,00267	0,002197	0,001286	0,001155
SLS4	0,002631	0,002123	0,001241	0,000735
SLS5	0,002424	0,001933	0,001036	0,00183
SLS6	0,002187	0,001587	0,000807	0,002095
SLS7	0,002799	0,002333	0,001416	0,002469
SLS8	0,002761	0,002257	0,001375	0,002388
SLS9	0,001945	0,001415	0,000564	0,001546
SLS10	0,001224	0,000475	0,000177	0,000594
SLS11	0,002634	0,002181	0,001252	0,002316
SLS12	0,002567	0,002058	0,00118	0,002185
SLS13	0,003857	0,003363	0,002474	0,003485
SLS14	0,00349	0,00286	0,002108	0,002987
SLS15	0,004234	0,003761	0,002853	0,003893
SLS16	0,004195	0,003687	0,002807	0,003816

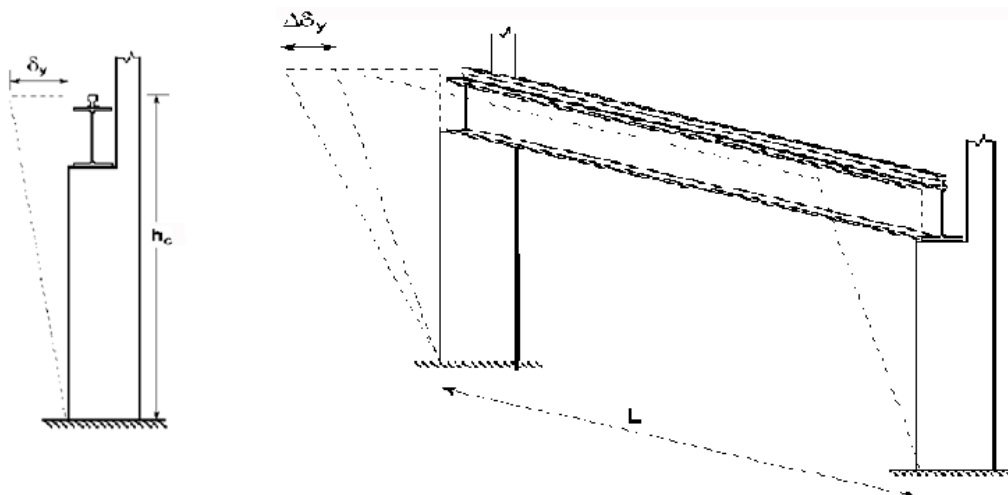
Ικανοποιείται ο περιορισμός.

Η οριζόντια μετατόπιση δ_y πλαισίου ή υποστυλώματος στην στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας θα πρέπει να είναι: $\delta_y \leq h_c/400 = 16,7/400 = 0,04\text{m}$

Όπου h_c το ύψος στο οποίο στηρίζεται η γερανογέφυρα.

Η διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta\delta_y$ προσκείμενων πλαισίων ή υποστυλωμάτων που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας θα πρέπει να είναι:

$$\Delta\delta_y \leq L/600 = 0,01\text{m}$$



ΘΕΣΗ: X=2 m	πλαίσιο 7	πλαίσι ο 7-8	πλαίσι ο 8	πλαίσι ο 8-9	πλαίσι ο 9	πλαίσι ο 9-10	πλαίσι ο 10
ΦΟΡΤΙΣΗ	δy	$\Delta\delta y$	δy	$\Delta\delta y$	δy	$\Delta\delta y$	δy
	m	m	m	m	m	m	m
SLS1	0,001	0,001	0,000	0,001	0,009	0,001	0,007
SLS2	0,003	0,001	0,005	0,001	0,011	0,001	0,013
SLS3	-0,009	0,001	-0,010	0,001	-0,002	0,001	-0,003
SLS4	-0,009	0,001	-0,011	0,001	-0,002	0,001	-0,004
SLS5	-0,002	0,001	-0,003	0,001	0,005	0,001	0,004
SLS6	-0,002	0,001	-0,001	0,001	0,005	0,001	0,006
SLS7	-0,013	0,001	-0,014	0,001	-0,005	0,001	-0,007
SLS8	-0,013	0,001	-0,014	0,001	-0,005	0,001	-0,007
SLS9	0,010	0,001	0,010	0,001	0,018	0,001	0,018
SLS10	0,016	0,001	0,022	0,001	0,024	0,001	0,029
SLS11	-0,008	0,001	-0,009	0,001	-0,001	0,001	-0,002
SLS12	-0,008	0,001	-0,010	0,001	-0,001	0,001	-0,003
SLS13	0,000	0,001	-0,001	0,001	0,008	0,002	0,006
SLS14	0,002	0,001	0,005	0,001	0,010	0,002	0,012
SLS15	-0,010	0,001	-0,011	0,001	-0,003	0,002	-0,004
SLS16	-0,010	0,001	-0,012	0,001	-0,003	0,002	-0,005

ΘΕΣΗ:Χ=30 m	πλαίσιο 7	πλαίσιο 7-8	πλαίσιο 8	πλαίσιο 8-9	πλαίσιο 9	πλαίσιο 9-10	πλαίσιο 10
	m	m	m	m	m	m	m
SLS1	0,005	0,001	0,003	0,001	0,014	0,001	0,011
SLS2	-0,008	0,001	-0,013	0,001	0,001	0,001	-0,005
SLS3	0,015	0,001	0,013	0,001	0,024	0,001	0,021
SLS4	0,005	0,001	0,003	0,001	0,013	0,001	0,012
SLS5	0,008	0,001	0,007	0,001	0,017	0,001	0,015
SLS6	-0,003	0,001	-0,007	0,001	0,006	0,001	0,001
SLS7	0,018	0,001	0,016	0,001	0,027	0,001	0,024
SLS8	0,008	0,001	0,006	0,001	0,017	0,001	0,015
SLS9	0,003	0,001	0,000	0,001	0,012	0,001	0,009
SLS10	-0,021	0,001	-0,029	0,001	-0,013	0,001	-0,021
SLS11	0,020	0,001	0,018	0,001	0,029	0,001	0,026
SLS12	0,003	0,001	0,002	0,001	0,012	0,001	0,011
SLS13	0,006	0,001	0,004	0,001	0,015	0,002	0,012
SLS14	-0,007	0,001	-0,012	0,001	0,001	0,002	-0,004
SLS15	0,016	0,001	0,013	0,001	0,025	0,002	0,022
SLS16	0,006	0,001	0,004	0,001	0,015	0,002	0,013

Δεν υπάρχει σε κανένα σημείο υπέρβαση των περιορισμών λειτουργικότητας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΘΥΡΑΣ ΜΕΤΩΠΟΥ

6.1 Παρουσίαση συρόμενης θύρας

Πρόκειται για την μεγαλύτερη και σημαντικότερη σε διαστάσεις θύρα του κτιρίου, ώστε να ικανοποιούνται οι λειτουργίες αυτού. Θα αποτελείται από 4 φύλλα με μήκος 8,5m και ύψος 18,5m, τα οποία κυλίνουν σε τροχιές στο κάτω και στο πάνω μέρος της θύρας. Τα κατακόρυφα φορτία μεταφέρονται στη βάση των θυρών επί ειδικά διαμορφωμένου θεμελίου, ενώ υπάρχουν οδηγοί οι οποίοι λειτουργούν ως στηρίξεις των θυρών στο πάνω μέρος, έτσι ώστε να παραμένουν τα φύλλα κατακόρυφα. Ο σκελετός του κάθε φύλλου αποτελείται από 4 κατακόρυφους στύλους και από 10 οριζόντιες δοκούς. Η απόσταση μεταξύ των στύλων είναι 2,83m ενώ αυτή μεταξύ των δοκών 1,85m. Επίσης για την διατήρηση του ορθογωνικού σχήματος, τα φύλλα φέρουν και διαγώνιες ράβδους, οι οποίες συνδέονται αρθρωτά με τους στύλους.

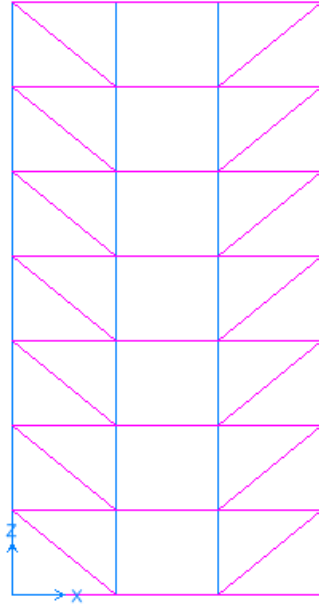


Σχ.6.1 Διάταξη τετράφυλλης θύρας

Για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του σκελετού της θύρας, εξετάσθηκε στο πρόγραμμα το ένα από τα 4 όμοια φύλλα. Τα φορτία που εφαρμόστηκαν στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι:

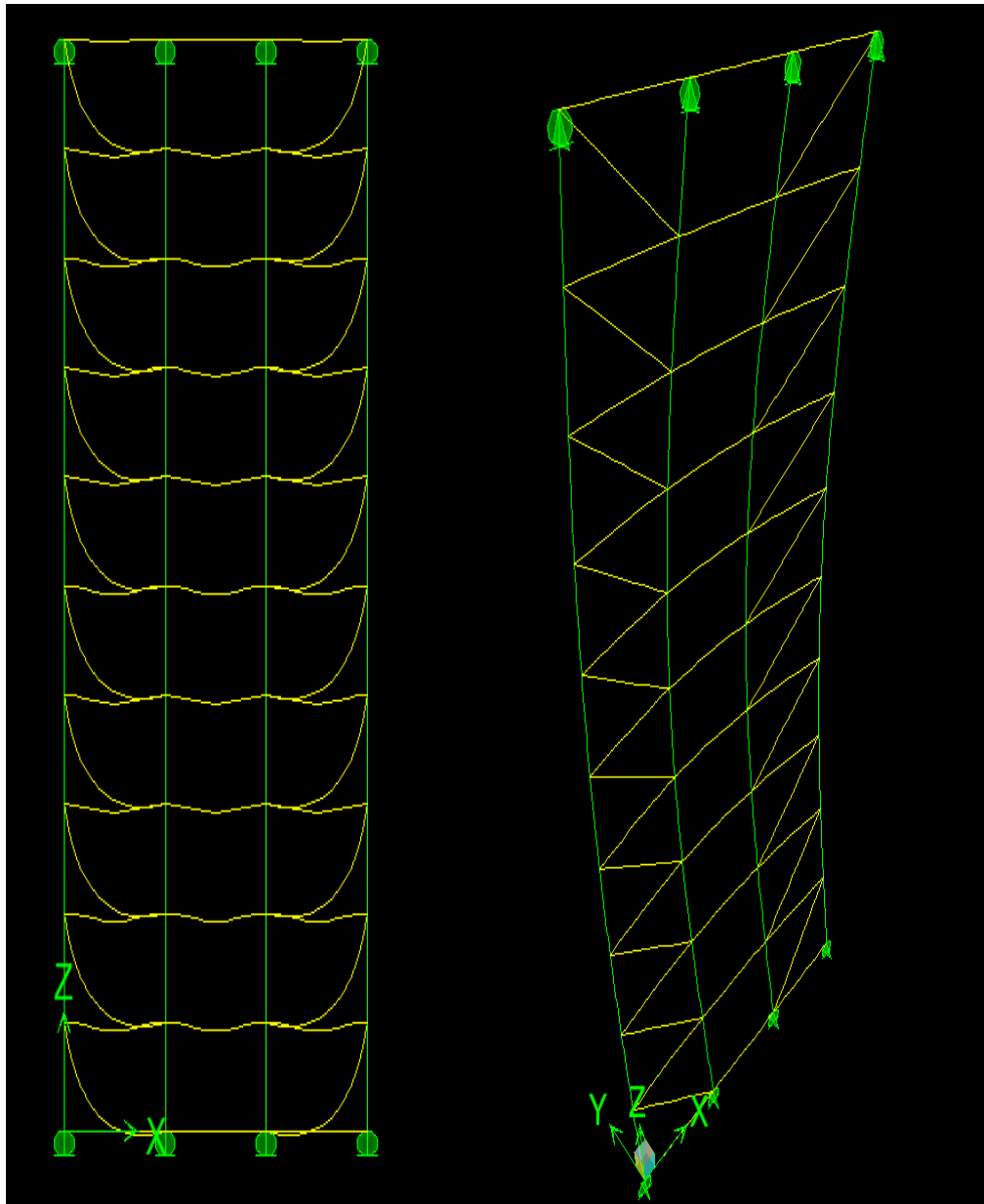
- το ίδιο βάρος των μελών
- ο δυσμενέστερος συντελεστής ανέμου ($1,66 \text{ kN/m}^2$), κάθετα στην επιφάνεια της θύρας πολλαπλασιασμένος επί την αντίστοιχη ζώνη επιρροής.

Ο σκελετός του ενός από τα 4 φύλλα είναι:



Σχ.6.2 Διάταξη του ενός φύλλου της θύρας

Παρακάτω παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις της θύρας λόγω ιδίου βάρους και λόγω ανέμου καθώς και τα αποτελέσματα της ανάλυσης της.



Σχ.6.3 παραμόρφωση λόγω ιδίου βάρους και λόγω φορτίου ανέμου

6.2 Ανάλυση των κατακόρυφων μελών της θύρας

Για τα τέσσερα κατακόρυφα και τα δυο ακραία οριζόντια μελη επιλέξαμε διατομή IPE 400.

I/Wide Flange Section

Section Name: IPE400

Extract Data from Section Property File

Open File... c:\program files (x86)\computers and Import...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: STEEL

Dimensions:

Outside height (t3): 0,4


Top flange width (t2): 0,18

Top flange thickness (tf): 0,0135

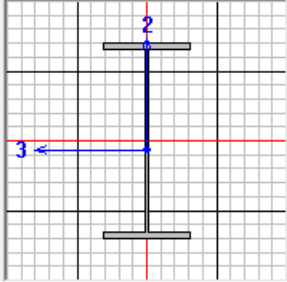
Web thickness (tw): 8,600E-03

Bottom flange width (t2b): 0,18

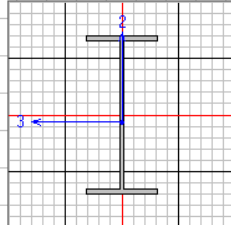
Bottom flange thickness (tfb): 0,0135

Display Color: 

OK

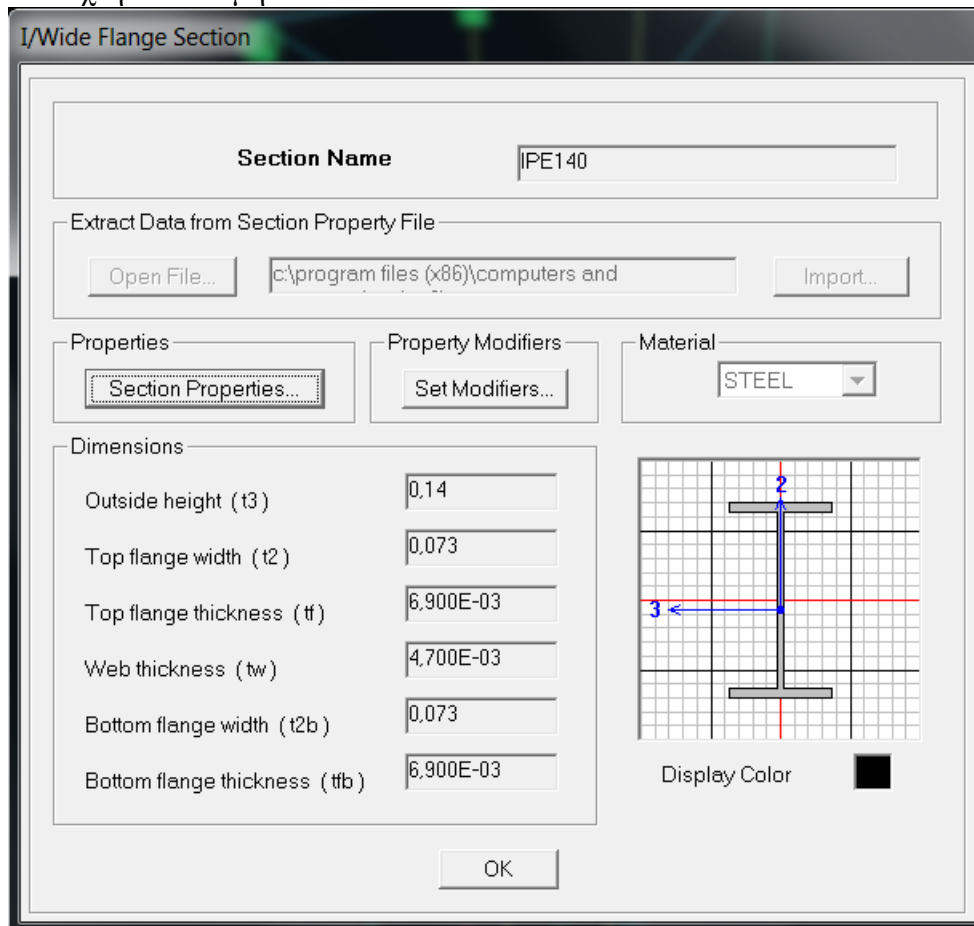


EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)		
Level: STORY1 Element: C2 Station Loc: 9,250 Section ID: IPE400									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1									
L=18,500									
A=0,008 I22=1,318E-05 I33=2,313E-04 Wp122=2,290E-04 Wp133=0,001									
We122=1,464E-04 We133=0,001 i22=0,039 i33=0,165									
E=199900000,00 fy=275000,000									
RLLF=1,000									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,869 = 0,000 + 0,869 + 0,000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Combo	DSTLS2	P	M33	M22	U2	U3			
		0,649	-264,208	-1,144E-04	-5,414	-2,343E-04			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)									
Axial	Nc.Sd or	Ne.Sd	Nc.Rd	Ne.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd			
		0,649	970,038	2112,500	970,038	1816,629			
Major Bending	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd					
Minor Bending	1,144E-04	57,250	326,750	304,103					
Major Bending	K	L	k	klt	C1				
Minor Bending	1,000	0,100	1,000	1,000	1,000				
SHEAR DESIGN									
Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio						
Minor Shear	5,414	496,521	0,011						
	2,343E-04	584,567	0,000						



6.3 Ανάλυση των οριζόντιων μελών του φύλλου της θύρας

Επιλέχθηκε διατομή IPE 140



EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units: KN-m (Summary for Combo and Station)	
Level: STORY1 Element: B57 Station Loc: 4,528 Section ID: IPE140								
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 1							Units: KN-m	
L=8,498								
A=0,002 I22=0,000 I33=5,410E-06 Wp122=1,920E-05 Wp133=8,830E-05								
We122=1,230E-05 We133=7,729E-05 I22=0,017 I33=0,057								
E=199900000,00 fy=275000,000								
RLLF=1,000								
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is							0,912 = 0,000 + 0,902 + 0,010	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
	Combo	DSTLS2	P	M33	M22	U2	U3	
			0,122	10,192	-0,050	1,304	-0,048	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)								
	Axial	Nc.Sd or	NE.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd	
			0,122	84,424	410,000	117,144	84,424	
	Major Bending	H.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd			
	Minor Bending	0,050	4,800	22,075	4,800	11,299		
	Major Bending	K	L	k	k1t	C1		
	Minor Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000		
	Major Bending	1,000	0,333	1,000				
	Minor Bending	1,000		0,333				
SHEAR DESIGN								
	Major Shear	U.Sd	U.Rd	Ratio				
	Minor Shear	1,304	94,974	0,014				
		0,048	121,171	0,000				

6.4 Ανάλυση διαγωνίων στοιχείων της θύρας

Επιλέχθηκε διατομή L60x6

Property Data

Section Name: L60X6

Properties

Cross-section (axial) area	6.909E-04	Section modulus about 3 axis	5.284E-06
Torsional constant	8.208E-09	Section modulus about 2 axis	5.284E-06
Moment of Inertia about 3 axis	2.279E-07	Plastic modulus about 3 axis	9.823E-06
Moment of Inertia about 2 axis	2.279E-07	Plastic modulus about 2 axis	9.823E-06
Shear area in 2 direction	3.600E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0.0182
Shear area in 3 direction	3.600E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0.0182

OK

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)

Level: STORY1 Element: D11 Station Loc: 1,691 Section ID: L60X6

Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Class 3

Units: KN-m

L=3,381
 $A=6,909E-04$ $I_{22}=0,000$ $I_{33}=0,000$ $W_{p122}=9,823E-06$ $W_{p133}=9,823E-06$
 $W_{e122}=5,284E-06$ $W_{e133}=5,284E-06$ $i_{22}=0,018$ $i_{33}=0,018$
 $E=199900000,00$ $f_y=275000,000$
 $RLLF=1,000$

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,073 = 0,008 + 0,065 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Combo	DSTLS1	P	M33	M22	U2	U3
		1,371	0,086	0,000	0,000	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.4.8.1)

	Nc.Sd or	Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial		1,371	12,336	172,725	28,763	12,336

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,086	1,321	1,321	1,321
Minor Bending	0,000	1,321	1,321	

	K	L	k	kIt	C1
Major Bending	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,000		

SHEAR DESIGN

	U.Sd	U.Rd	Ratio
Major Shear	0,000	51,962	0,000
Minor Shear	0,000	51,962	0,000

Βιβλιογραφία

1. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, <<ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ: Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3>>, Τόμος 1
2. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, <<ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ: Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3>>, Τόμος 2
3. Ι. Βάγιας, <<ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ: Ανάλυση και διαστασιολόγηση>>
4. Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, <<ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ, με βάση τα τελικά κείμενα του Ευρωκωδίκων>>
5. Π. Γ. Καρύδης, <<Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας>>
6. Δ. Παπασταματίου, Ι. Ψυχάρης, <<Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας>>
7. Εγχειρίδια προγράμματος ETABS