



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:

‘Η ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΕ  
ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΚΑ ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΕΣ’



ΣΥΝΤΑΚΤΗΣ:

ΑΝΔΡΕΑΣ ΛΑΜΠΡΙΑΝΙΔΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΓΙΩΡΓΟΣ ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ

ΑΘΗΝΑ 2011

## **Ευχαριστίες**

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της παρούσας διπλωματικής εργασίας, κ. Γιώργο Ιωαννίδη, Καθηγητή Ε.Μ.Π, για τη συνεχή καθοδήγηση και υποστήριξη του σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της.

Μάρτιος 2011



## Περιεχόμενα

Ευχαριστίες.....	1
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΜΟΝΩΡΟΦΑ ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΣΚΕΛΕΤΟ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ.....	9
1.1 Εισαγωγή.....	9
1.2 Τυπικό μονώροφο κτίριο.....	10
1.3 Στοιχεία τυπικού μονώροφου κτιρίου.....	11
1.3.1 Κύριοι Φορείς.....	11
1.3.2 Τεγίδες.....	13
1.3.3 Μηκίδες.....	15
1.3.4 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	16
1.3.4.1 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	16
1.3.4.2 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	17
1.3.5 Κεφαλοδοκός.....	20
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ.....	21
2.1 Εισαγωγή.....	21
2.2 Μόνιμα Φορτία.....	21
2.2.1 Ίδιο Βάρος Κατασκευής [G].....	21
2.2.2 Επικάλυψη [G1].....	22
2.3 Μεταβλητά φορτία.....	23
2.3.1 Φορτίο Χιονιού [S].....	23
2.3.2 Δράσεις Ανέμου [W].....	28
2.3.3 Φορτία Γερανογέφυρας [Q].....	42
2.4 Σεισμικές δράσεις [E].....	52
2.5 Συνδυασμοί δράσεων.....	59
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΕΣ.....	63
3.1 Εισαγωγή.....	63
3.2 Χαρακτηριστικά γερανογέφυρας.....	64
3.2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά.....	64
3.2.2 Τροχιές.....	65
3.2.3 Μέσα καθοδήγησης.....	67

3.2.4 Μετάδοση κίνησης στη γερανογέφυρα .....	67
3.3 Τυπικές μορφές κυρίων φορέων σε κτίρια στα οποία λειτουργούν γερανογέφυρες .....	67
3.4 Δοκοί κυλίσεως .....	70
3.4.1 Διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως .....	70
3.4.2 Κατασκευαστικά θέματα της δοκού κυλίσεως .....	80
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SAP2000 v.14 .....	83
4.1 Εισαγωγή .....	83
4.2 Σχεδίαση του φορέα .....	85
4.2.1 Δημιουργία νέου μοντέλου .....	85
4.2.2 Καθορισμός υλικού .....	86
4.2.3 Καθορισμός Διατομών .....	87
4.2.4 Σχεδίαση Στοιχείων .....	88
4.2.5 Καθορισμός βαθμών ελευθερίας .....	89
4.2.6 Τρισδιάστατη απεικόνιση διατομών .....	90
4.3 Εισαγωγή φορτίων .....	92
4.3.1 Εισαγωγή μονίμων φορτίων .....	92
4.3.2 Εισαγωγή φορτίων χιονιού .....	93
4.3.2 Εισαγωγή φορτίων ανέμου .....	94
4.3.3 Εισαγωγή φορτίων γερανογέφυρας .....	94
4.4 Συνδυασμοί φόρτισης .....	95
4.5 Ανάλυση μοντέλου .....	96
4.6 Παρουσίαση αποτελεσμάτων .....	97
4.6 Έλεγχος Διατομών .....	101
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ .....	103
5.1 Εισαγωγή .....	103
5.2 Παραλλαγή Α .....	103
5.2.1 Γεωμετρία .....	103
5.2.2 Διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) .....	105
5.2.3 Διαστασιολόγηση σε ικανοποίηση των οριακών τιμών των παραμορφώσεων .....	112
5.2.4 Συμπέρασμα .....	116
5.3 Παραλλαγή Β .....	116

5.3.1 Γεωμετρία.....	116
5.3.2 Διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ).....	117
5.3.3 Διαστασιολόγηση σε ικανοποίηση των οριακών τιμών των παραμορφώσεων.....	121
5.3.4 Συμπέρασμα.....	125
5.4 Παραλλαγή Γ.....	125
5.4.1 Γεωμετρία.....	125
5.4.2 Διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ).....	126
5.4.3 Διαστασιολόγηση σε ικανοποίηση των οριακών τιμών των παραμορφώσεων.....	130
5.4.4 Συμπέρασμα.....	134
5.5 Παραλλαγή Δ.....	134
5.5.1 Γεωμετρία.....	135
5.5.2 Διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ).....	136
5.5.3 Διαστασιολόγηση σε ικανοποίηση των οριακών τιμών των παραμορφώσεων.....	140
5.5.4 Συμπέρασμα.....	144
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	145
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	147
ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ.....	149
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	161
ΙΣΤΟΣΕΛΙΔΕΣ.....	163



## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της εργασίας είναι η διερεύνηση των κριτηρίων διαστασιολόγησης μεταλλικών βιομηχανικών κτιρίων με γερανογέφυρα, αποτελούμενα από ολόσωμα πλαίσια ως κύριους φορείς, δεδομένων των οριακών τιμών των παραμορφώσεων που απαιτούνται από τον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 6, λόγω της παρουσίας της γερανογέφυρας. Επίσης εξετάζεται η διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως, επί της οποίας κινείται η γερανογέφυρα.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στο χάλυβα ως δομικό υλικό, στα διάφορα πλεονεκτήματα που παρουσιάζει καθώς και στην παρουσίαση των διαφόρων στοιχείων του τυπικού μεταλλικού μονώροφου κτιρίου.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται και υπολογίζονται τα φορτία που λάβαμε υπόψη στην ανάλυση των μονώροφων κτιρίων κατά τον Ευρωκώδικα 1. Επίσης γίνεται αναφορά στους διάφορους συνδυασμούς δράσεων με τους οποίους φορτίσαμε τις κατασκευές που εξετάσαμε, ενώ ιδιαίτερη αναφορά γίνεται και στα φορτία λόγω της κίνησης και λειτουργίας της γερανογέφυρας.

Στο τρίτο κεφάλαιο εξετάζεται η γερανογέφυρα και η δοκός κυλίσεως της. Παρουσιάζονται τα διάφορα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γερανογέφυρας καθώς επίσης τα στοιχεία και τα εξαρτήματα που την αποτελούν. Για τη δοκό κυλίσεως παρουσιάζονται οι διάφοροι έλεγχοι σύμφωνα με τους οποίους γίνεται η διαστασιολόγηση της και τα κατασκευαστικά της χαρακτηριστικά. Διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως γίνεται στο παράρτημα στο τέλος της εργασίας.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το λειτουργικό SAP2000 v.14. Αρχικά αναλύεται το γενικό περιβάλλον του προγράμματος και στη συνέχεια ο τρόπος εισαγωγής του φορέα μας στο λειτουργικό. Ακολουθεί ο τρόπος εισαγωγής των φορτίων, η φόρτιση του φορέα καθώς επίσης και η δημιουργία των διαφόρων συνδυασμών φόρτισης. Τέλος γίνεται αναφορά στον τρόπο παρουσίασης των αποτελεσμάτων.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι διάφοροι φορείς που μελετήθηκαν στην παρούσα εργασία και τα αποτελέσματα της ανάλυσης τους με το λογισμικό SAP2000 v.14. Επίσης η διαστασιολόγηση τους για το δυσμενέστερο κάθε φορά συνδυασμό φόρτισης και η επαναδιαστασιολόγηση τους σύμφωνα με τις οριακές τιμές των οριζόντιων παραμορφώσεων.

Στο έκτο κεφάλαιο εξάγονται τα συμπεράσματα που αφορούν τα φορτία της κατασκευής, την δοκό κυλίσεως και κυρίως τη διαστασιολόγηση των κύριων φορέων της κατασκευής. Εκτενέστερα παρουσιάζονται τα συμπεράσματα για την αύξηση των διατομών των μελών που επιφέρει η ανάγκη για ικανοποίηση των οριακών τιμών για τις οριζόντιες παραμορφώσεις.





## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΜΟΝΩΡΟΦΑ ΚΤΙΡΙΑ ΜΕ ΣΚΕΛΕΤΟ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

### 1.1 Εισαγωγή

Τα μονώροφα κτίρια με σχετικά μεγάλα ανοίγματα, για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, αποτελούν παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα. Κατά κανόνα συνδέονται με τη χρήση ελαφρών υλικών για την επικάλυψη και πλευρική επένδυση τους όπως επίσης με την απουσία ωφελίμων φορτίων επί της οροφής τους.

Η επιλογή του χάλυβα ως δομικό στοιχείο παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα έναντι άλλων συνήθη δομικών υλικών. Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν τα μονώροφα κτίρια από χάλυβα είναι:

- α) το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις,
- β) η ταχύτητα κατασκευής. Είναι δυνατή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων στοιχείων κατά τη φάση εκτέλεσης των εκσκαφών, της θεμελίωσης ή και κατά τη διάρκεια όλων των άλλων εργασιών που απαιτούνται πριν ξεκινήσει η εργοταξιακή συναρμολόγηση, η οποία συνήθως εξελίσσεται με γοργούς ρυθμούς, εφόσον υπάρχει επαρκής συντονισμός,
- γ) το γεγονός ότι υπάρχει μεγάλο ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητα του,
- δ) η επισκευασιμότητα τους,
- ε) η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκριση τους σε συνθήκες σεισμού, κυρίως λόγω της μεγάλης ολκιμότητας του χάλυβα,
- στ) η ευχερής ενίσχυση τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εάν απαιτηθεί,
- ζ) ότι είναι φιλικά προς το περιβάλλον αφού ο χάλυβας είναι ανακυκλώσιμο υλικό και έτσι όταν ένα κτίριο από χάλυβα κατεδαφιστεί μπορεί να ανακυκλωθεί ο χάλυβας επ'άοριστον χωρίς να χάσει καμιά από τις ιδιότητες του

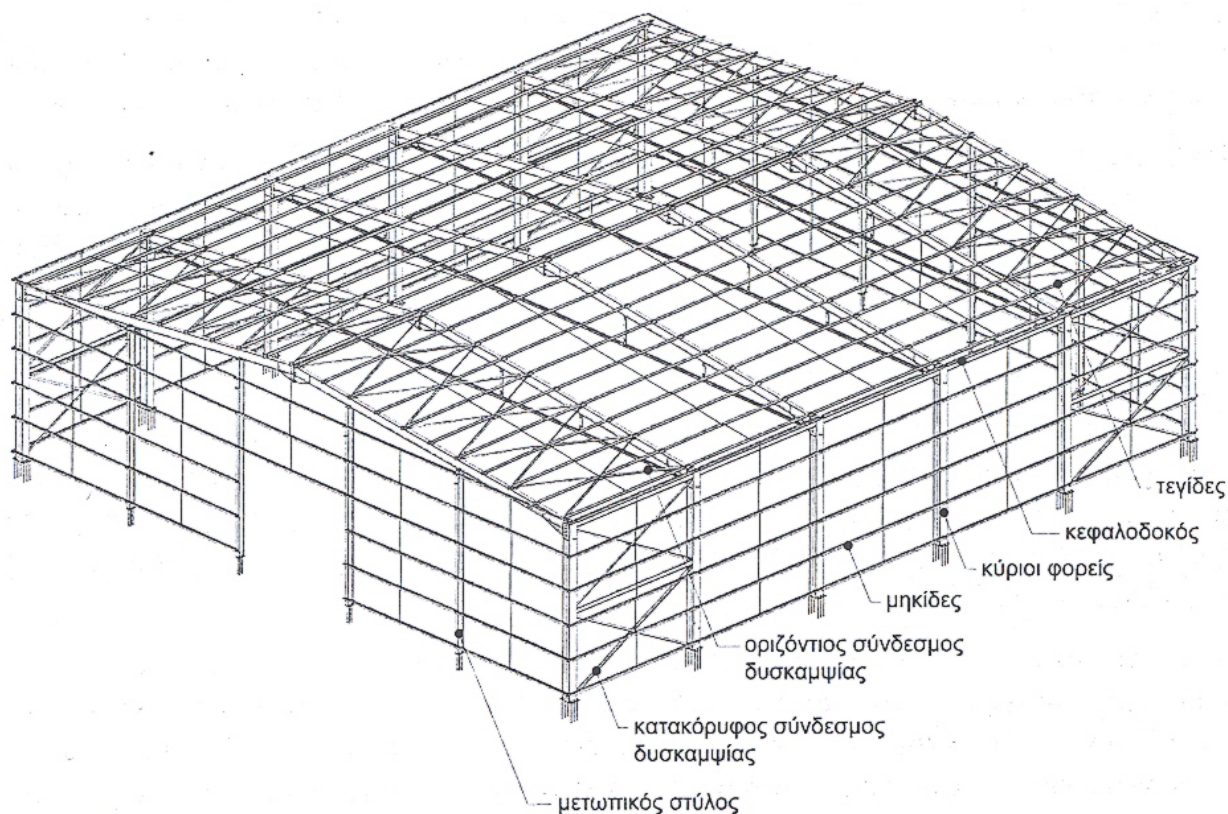
Φυσικά υπάρχουν και μειονεκτήματα από τη χρήση χάλυβα ως δομικό στοιχείο όπως το κόστος της πρώτης ύλης που είναι πιο ακριβό από άλλα δομικά στοιχεία, η ανάγκη πυροπροστασίας και προστασίας από διάβρωση στα οποία είναι ευαίσθητος ο χάλυβας, η ανάγκη συντήρησής του.

Αν καταβληθεί αυξημένη μελετητική προσπάθεια, ιδιαίτερα στη φάση της μελέτης εφαρμογής και της διαμόρφωσης των κατασκευαστικών λεπτομερειών και αν εγκατασταθεί ένα σύστημα ποιοτικού ελέγχου, κυρίως των συγκολλήσεων αλλά επίσης τυχών ατελειών των κυρίων μελών του φορέα τότε εξασφαλίζονται οι ευνοϊκές επιπτώσεις και τα πλεονεκτήματα υπερνικούν τα μειονεκτήματα.

Ενδεικτικά αναφέρεται ότι στο υπό μελέτη μονώροφο στην παρούσα διπλωματική εργασία, υποτέθηκε ποιότητα χάλυβα S235 και χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές θερμής έλασης δομικού χάλυβα, εκτός από τη διατομή της δοκού κυλίσεως που είναι συγκολλητή.

## 1.2 Τυπικό μονώροφο κτήριο

Ένα τυπικό μονώροφο κτήριο (Σχήμα1.1) αποτελείται από τα εξής στοιχεία: κύριους φορείς, τεγίδες, μηκίδες, κεφαλοδοκό, συνδέσμους δυσκαμψίας και φύλλα επικάλυψης και πλευρικής επένδυσης. Στη συνέχεια γίνεται ανάλυση των πιο πάνω στοιχείων.



Σχήμα1.1 Στοιχεία μεταλλικού φέροντος οργανισμού τυπικού υπόστεγου

### 1.3 Στοιχεία τυπικού μονώροφου κτιρίου

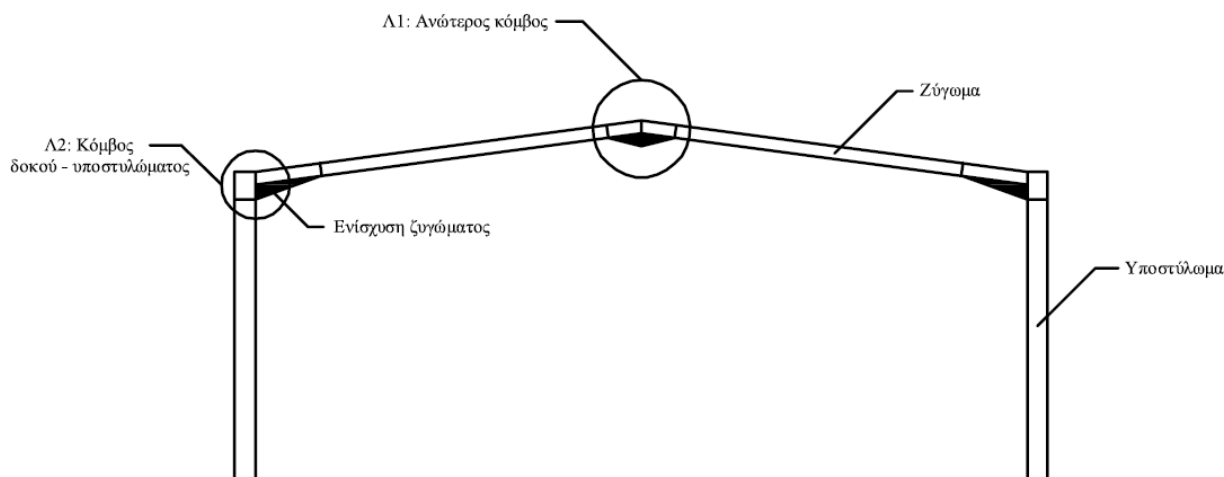
#### 1.3.1 Κύριοι Φορείς

Είναι συνήθως πλαίσια που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής (μέσα στο επίπεδο τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογεφυρών).

Για δεδομένο μήκος κτιρίων, ο μελετητής πρέπει να καθορίσει τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων που θα προσφέρουν τη βέλτιστη διάταξη. Μικρότερες αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων οδηγούν σε περισσότερους κύριους φορείς, με μικρότερες μεν διατομές αλλά αυξημένο κόστος. Μια βέλτιστη απόσταση μεταξύ των κύριων φορέων είναι ίση με 6m, όταν το κύριο κριτήριο μόρφωσης είναι η οικονομικότητα της λύσης.

Συνηθέστερο τύπο πλαισίου στα βιομηχανικά κτίρια και τις αποθήκες αποτελεί το δίστηλο πλαίσιο με όλα τα μέλη του (υποστυλώματα και ζυγώματα) από διατομές I. Σε σύγκριση προς πλαίσιο με ολόσωμα υποστυλώματα και δικτυωτό ζύγωμα δίνει συνολικά οικονομικότερο αποτέλεσμα για ανοίγματα μικρότερα από μια ενδεικτική τιμή 25m, η οποία προϋπόθεση ικανοποιείται στο υπό μελέτη τυπικό μονώροφο (άνοιγμα 21m). Η τυπική μορφή δίστηλου ολόσωμου κύριου φορέα φαίνεται στο Σχήμα 1.2.

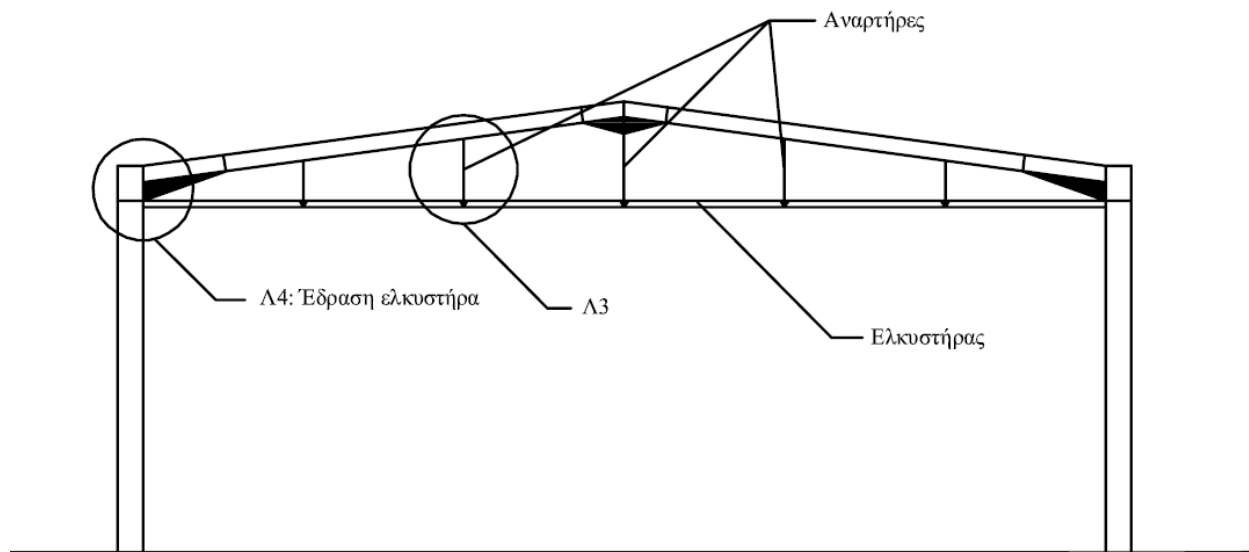
Η κλίση του ζυγώματος κυμαίνεται συνήθως από 6 έως 20% ανάλογα με το άνοιγμα του πλαισίου, το επιτρεπόμενο μέγιστο ύψος του, την επιδίωξη για ταχεία απορροή των ομβρίων και τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Η καμπτική ροπή, σε περίπτωση ελαστικής ανάλυσης, στον κόμβο συμβολής ζυγώματος – υποστυλώματος είναι μικρότερη για τις μεγαλύτερες κλίσεις έως και κατά 5% μεταξύ των δύο προηγουμένων αναφερόμενων ακραίων τιμών της κλίσεως.



Σχήμα 1.2 Πλαίσιο με ολόσωμα μέλη

Το πλαίσιο μπορεί να μορφωθεί ως αμφίπακτο ή αμφιαρθρωτό. Ένα αμφίπακτο πλαίσιο σε σύγκριση προς το αντίστοιχο του αμφιαρθρωτό, έχει συνθετότερη λεπτομέρεια έδρασης επί του θεμελίου αλλά παρουσιάζει ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα τόσο υπό τα κατακόρυφα όσο και υπό τα οριζόντια φορτία γεγονός πολύ σημαντικό για ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Σε περιπτώσεις θεμελίωσης επί εδαφών κακής ποιότητας, επιλέγεται η λύση της αρθρωτής στήριξης δεδομένου ότι το κακό έδαφος δεν μπορεί να εξασφαλίσει συνθήκες πάκτωσης (αστρεψίας της διατομής έδρασης).

Για να μειωθούν οι καμπτικές ροπές υπό τα κατακόρυφα φορτία όπως και οι πλευρικές ωθήσεις στη θεμελίωση, επιλέγεται συχνά η διάταξη ελκυστήρα στη στάθμη των κόμβων συμβολής ζυγμάτων – υποστυλωμάτων (Σχήμα 1.3). Ο ελκυστήρας εισάγει σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις στο ζύγωμα, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις ζυγμάτων μικρής κλίσης, γεγονός που απαιτεί η μελέτη ευστάθειας να γίνει με ιδιαίτερη προσοχή. Συνιστάται επίσης ο ελκυστήρας να παραμένει στην ελαστική περιοχή ακόμη και στην οριακή κατάσταση αστοχίας.



Σχήμα 1.3 Πλαίσιο με ολόσωμα μέλη και ελκυστήρα

Οι μεγαλύτερες απόλυτες τιμές ( $M_1$ ) των καμπτικών ροπών παρουσιάζονται εν γένει στον κόμβο δοκού – υποστυλώματος. Το ζύγωμα μπορεί να διαστασιολογείται κατ'αρχή με βάση τη ροπή  $M_2$  και να ενισχύεται στο άκρο του μέσω στοιχείου που κατασκευάζεται από τμήμα της διατομής του ζυγώματος ή με συγκολλούμενα ελάσματα. Με την ενίσχυση αυτή παρέχεται προσθέτως ο απαραίτητος χώρος για τη διαμόρφωση της κοχλίωσης με το υποστύλωμα.

Τα μέλη των κυρίων πλαισίων υπόκεινται κυρίως σε καμπτικές ροπές και αξονικές δυνάμεις. Οι διατομές εκλέγονται καταρχήν ώστε να ανταποκρίνονται έναντι καμπτικού λυγισμού και εν συνεχεία προσδιορίζονται οι θέσεις των απαραίτητων πλευρικών εξασφαλίσεων ώστε τα μέλη να εξασφαλιστούν από τον κίνδυνο πλευρικής αστάθειας (στρεπτοκαμπτικού λυγισμού). Όταν δεν είναι δυνατόν να εξασφαλιστούν οι πλευρικές αυτές στηρίξεις και η πλευρική αστάθεια είναι κρίσιμη, εξετάζεται η αύξηση της διατομής.

Τα μήκη λυγισμού των υποστυλωμάτων αμφιαρθρωτών ή αμφίπακτων, δίκλινων, δίστηλων πλαισίων, μπορεί να προσδιορίζονται αγνοώντας την κλίση του ζυγώματος και υποθέτοντας οριζόντιο ευθύγραμμο ζύγωμα μήκους ίσου προς το άνοιγμα του πλαισίου. Για τις συνηθισμένες συνθήκες φόρτισης, τα ζυγώματα πλαισίων χωρίς ελκυστήρα καταπονούνται από σχετικά μικρές αξονικές θλιπτικές δυνάμεις και δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας τους από λυγισμό. Σε πλαίσιο με ελκυστήρα η αξονική δύναμη είναι σημαντική. Το μήκος λυγισμού του ημιζυγώματος μπορεί να προσδιορίζεται, για τις συνηθεις κλίσεις του ζυγώματος, λαμβάνοντας υπόψη τη δυσκαμψία που προσφέρεται στο ένα άκρο του από το υποστύλωμα και να ληφθεί από το νομογράφημα k-μ. Για μικρές κλίσεις πρέπει να εξετάζεται η περίπτωση αστοχίας μέσω ακραίου λυγισμού.

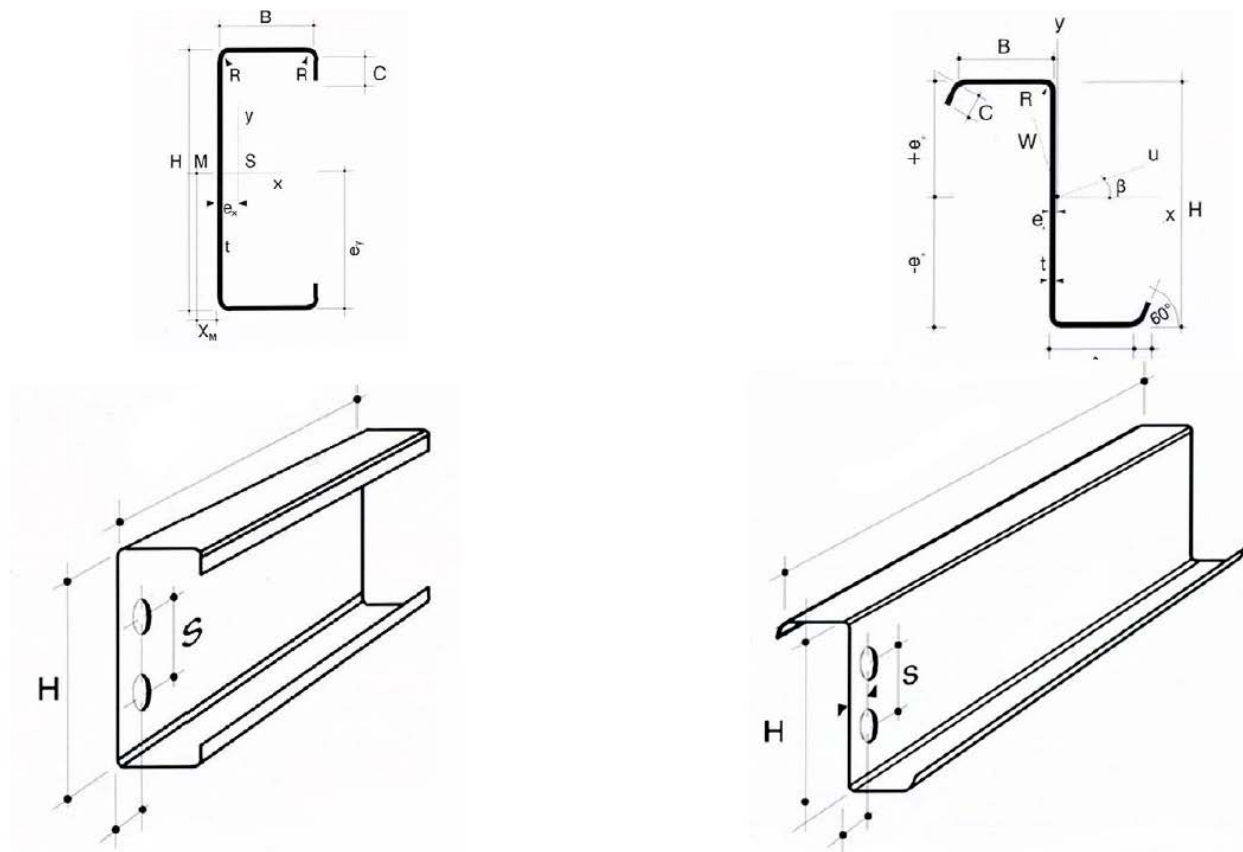
### 1.3.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κυρίων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο του χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Ένας δευτερεύοντας ρόλος είναι ως στοιχείων που συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα.

Οι αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων κυμαίνονται μεταξύ 1,30m και 4,00m. Η επιλογή της απόστασης κατά το σχεδιασμό εξαρτάται από την αντοχή και δυσκαμψία των φύλλων επικάλυψης, τη μόρφωση των οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας, το χρησιμοποιούμενο τύπο διατομής για τις τεγίδες και το μέγεθος των δράσεων. Η οικονομικότητα της επιλεγόμενης διάταξης συνδέεται με σχετικά μεγαλύτερες αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων και οικονομικές μπορούν να θεωρηθούν αποστάσεις τουλάχιστον ίσες προς την ενδεικτική διάσταση των 1,80m.

Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, μπορεί δε να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, συνηθέστερα από την σειρά IPE. Χρησιμοποιούνται επίσης διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων, όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμα I (συνηθέστερα από τη σειρά HEA). Όταν ορισμένες τεγίδες, χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζοντίων αντιανέμιων συνδέσμων, πέρα της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές από τη σειρά HEB. Οι συνηθέστερες μορφές των διαμορφωμένων εν ψυχρώ τεγίδων που χρησιμοποιούνται ευρέως

είναι διατομές C και Z (Σχήμα 1.4). Τα πέλματα των διατομών αυτών είναι εφοδιασμένα με εγκάρσιες νευρώσεις στα άκρα τους ώστε το πέλμα, όταν βρίσκεται υπό θλίψη, να καθίσταται ενεργό.



Σχήμα 1.4 Τεγίδες ψυχρής ελάσεως

Οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί. Στη δεύτερη περίπτωση μπορεί να τοποθετούνται διαδοχικά τμήματα συνεχή επί δύο ανοιγμάτων ή η συνέχεια να καταλαμβάνει μεγάλο μέρος ή και ολόκληρο το μήκος του υπόστεγου.

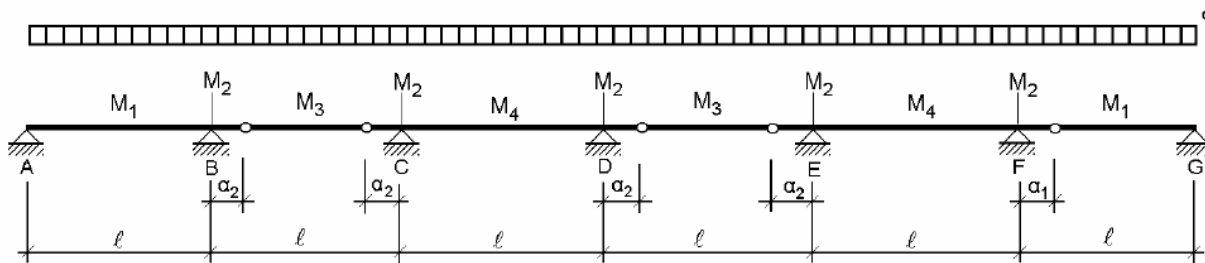
Τα αμφιέριστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση. Για δεδομένα όμως φορτία σχεδιασμού καταπονούνται, συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές, από μεγάλες καμπτικές ροπές και παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις, απαιτούν δηλαδή τελικώς σχετικά μεγαλύτερες διατομές. Οι συνδέσεις σε κάθε άκρο, λαμβανομένων

υπόψη και των δευτερευουσών λειτουργιών των τεγίδων, είναι σκόπιμο να γίνονται με δύο τουλάχιστον κοχλίες.

Τεγίδες συνεχείς επί δύο διαδοχικών ανοιγμάτων μπορεί να κατασκευάζονται από ράβδους που έχουν εξ αρχής το επιθυμητό μήκος και να περιορίζεται η απαιτούμενη κατεργασία. Η καμπτική ροπή στην ενδιάμεση στήριξη είναι όση και σε ένα αμφιέριστο στοιχείο, αλλά οι παραμορφώσεις είναι κατά πολύ μειωμένες. Είναι μορφή όχι ιδιαίτερα πρόσφορη για τη φάση ανέγερσης.

Η συνεχής τεγίδα επί πολλών ανοιγμάτων έχει ευνοϊκή κατανομή των καμπτικών ροπών κατά το μήκος της και μικρές παραμορφώσεις. Απαιτεί όμως συνδέσεις αποκατάστασης της συνέχειας σε πολλές ενδιάμεσες θέσεις, η δε παρουσία κοχλίων, για τις συνδέσεις αυτές, στο άνω πέλμα των τεγίδων δυσχεραίνει την τοποθέτηση των φύλλων επικάλυψης. Σε διαμορφωμένες εν ψυχρώ τεγίδες με σχετικά μεγαλύτερο ύψος κορμού, μερική αποκατάσταση της συνέχειας επιδιώκεται να γίνεται με κοχλίες τοποθετούμενους μόνο στον κορμό.

Πολύ συνηθισμένος τύπος τεγίδας, όταν χρησιμοποιούνται ελατές διατομές είναι οι συνεχείς τεγίδες με αρθρώσεις (δοκοί Gerber) (Σχήμα 1.5). Διαμορφώνονται κατά το μήκος τους τόσες αρθρώσεις, ώστε η δοκός να γίνει ισοστατική.



Σχήμα 1.5 Δοκός Gerber

### 1.3.3 Μηκίδες

Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο παρόμοιο με εκείνο των τεγίδων και πολλές φορές έχουν την ίδια με αυτές διατομή. Η κύρια φόρτιση είναι η ανεμοπίεση. Οι παραμορφώσεις λόγω των κατακόρυφων φορτίων (ίδιο βάρος μηκίδων, βάρος επένδυσης) αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό από την πρόβλεψη των ελκυστήρων, οι οποίοι άνω ή και σε ενδιάμεσες θέσεις μεταφέρουν τα φορτία αυτά στα υποστυλώματα μέσω λοξών ράβδων. Το βάρος των φύλλων επένδυσης μεταφέρεται πολλές φορές στη στάθμη απόληξης της επένδυσης κάτω.



Οι μηκίδες διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα, για το οριζόντια φορτία, στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί. Χρησιμοποιούνται οι ίδιες κατηγορίες, τύποι και μεγέθη διατομών που χρησιμοποιούνται και για τις τεγίδες, καθώς επίσης και οι ίδιοι τύποι στηριγμάτων.

Οι συνηθισμένες αποστάσεις μεταξύ μηκίδων είναι 1,50 έως 2,50m. Στις στάθμες ποδιών και πρεκίων των παραθύρων τοποθετούνται πάντοτε μηκίδες, συνήθως από ελατή διατομή U, με τον κορμό προς την πλευρά του κουφώματος. Μέσω ελκυστήρων οι μηκίδες αυτές ρυθμίζονται ώστε να είναι οριζόντιες, έτσι που να διαμορφώνεται φάτνωμα σταθερού πλάτους.

### 1.3.4 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμεύουν κυρίως στην παραλαβή και μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτηρίου. Συμβάλλουν επιπλέον στην εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας των μελών των κυρίων πλαισίων και αποτελούν κεντρικά στοιχεία της διαδικασίας ανέγερσης. Διακρίνονται σε οριζόντιους συνδέσμους που τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων και σε κατακόρυφους συνδέσμους που τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων.

#### 1.3.4.1 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή άλλως αντιανέμοιοι σύνδεσμοι) διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. Η δυσκαμψία του φατώματος, στο επίπεδο του, επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων, οι οποίες σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες στις περισσότερες περιπτώσεις) διαμορφώνουν δικτυωτούς φορείς. Σε περιπτώσεις δικλινών πλαισίων με τις συνήθεις, σχετικά μικρές, κλίσεις οι δικτυωτοί αυτοί φορείς, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι.

Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

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

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

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

Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται ανά πέντε έως επτά φατνώματα, αναλόγως του συνολικού μήκους του κτιρίου και του αριθμού των φατνωμάτων τα οποία διαμορφώνονται μεταξύ κυρίων πλαισίων. Κατά κανόνα, οριζόντιοι σύνδεσμοι τοποθετούνται στα ακραία φατνώματα. Σε περίπτωση κτιρίου μεγάλου μήκους και κατασκευής αρμού διαστολής, σύνδεσμοι τοποθετούνται στα φατνώματα εκατέρωθεν του αρμού.

Μπορεί καταρχήν να υποτεθεί ότι οι ανεμοπιέσεις κατανέμονται εξ ίσου στα αντιανέμια συστήματα, επειδή οι τεγίδες και ο δίσκος της επικάλυψης εξασφαλίζουν την ενιαία παραμόρφωση των διάφορων φατνωμάτων συνδέσμων. Επειδή εν τούτοις ο δίσκος της επικάλυψης δεν έχει πάντοτε αυστηρούς κανόνες σύνδεσης προς τους μεταλλικούς φορείς και μπορεί επίσης να έχει ασυνέχειες στις δε τεγίδες δεν υπάρχει ανοχή μεταξύ κοχλίων και οπών, γίνεται κατά κανόνα η περισσότερο συντηρητική παραδοχή ότι ο πρώτος μετωπικός σύνδεσμος παραλαμβάνει το σύνολο της ανεμοπίεσης (που φτάνει στο σύνδεσμο μέσω των μετωπικών στύλων) στην προσήνεμη πλευρά του κτιρίου, ο δε τελευταίος το σύνολο της υποπίεσης που αντιστοιχεί στην υπήνεμη πλευρά. Ως προς τις σεισμικές δυνάμεις, θεωρείται ότι κατανέμονται εξ ίσου στους συνδέσμους του κτιρίου. Σε όλες τις περιπτώσεις, όλοι οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατασκευάζονται με τις ίδιες διατομές για την απλοποίηση και ομοιομορφοποίηση του τρόπου κατασκευής.

#### 1.3.4.2 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Όταν τα οριζόντια φορτία δρουν κατά τη διεύθυνση των κύριων φορέων παραλαμβάνονται από αυτούς μέσω της πλαισιακής τους λειτουργίας και μεταφέρονται στη θεμελίωση. Προϋπόθεση για την πλαισιακή λειτουργία είναι η διαμόρφωση κόμβων με ικανότητα παραλαβής, εκτός των αξονικών και τεμνουσών δυνάμεων, καμπτικών ροπών. Όταν τα φορτία δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση, η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στη θεμελίωση μπορεί να γίνεται είτε μέσω αντίστοιχων πλαισίων που θα διαμορφωθούν κατάλληλα είτε μέσω δύσκαμπτων φατνωμάτων, δικτυωτής κατά κανόνα μορφής, που κατασκευάζονται μεταξύ των υποστυλωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις.

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

α) παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζοντίων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφοράς τους στη θεμελίωση,

β) παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα,

γ) παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσης της

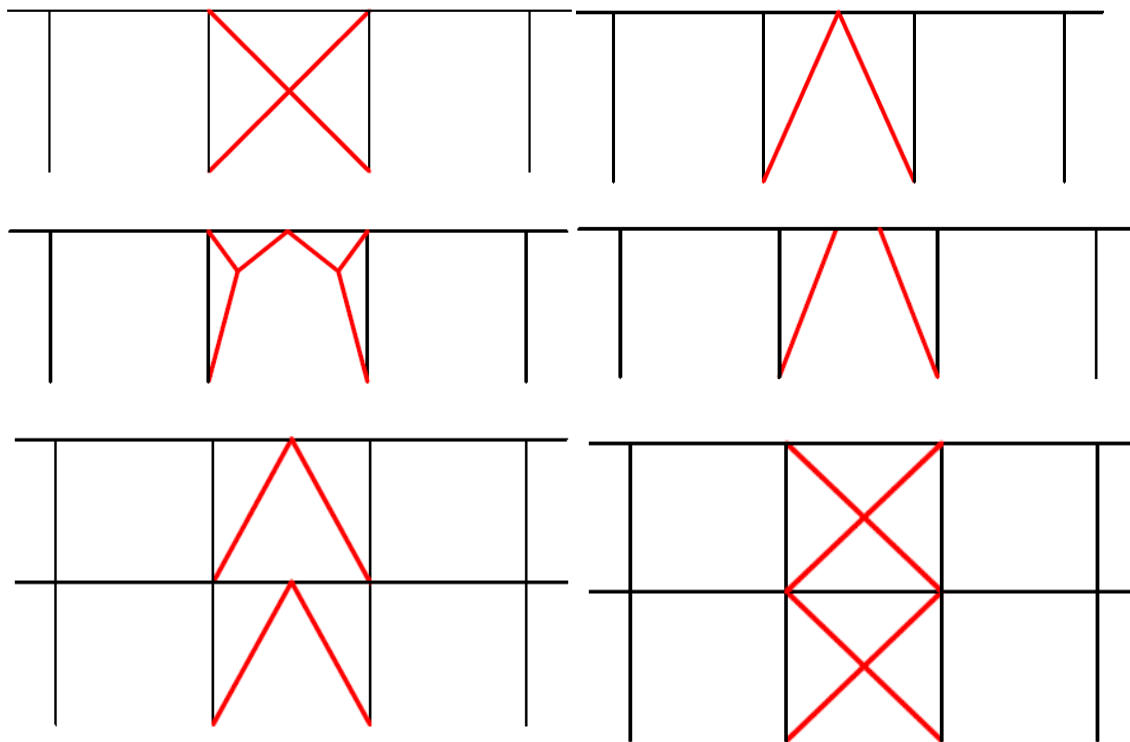
Είναι φανερό ότι εκτός των άλλων φορτίων που προκαλούν οριζόντιες δυνάμεις στα κατά μήκος συστήματα δυσκαμψίας τα τελευταία θα πρέπει επιπλέον να διαθέτουν πρόσθετη αντοχή για την παραλαβή των απαιτούμενων δυνάμεων πλευρικής στήριξης των υποστυλωμάτων. Οι δυνάμεις αυτές φτάνουν στα εγκάρσια συστήματα δυσκαμψίας μέσω των μηκίδων.

Στη διαμόρφωση πλαισίων και κατά την διαμήκη διεύθυνση υπάρχουν οι εξής εναλλακτικές δυνατότητες:

- α) διαμόρφωση κεφαλοδοκών με συνδέσεις ροπής προς όλα τα υποστυλώματα και διατομή επαρκή για την πλαισιακή λειτουργία. Στα κατά μήκος αυτά πλαίσια τα υποστυλώματα συμβάλλουν με την αδράνεια περί τον ασθενή τους άξονα,
- β) διαμόρφωση ενισχυμένων πλαισιακών φατνωμάτων με διαφοροποιημένη διατομή κεφαλοδοκού ως προς τα λοιπά φατνώματα και ενίσχυση της δυσκαμψίας των πλαισιακών υποστυλωμάτων με πρόσθετα στοιχεία,
- γ) διαμόρφωση απλών αρθρωτών συνδέσεων της κεφαλοδοκού με όλα τα ενδιάμεσα υποστυλώματα και συνδέσεων ροπής μόνο με τα ακραία υποστυλώματα. Στην περίπτωση αυτή τα ακραία αυτά υποστυλώματα μπορεί να διαταχθούν στο κατά μήκος πλαίσιο με την ισχυρή δυσκαμψία τους, στα δε μέτωπα να διαμορφωθεί πολύστηλο πλαίσιο σε συνδυασμό με τους μετωπικούς στύλους ή ειδικός κατακόρυφος σύνδεσμος.

Για την εξασφάλιση της κατά μήκους δυσκαμψίας, συνηθέστερα διαμορφώνονται σε επιλεγόμενα φατνώματα μεταξύ υποστυλωμάτων δικτυωτού τύπου στοιχεία δυσκαμψίας τα οποία παραλαμβάνουν το σύνολο των οριζόντιων δυνάμεων. Μορφές τέτοιων στοιχείων δυσκαμψίας φαίνονται στο Σχήμα 1.6.

Τα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας διατάσσονται επίσης ανά πέντε έως επτά φατνώματα, αναλόγως του συνολικού αριθμού φατνωμάτων. Καταρχήν μπορεί να διατάσσονται στα ίδια φατνώματα, στα οποία τοποθετούνται τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας. Έτσι η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων γίνεται άμεσα, διευκολύνεται δε και η διαδικασία ανέγερσης. Εναλλακτικά, μπορεί τα κατακόρυφα στοιχεία δυσκαμψίας να τοποθετηθούν περί το μέσον της πλευρικής όψεως, ώστε να απαλειφθεί η ένταση που αντιστοιχεί στην παρεμποδιζόμενη θερμική διαστολή. Στην περίπτωση αυτή οι δυνάμεις μεταφέρονται από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας προς τα κατακόρυφα μέσω των κεφαλοδοκών, οι οποίες πρέπει να διαθέτουν επαρκή αντοχή σε θλίψη.



**Σχήμα 1.6** Μορφές κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας μεταξύ υποστυλωμάτων

Από τις μορφές συνδέσμων που φαίνονται στο Σχήμα 1.6 μπορούμε να διακρίνουμε εκείνες στις οποίες όλες οι ράβδοι συμβάλλουν στους κόμβους χωρίς εκκεντρότητα και στις άλλες στις οποίες η διαγώνιος τοποθετείται έκκεντρα. Στους συνδυασμούς χωρίς εκκεντρότητα όλες οι ράβδοι συνδέονται κατά κανόνα στα άκρα τους με απλές κοχλιωτές συνδέσεις και επομένως καταπονούνται από αξονικές μόνο δυνάμεις.

Πολύ συνηθισμένος τύπος συνδέσμου είναι ο διαμορφωμένος με χιαστί ράβδους στον οποίο επιτρέπεται να υποτεθεί ότι κατά τη δράση των οριζόντιων φορτίων, εκ των δύο διαγωνίων κάθε φατνώματος του συνδέσμου ενεργός είναι μόνο η εφελκύμενη. Οι διαγώνιες μπορούν να αναπτύξουν, ως εφελκύμενα στοιχεία, σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις προ της αστοχίας τους και έτσι οι σύνδεσμοι των μορφών αυτών δικαιολογούν μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς. Για τις διαγώνιες μπορεί να χρησιμοποιούνται διατομές από απλά ή διπλά γωνιακά, κοίλες διατομές, διπλές διατομές U. Είναι δυνατόν οι δύο διαγώνιες των διαφορετικών κατευθύνσεων, να τοποθετούνται σε διαφορετικά φατνώματα, αντί να συνυπάρχουν στο ίδιο.

### 1.3.5 Κεφαλοδοκός

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας και διατρέχει το μήκος του κτιρίου κατά τη διεύθυνση την κάθετη προς τα επίπεδα των κύριων φορέων. Μέσω τον κεφαλοδοκών οι σεισμικές και λοιπές οριζόντιες δυνάμεις, που ασκούνται στο επίπεδο της επικάλυψης και παραλαμβάνονται από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας, μεταφέρονται και κατά προσέγγιση ισοκατανέμονται στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας, ώστε οι ωθήσεις να καταλήγουν στη θεμελίωση μέσω περισσότερων θέσεων στήριξης και να υπάρχουν περισσότερες θέσεις απορρόφησης σεισμικής ενέργειας σε περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Οι κεφαλοδοκοί αποτελούν επιπλέον σημαντικό στοιχείο συναρμολόγησης της κατασκευής κατά τη φάση ανέγερσης επειδή συνδέουν εγκάρσια τους ανεγειρόμενους διαδοχικά επίπεδους φορείς. Η σύνδεση, εξ άλλου, κατά τη φάση αυτή, ενός νέου τοποθετημένου υποστυλώματος με το προηγούμενο του μέσω της κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ****2.1 Εισαγωγή**

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα φορτία που εφαρμόζονται στο μονώροφο καθώς και οι διάφοροι συνδυασμοί φόρτισης με τον ανάλογο συντελεστή για το κάθε φορτίο για έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ). Κατά σειρά παρουσιάζονται τα μόνιμα φορτία, τα κινητά φορτία, τα τυχηματικά φορτία και τέλος οι συνδυασμοί φορτίσεων.

Τα φορτία της κατασκευής φαίνονται στον Πίνακα 2.1 ανά κατηγορία.

ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΔΡΑΣΗ	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ
Μόνιμα	Ίδιο Βάρος Κατασκευής	G
Μόνιμα	Επικάλυψη	G1
Κινητά	Φορτίο Χιονιού	S
Κινητά	Δράσεις Ανέμου	W
Κινητά	Φορτία Γερανογέφυρας	Q
Τυχηματική	Σεισμικές Δράσεις	E

**Πίνακας 2.1** Υπόμνημα Φορτίων

**2.2 Μόνιμα Φορτία**

Μόνιμα φορτία είναι τα φορτία τα οποία αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Παλαιότερος όρος για τα μόνιμα φορτία ήταν «νεκρά φορτία». Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ'όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, επικαλύψεις και επενδύσεις, μηχανολογικός εξοπλισμός, κ.α.). Τα μόνιμα φορτία προσδιορίζονται από την αρχή εκτός από τα φέροντα στοιχεία, για τα οποία προηγείται μια αρχική εκτίμηση του βάρους τους και εφόσον κατά το σχεδιασμό αλλάξουν επαναλαμβάνεται η ανάλυση του φορέα.

**2.2.1 Ίδιο Βάρος Κατασκευής [G]**

Το ίδιο βάρος της κατασκευής προκύπτει από το συνολικό άθροισμα του βάρους των μελών που αποτελούν την κατασκευή μας. Είναι εξαρτώμενο από το είδος του υλικού που χρησιμοποιούμε, που στην περίπτωση μας είναι χάλυβας ποιότητας S235. Τα χαρακτηριστικά του υλικού, όπως προκύπτουν από το SAP 2000 v.14 φαίνονται στον Πίνακα 2.2.

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: S235 [Color: Blue]

Material Type: Steel

Material Notes: [Modify/Show Notes...]

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 76.3729

Mass per Unit Volume: 7.849

**Units**

Units: [KN, m, C]

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2.100E+08

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 80769231

**Other Properties for Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 235000

Minimum Tensile Stress, Fu: 360000

Effective Yield Stress, Fye: 372316.9

Effective Tensile Stress, Fue: 439885.6

Switch To Advanced Property Display

[OK] [Cancel]

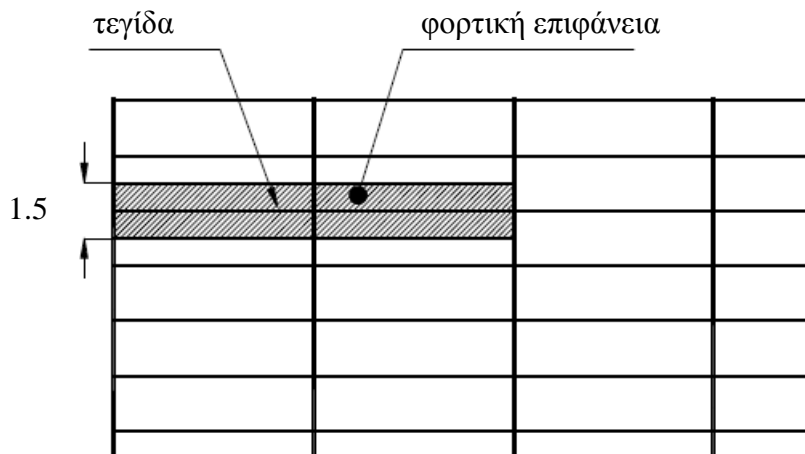
**Πίνακας 2.2** Χαρακτηριστικά χάλυβα S235

Το ίδιο βάρος της κατασκευής προκύπτει αυτόματα από το λογισμικό, ανάλογα με τη διατομή που επιλέγουμε μέσω της βιβλιοθήκης διατομών και ενημερώνεται αυτόματα σε περίπτωση αλλαγή διατομής από τον χρήστη.

### 2.2.2 Επικάλυψη [G1]

Ως υλικό επικάλυψης χρησιμοποιούνται ορθογωνικά panel τα οποία εισάγουν στο φέροντα οργανισμό φορτίο ίσο με  $0,15 \text{ kN/m}^2$ . Το φορτίο της επικάλυψης μεταβιβάζεται στον φορέα μέσω των τεγίδων, οι οποίες αναλαμβάνουν φορτίο, η κάθε μία, όπως προκύπτει από τις φορτικές επιφάνειες στο Σχήμα 2.1. Οι ακραίες τεγίδες αναλαμβάνουν το μισό φορτίο.

- Μήκος αμφιέριστης τεγίδας: 6m
- Φορτική επιφάνεια τεγίδας:  $1,75\text{m} \times 6\text{m} = 10,5\text{m}^2$
- Φορτίο επικάλυψης ανά τεγίδα:  $10,5\text{m}^2 \times 0,15 \text{ kN/m}^2 = 1,575 \text{ kN}$
- Ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο τεγίδας:  $1,575 \text{ kN} / 6\text{m} = 0,2625 \text{ kN/m}$



Σχήμα 2.1 Φορτική επιφάνεια τεγίδας

### 2.3 Μεταβλητά φορτία

Τα μεταβλητά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή μας είναι το χιόνι και ο άνεμος. Τα φορτία αυτά προσδιορίζονται στατικά και οι τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τον κανονισμό. Επίσης στα μεταβλητά φορτία συμπεριλαμβάνονται και τα φορτία της γερανογέφυρας τα οποία θα δούμε πιο αναλυτικά στο επόμενο κεφάλαιο.

#### 2.3.1 Φορτίο Χιονιού [S]

Τα φορτία χιονιού θα μελετηθούν βάση του Μέρους 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1). Αφορά φορτία λόγω χιονόπτωσης που έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Τα φορτία αυτά προκύπτουν με την παραδοχή φυσικής απόθεσης του χιονιού. Θεωρούνται ως στατικά φορτία και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις, όπως αυτές ορίζονται στο EN1990.

Για την προσομοίωση του φορτίου του χιονιού θεωρούμε ότι το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους, ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσο είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Για την εκτίμηση του φορτίου του χιονιού θα θεωρηθεί αρχικά ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας και η τελική μορφή θα προκύψει για συνθήκες που επικρατούν άνεμοι.



### Φορτίο χιονιού στη στέγη

Το φορτίο χιονιού στη στέγη προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$S = \mu_i C_e C_t s_k$$

όπου:

$\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

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

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

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

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

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

➤ Χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους ( $s_k$ )

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

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.

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

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

όπου:

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

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

Σημείωση: Οι τιμές αυτές είναι οι ελάχιστες που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό και πρέπει να επαληθεύονται από το μελετητή με ερώτηση στις επιτόπου αρμόδιες αρχές, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές τοπικές ιδιαιτερότητες και να γίνει η ανάλογη αύξηση τους, ώστε να αντιστοιχούν κατά το δυνατόν στις πραγματικές.

Στην μελέτη που ακολουθεί επιλέξαμε τόπο κατασκευής του κτηρίου μας εντός της Ζώνης III και σε υψόμετρο 200m οπότε προκύπτει χαρακτηριστική τιμή  $s_k = 0,84 \text{ kN/m}^2$ .

➤ Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού ( $\mu_i$ )

Η τιμή του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού ( $\mu_i$ ) προσδιορίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1. Εξαρτάται από τη γεωμετρία και τη μορφή της στέγης ως εξής

α) Μονοκλινείς ή δικλινείς στέγες

β) Επαναλαμβανόμενες στέγες

γ) Κυλινδρικές στέγες

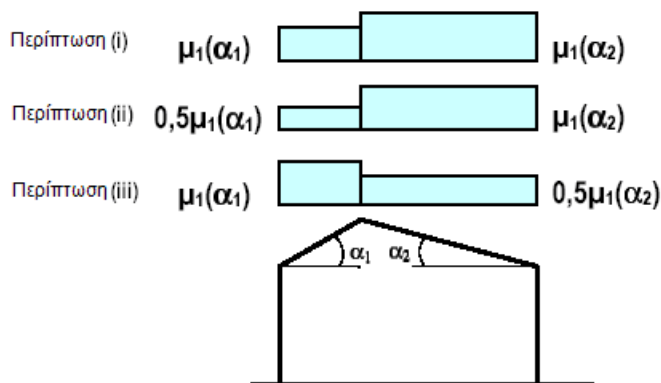
δ) Απότομες αλλαγές του ύψους στεγών

ε) Συγκέντρωση χιονιού σε προεξοχές ή εμπόδια

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

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

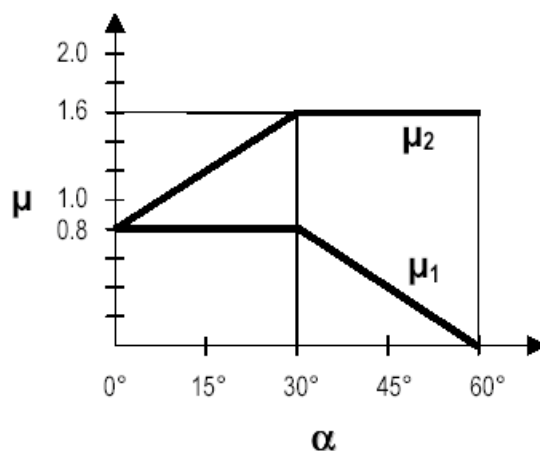
Στην περίπτωση που εξετάζουμε στην παρούσα εργασία επιλέγεται δικλινή στέγη ισοκλινή στέγη. Η προβλεπόμενη διάταξη για το συντελεστή μορφής φορτίου για δικλινή στέγη φαίνεται στο Σχήμα 2.2. Οι συντελεστές μορφής δίνονται στον Πίνακα 2.3 και στο Σχήμα 2.3 για διάφορες τιμές της γωνιάς  $\alpha$  της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.



Σχήμα 2.2 Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού – δικλινής στέγη

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

Πίνακας 2.3 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

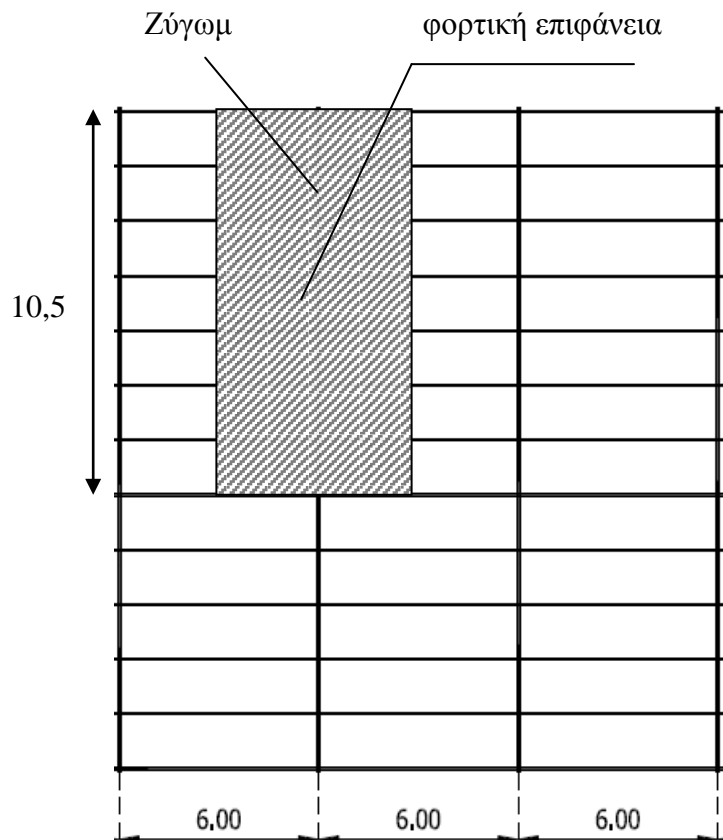


Σχήμα 2.3 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού για κεκλιμένες στέγες

Για την μελέτη που ακολουθεί έχουμε κλίση  $\alpha = 5.5^\circ$ . Προκύπτει  $\mu_1 = 0,8$  και  $\mu_2 = 0,95$  οπότε για συντελεστή έκθεσης ( $C_e$ ) και θερμικό συντελεστή ( $C_t$ ) ίσους με 1, προκύπτει:

$$S = \mu_1 C_e C_t s_k = 0,95 \times 1 \times 1 \times 0,84 = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

Υπολογίζεται η φόρτιση που καταλήγει στα ζυγώματα, ανάλογα με τη φορτική επιφάνεια που αντιστοιχεί σε αυτά (Σχήμα 2.4).



Σχήμα 2.4 Φορτική επιφάνεια ζυγώματος

- Ολικό φορτίο που αναλαμβάνει το ζυγώμα:  $10,5 \times 6 \times 0,80 = 50,40 \text{ kN}$
- Ομοιόμορφο φορτίο χιονιού επί ζυγώματος:  $50,40 / 10,5 = 4,8 \text{ kN/m}$

### 2.3.2 Δράσεις Ανέμου [W]

Οι δράσεις του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση στις κατασκευές από χάλυβα. Ο υπολογισμός των δράσεων λόγω ανέμου σε κτίρια και στα επιμέρους στοιχεία για ύψη μέχρι 200m γίνεται βάση του Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4.

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

Η ταχύτητα του ανέμου είναι η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης επηρεάζεται από:

- τη γεωγραφική θέση,
- τη φυσική θέση,
- τη τοπογραφία,
- τις διαστάσεις των κτιρίων,
- τη μέση ταχύτητα του ανέμου,
- το σχήμα της κατασκευής,
- τη κλίση της στέγης,
- τη διεύθυνση του ανέμου.

Προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, λαμβάνοντας υπόψη τους προαναφερθέντες παράγοντες, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.

#### ➤ Εξωτερική πίεση ( $w_e$ )

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

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$$

όπου

$q_p(z_e)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

$z_e$  είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

$c_{pe}$  είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

➤ Εσωτερική πίεση ( $w_i$ )

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

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi}$$

Όπου:

$q_p(z_i)$  είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

$z_i$  είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

$c_{pi}$  είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

➤ Πίεση ταχύτητας αιχμής ( $q_p(z)$ )

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

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

όπου:

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

$I_v(z)$  είναι η ένταση στροβιλισμού σε ύψος  $z$

$c_e(z)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = q_p(z) / q_b$$

$q_b$  είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2$$

όπου:

$v_b$  είναι η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II, σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0}$$

όπου:

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

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

$v_{b,0}$  είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II)

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

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

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

όπου:

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας

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

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

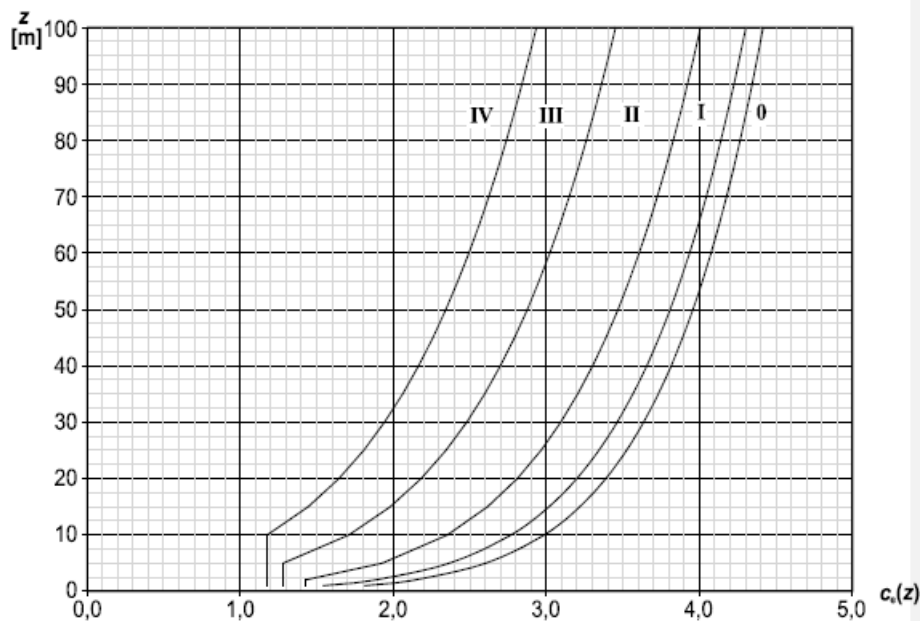
$$I_v(z) = k_1 / c_0(z) \times \ln(z/z_0) \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

όπου:

$k_1$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

Για επίπεδο έδαφος όπου  $c_0(z) = 1$ , ο συντελεστής έκθεσης  $c_e(z)$  δίνεται σε διάγραμμα στο Σχήμα 2.5 ως συνάρτηση του ύψους  $z$  πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.



Σχήμα 2.5 Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης  $c_e(z)$  για  $c_0=1,0$  και  $k_1=1,0$

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

$$c_r(z) = k_r \times \ln(z/z_0) \quad \text{για} \quad z_{\min} \leq z \leq z_{\max} = 200 \text{ m}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r \times \ln(z_{\min}/z_0) \quad \text{για} \quad z < z_{\min}$$

όπου:

$$k_r = 0,19 \times (z_0/z_{0,II})^{0,07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους})$$

Στις σχέσεις αυτές:

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας σε m, από Πίνακα 2.4

$z_{0,II} = 0,05 \text{ m}$  (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 2.4)

$z_{\min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.4

$z_{\max}$  λαμβάνεται ίσο προς 200 m



Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασιδί και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Πίνακας 2.4 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Για την κατασκευή που εξετάζεται στα πλαίσια της εργασίας προκύπτουν:

- Βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b = 1 \times 1 \times 27 = 27 \text{ m/s}$
  - Από κατηγορία εδάφους II, στην οποία κατατάγεται η κατασκευή μας, από τον Πίνακα 2.4 προκύπτει  $z_0 = 0,05\text{m}$  και  $z_{min} = 2\text{m}$ . Για ύψος κτηρίου  $9,5\text{m}$   $z_{min} \leq z = 9,5\text{m} \leq z_{max}$ . Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται ίσος με  $c_r(z) = 0,99$ .
  - Θεωρώντας επίπεδο το έδαφος έχω  $c_0(z) = 1$
  - Η μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος  $z$  από το έδαφος  $v_m(z) = 0,99 \times 1 \times 27 = 26,73 \text{ m/s}$
  - Ένταση στροβιλισμού  $I_v(z) = 1 / (1 \times \ln(9,5/0,05)) = 0,191$
  - Τελικά προκύπτει πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z) = [1 + 7 \times 0,191] \times 1/2 \times 0,00125 \times 26,73^2 = 1,04 \text{ kN/m}^2$ 
    - $q_p(z) = 1,04 \text{ kN/m}^2$
- Δυναμικός Συντελεστής  $c_{s,c_d}$

Προκειμένου να γίνει ο προσδιορισμός των δυνάμεων, οι οποίες ενεργούν σε μία κατασκευή και προέρχονται από ανεμοπίεση, πρέπει να προσδιορίζεται ο δυναμικός συντελεστής  $c_{s,c_d}$ . Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο επιμέρους παραμέτρους, την παράμετρο μεγέθους  $c_s$ , η οποία λαμβάνει υπόψη της τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας, και τη δυναμική παράμετρο  $c_d$ , η οποία λαμβάνει υπόψη της την αυξημένη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού. Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής

(κατασκευή από σκυρόδεμα ή χάλυβα) και από το ύψος και το πλάτος της. Εκτιμάται με τη βοήθεια διαγραμμάτων είτε με λεπτομερή διαδικασία, εφόσον είναι μεγαλύτερος από 1,10 που περιγράφεται στον Ευρωκώδικα 1.

Για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15m, όπως το κτίριο που μελετάμε σε αυτή την εργασία, η τιμή του  $c_s c_d$  μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$

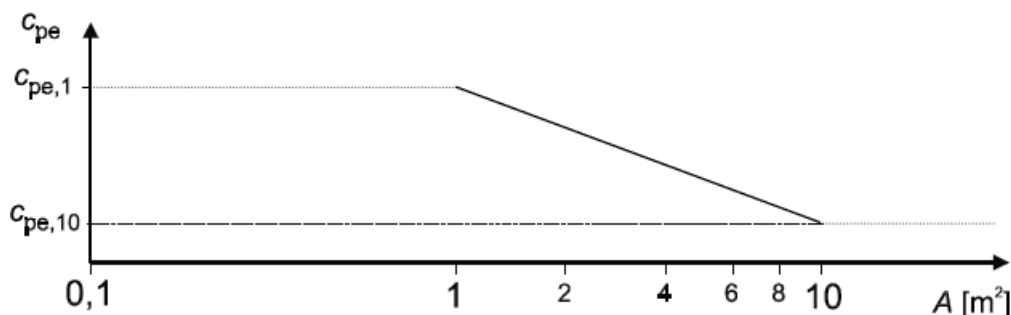
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , δίνονται δε σε πίνακες στον Ευρωκώδικα, για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, για  $1 \text{ m}^2$  και  $10 \text{ m}^2$ . Ως φορτιζόμενη, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του.

Στο Σχήμα 2.6 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης  $c_{pe}$  συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας. Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό:

για  $A \leq 1 \text{ m}^2$  είναι  $c_{pe} = c_{pe,1}$

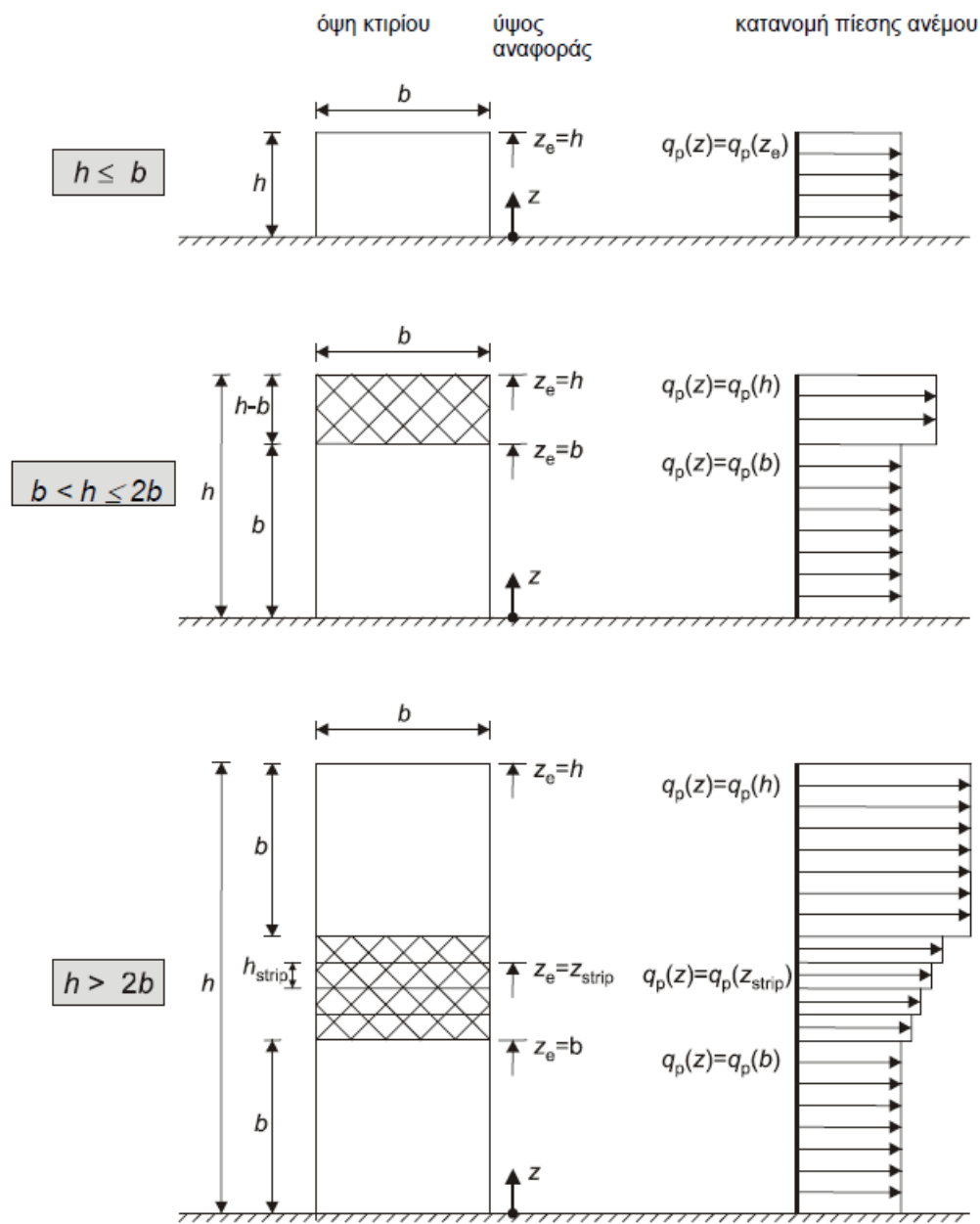
για  $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$  είναι  $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A$

για  $A \geq 10 \text{ m}^2$  είναι  $c_{pe} = c_{pe,10}$



**Σχήμα 2.6** Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$

Για τους κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς  $z_e$  για τους προσήνεμους τοίχους φαίνεται στο Σχήμα 2.7. Για τον υπήνεμο τοίχο και τους παράπλευρους τοίχους το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου.

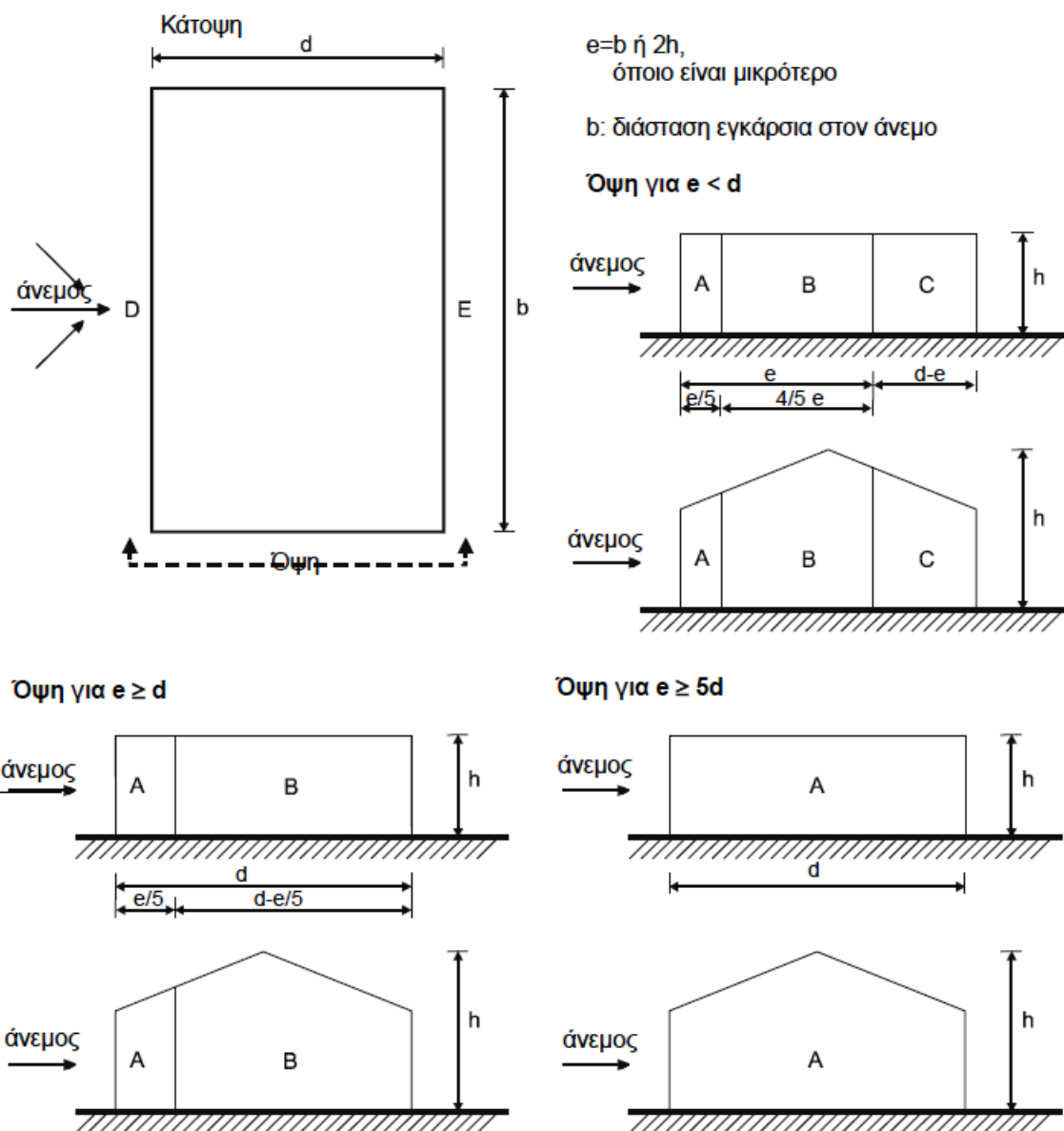


ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η πίεση ανέμου θα θεωρείται ομοιόμορφη σε κάθε οριζόντια λωρίδα.

Σχήμα 2.7 Ύψος αναφοράς  $z_e$  συναρτήσει των  $h$  και  $b$ , και κατανομή πιέσεων

Για το κτίριο στα πλαίσια της εργασίας μας ( $h=9,5\text{m}$  και  $b=21\text{m}$ ) σύμφωνα με το σχήμα λαμβάνουμε  $z_e=h$ .

Στον Πίνακα 2.5 και με τη βοήθεια του Σχήματος 2.8 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων.



Σχήμα 2.8 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

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

Πίνακας 2.5 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

Για το κτίριο στα πλαίσια της εργασίας μας προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

- Για άνεμο με διεύθυνση  $\theta = 0^\circ$

Έχουμε  $e = 2 \times 9,5 = 19\text{m} < d = 21\text{m}$ , οπότε η μετωπική όψη του κτιρίου μας χωρίζεται σε τρεις ζώνες, την Α με διάσταση 3,8m, την Β με διάσταση 15,2m και την C με διάσταση 2m. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προκύπτουν από τον Πίνακα 2.5 και έχουν τιμές -1,2, -0,8 και -0,5 αντίστοιχα για κάθε ζώνη. Στην πλάγια όψη παίρνουμε τις τιμές 0,8 για τη ζώνη D και -0,5 για τη ζώνη E.

- Για άνεμο με διεύθυνση  $\theta = 90^\circ$

Έχουμε  $e = 2 \times 9,5 = 19\text{m} < d = 42\text{m}$ , οπότε η πλάγια όψη του κτιρίου μας χωρίζεται σε τρεις ζώνες, την Α με διάσταση 3,8m, την Β με διάσταση 15,2m και την C με διάσταση 23m, με αντίστοιχους συντελεστές -1,2, -0,8 και -0,5. Η μετωπική όψη χωρίζεται στις πλευρές D και E, με αντίστοιχους συντελεστές 0,7 και -0,3.

Για την δικλινή στέγη που εξετάζουμε στην παρούσα εργασία οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα 2.6 σύμφωνα με το συμβολισμό του Σχήματος 2.9. Προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα για το κτίριο της εργασίας μας :

- Για άνεμο με διεύθυνση  $\theta = 0^\circ$

Έχουμε σύμφωνα με το Σχήμα 2.9 στις ζώνες F (4,75m×1,9m), G (32,5m×1,9m), Η (42m×8,6m), I (42m×8,6m) και J (42m×1,9m). Από τον πίνακα 2.6β για κλίση στέγης  $5.5^\circ$ , οι συντελεστές για την κάθε περιοχή προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή και έχουν τιμές -1,66 (0,01), -1,18 (0,01), -0,585 (0,01), -0,59 (-0,57) και 0,185 (-0,57) αντίστοιχα.

- Για άνεμο με διεύθυνση  $\theta = 90^\circ$

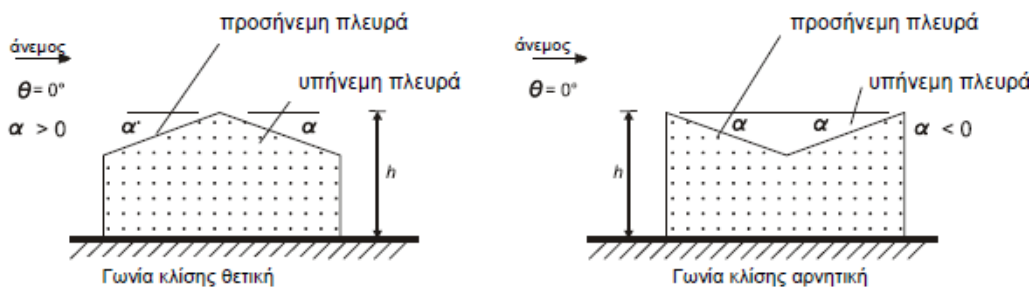
Έχουμε σύμφωνα με το Σχήμα 2.9 στις ζώνες F (4,75m×1,9m), G (8,125m×1,9m), Η (10,5m×7,6m) και I (10,5m×32,5). Από τον πίνακα 2.6α για κλίση στέγης  $5.5^\circ$ , οι συντελεστές για την κάθε περιοχή προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή και έχουν τιμές -1,585, -1,3, -0,695, -0,595 αντίστοιχα.

Γωνία Κλίσης $\alpha$	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	

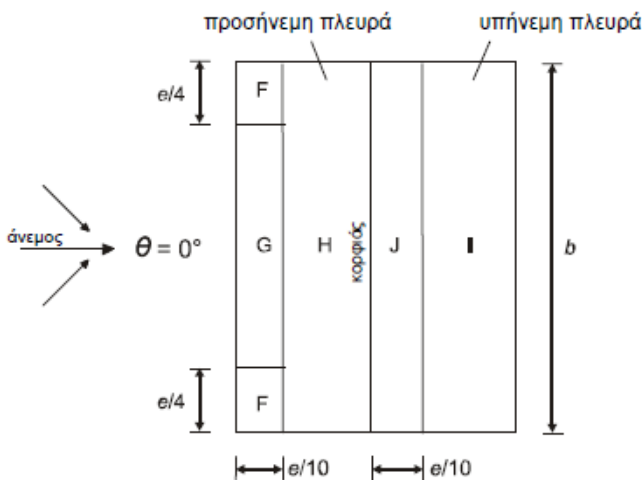
Πίνακας 2.6α Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Γωνία Κλίσης $\alpha$	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	

Πίνακας 2.6β Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες



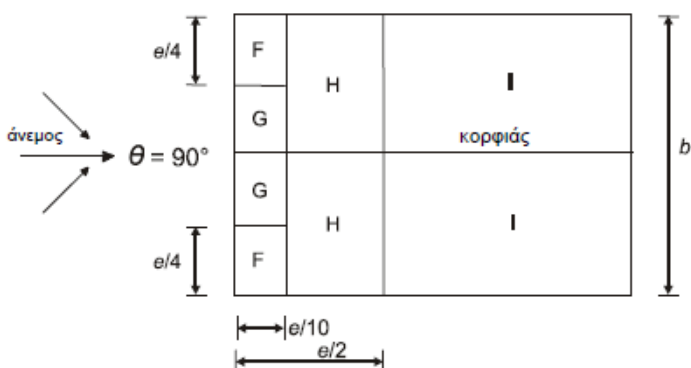
(α) γενικά



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

$e = b$  ή  $2h$   
 όποιο είναι μικρότερο

$b$  : διάσταση εγκάρσια  
 στον άνεμο



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

Σχήμα 2.9 Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

- Συντελεστές εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Η πλευρά ενός κτιρίου πρέπει να θεωρηθεί καθοριστική όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια τις επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου. Σε κτίριο με μια καθοριστική πλευρά η εσωτερική πίεση θα λαμβάνεται ως ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης.

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

$$c_{pi} = 0,75 c_{pe}$$

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

$$c_{pi} = 0,90 c_{pe}$$

όπου  $c_{pe}$  είναι η τιμή του συντελεστή της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς.

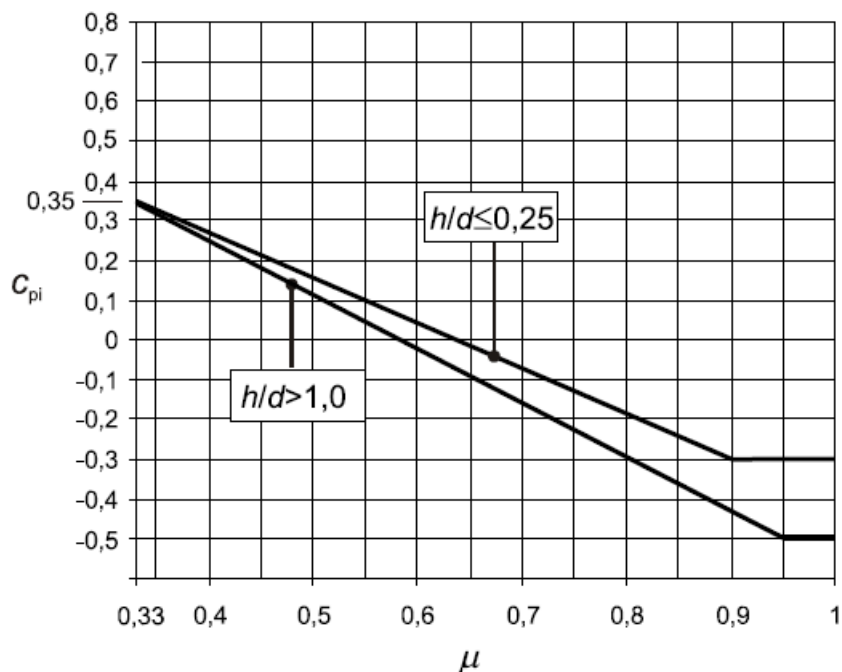
Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι μεταξύ του διπλασίου και του τριπλασίου της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

Για κτίρια χωρίς καθοριστική πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$  θα προσδιορίζεται από το Σχήμα 2.10 και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου  $h/d$  και του λόγου ανοιγμάτων  $\mu$  για κάθε διεύθυνση του ανέμου  $\theta$ , που θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνειας ανοιγμάτων στα οποία ο } c_{pe} \text{ είναι αρνητικός ή } 0,0}{\sum \text{επιφάνειας όλων των ανοιγμάτων}}$$

Το ύψος αναφοράς  $z_i$  για τις εσωτερικές πιέσεις θα λαμβάνεται ίσο με το ύψος αναφοράς  $z_e$  για τις εξωτερικές πιέσεις, στις πλευρές που συνεισφέρουν με τα ανοίγματα τους στη δημιουργία της εσωτερικής πίεσης.





Σχήμα 2.10 Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανεμημένα ανοίγματα

Για την κατασκευή που εξετάζεται στα πλαίσια της εργασίας προκύπτουν τα ακόλουθα αποτελέσματα:

Θεωρώντας δεσπόζουσα τη πλευρά όπου υπάρχει μεγάλη θύρα και πως η επιφάνεια του ανοίγματος σε αυτή τη πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, ισχύει  $c_{pi} = 0,75 c_{pe}$

- Για άνεμο με διεύθυνση  $\theta = 0^\circ$

Για τους κατακόρυφους τοίχους:

$$c_{pe} = 0,18 \times (-1,2) + 0,72 \times (-0,8) + 0,10 \times (-0,5) = -0,84$$

Για τη δικλινή στέγη:

$$c_{pe} = 0,09 \times (-1,66) + 0,41 \times (-0,585) + 0,41 \times (-0,59) + 0,09 \times 0,185 = -0,62$$

$$c_{pe} = 0,09 \times (0,01) + 0,41 \times (0,01) + 0,41 \times (-0,57) + 0,09 \times (-0,57) = -0,28$$

- Για άνεμο με διεύθυνση  $\theta = 90^\circ$

Για τους κατακόρυφους τοίχους:

$$c_{pe} = 0,09 \times (-1,2) + 0,36 \times (-0,8) + 0,55 \times (-0,5) = -0,67$$

Για τη δικλινή στέγη:

$$c_{pe} = 0,045 \times (-1,585) + 0,18 \times (-0,695) + 0,775 \times (-0,595) = -0,66$$

### Τελικές πιέσεις ανέμου επί της κατασκευής

Οι τελικές πιέσεις ανέμου που καταπονούν την κατασκευή προκύπτουν από τις σχέσεις που δόθηκαν πιο πάνω και αναφέρονται στην εξωτερική πίεση ( $w_e$ ) και την εσωτερική πίεση ( $w_i$ ). Στη συνέχεια, αφού υπενθυμίσουμε τις σχέσεις, δίνονται οι τιμές των τελικών πιέσεων ως αλγεβρικό άθροισμα των  $w_e$  και  $w_i$ .

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe}$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} = 0,75 \times q_p(z_e) \times c_{pe}$$

$$q_p(z) = 1,04 \text{ kN/m}^2$$

- Για άνεμο με διεύθυνση  $\theta = 0^\circ$

Στους κατακόρυφους τοίχους που σχηματίζονται οι ζώνες A, B, C, D, E προκύπτει:

$$w_A = 1,04 \times (-1,2) - 1,04 \times 0,75 \times (-0,84) = -0,59 \text{ kN/m}^2$$

$$w_B = -0,18 \text{ kN/m}^2$$

$$w_C = 0,14 \text{ kN/m}^2$$

$$w_D = 1,25 \text{ kN/m}^2$$

$$w_E = 0,21 \text{ kN/m}^2$$

Στην οροφή που σχηματίζονται οι ζώνες F, G, H, I, J προκύπτει:

$$w_F = -1,24 \text{ kN/m}^2 \text{ και } 0,23 \text{ kN/m}^2$$

$$w_G = -0,74 \text{ kN/m}^2 \text{ και } 0,23 \text{ kN/m}^2$$

$$w_H = -0,13 \text{ kN/m}^2 \text{ και } 0,23 \text{ kN/m}^2$$

$$w_I = -0,13 \text{ kN/m}^2$$

$$w_J = 0,68 \text{ kN/m}^2$$

- Για άνεμο με διεύθυνση  $\theta = 90^\circ$

Στους κατακόρυφους τοίχους που σχηματίζονται οι ζώνες A, B, C, D, E προκύπτει:

$$w_A = 1,04 \times (-1,2) - 1,04 \times 0,75 \times (-0,67) = -0,73 \text{ kN/m}^2$$

$$w_B = -0,31 \text{ kN/m}^2$$

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

$$w_D = 1,49 \text{ kN/m}^2$$

$$w_E = 0,14 \text{ kN/m}^2$$

Στην οροφή που σχηματίζονται οι ζώνες F, G, H, I, J προκύπτει:

$$w_F = -1,13 \text{ kN/m}^2$$

$$w_G = -0,84 \text{ kN/m}^2$$

$$w_H = -0,21 \text{ kN/m}^2$$

$$w_I = -0,10 \text{ kN/m}^2$$

### 2.3.3 Φορτία Γερανογέφυρας [Q]

Ο προσδιορισμός των φορτίων των γερανογεφυρών γίνεται βάση του Μέρους 3 του Ευρωκώδικα 1. Τα φορτία τα οποία εξασκούνται στην κατασκευή από τη λειτουργία της γερανογέφυρας διακρίνονται σε κατακόρυφα και οριζόντια, όπως επίσης σημαντικές περιπτώσεις φόρτισης αποτελούν το δοκιμαστικό φορτίο και οι τυχηματικές δράσεις. Τα κατακόρυφα φορτία οφείλονται στο ανυψούμενο φορτίο, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και το βάρος του βαρουλκοφορείου. Τα οριζόντια φορτία που ασκούνται προκαλούνται από την επιτάχυνση ή επιβράδυνση κατά την κίνηση της γερανογέφυρας και από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές. Το δοκιμαστικό φορτίο αναρτάται από τη γερανογέφυρα κατά την παραλαβή της. Τα φορτία από τη γερανογέφυρα μεταφέρονται στο φορέα μέσω των δοκών κυλίσεως.

- Κατακόρυφα φορτία

Τα κατακόρυφα φορτία οφείλονται στο ανυψούμενο φορτίο, το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και το βάρος του βαρουλκοφορείου. Επειδή το βαρουλκοφορείο και το αναρτώμενο φορτίο μπορεί να κινηθούν μεταξύ δύο ακραίων θέσεων για τη διαστασιολόγηση

της δοκού κυλίσεως πρέπει να ληφθεί υπόψη η θέση που προκαλεί επ'αυτών τις δυσμενέστερες δράσεις. Όταν σε περιπτώσεις ανάρτησης του ονομαστικού ωφέλιμου φορτίου προκαλούνται επί της μίας τροχιάς οι μέγιστες δράσεις, επί της απέναντι τροχιάς προκαλούνται οι ελάχιστες. Το συνολικό φορτίο κάθε φορείου επιμερίζεται εξίσου στους δύο τροχούς.

Η επιβολή των κατακόρυφων φορτίων επί των δοκών κυλίσεως γίνεται κατά δυναμικό τρόπο. Με τη χρήση δυναμικών προσαυξητικών συντελεστών επί των στατικών προσδιοριζόμενων δράσεων λαμβάνεται υπόψη ο δυναμικός χαρακτήρας των φορτίων. Οι τιμές των συντελεστών αυτών επηρεάζονται επίσης από τον τύπο της ανάρτησης, από το είδος του αναρτώμενου φορτίου και από την ταχύτητα ανύψωσης.

Στον Πίνακα 2.7 φαίνονται με βάση τα δεδομένα ενός τύπου γερανογέφυρας για διάφορα ανοίγματα και ανυψωτικές ικανότητες η μέγιστη και η ελάχιστη αντίδραση ανά τροχό, χωρίς να έχουν ληφθεί υπόψη δυναμικοί συντελεστές.

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

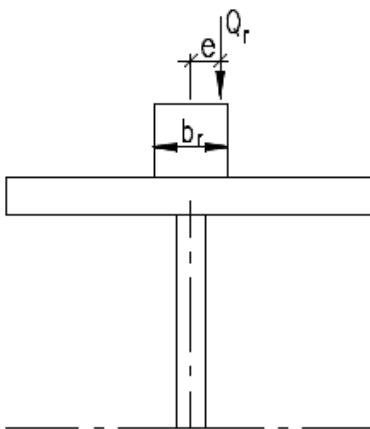
  

		20 m	22 m	24 m	26 m	28 m	30 m
2,0 t	max	2 250	2 950	3 050	3 350	3 600	3 900
	min	1 050	1 700	1 850	2 100	2 400	2 300
3,2 t	max	3 100	3 600	3 900	4 150	4 300	4 600
	min	1 250	1 750	2 000	2 250	2 400	2 700
4,0 t	max	3 550	4 050	4 300	4 600	4 850	5 150
	min	1 300	1 750	2 000	2 250	2 550	2 800
5,0 t	max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

Πίνακας 2.7 Μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις γερανογέφυρας επί των τροχών της

Από τη μελέτη του πιο πάνω πίνακα παρατηρούμε ότι για συνήθη ανοίγματα και ανυψούμενα φορτία το ίδιο βάρος της γερανογέφυρας είναι της ίδιας τάξης με το ανυψούμενο φορτίο.

Επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτιρίου και την τοποθέτηση των δοκών κυλίσεως, είναι δυνατόν το κατακόρυφο φορτίο να ασκείται εκκεντρα ως προς τη δοκό κυλίσεως. Η εκκεντρότητα αυτή λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς και προσδιορίζεται στους κανονισμούς. Μια ενδεικτική τιμή είναι το  $\frac{1}{4}$  του πλάτους της τροχιάς. (Σχήμα 2.11)



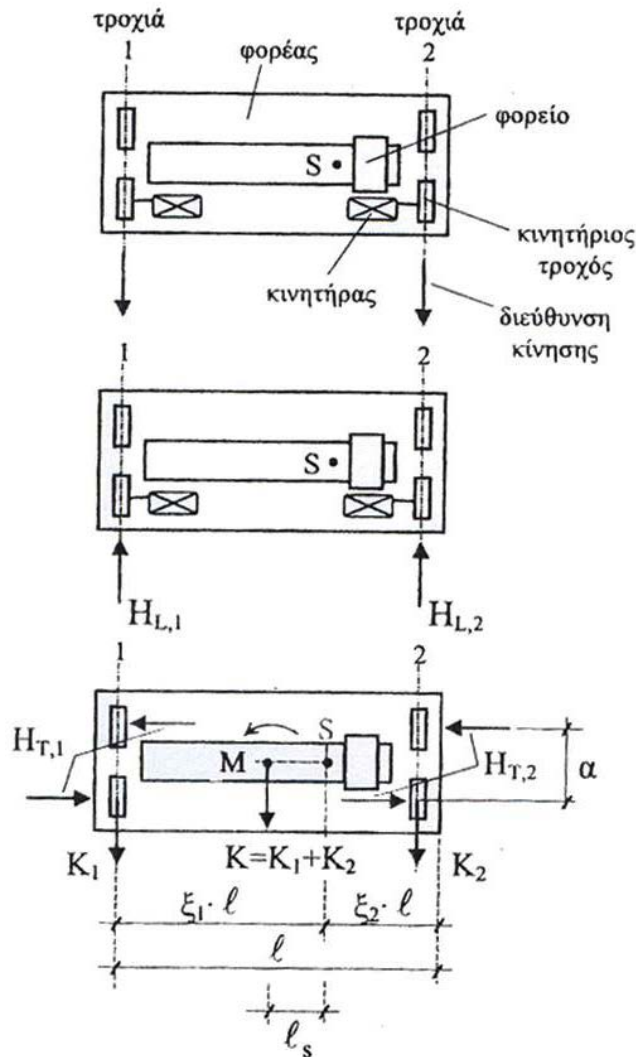
Σχήμα 2.11 Έκκεντρη δράση φορτίου τροχού ως προς τη δοκό κυλίσεως

- Οριζόντια φορτία

Τα οριζόντια φορτία που ασκούνται προκαλούνται από την επιτάχυνση ή επιβράδυνση κατά την κίνηση της γερανογέφυρας και από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές. Τα οριζόντια φορτία ασκούνται συγχρόνως με τα κατακόρυφα φορτία και εφαρμόζονται σ' αυτά δυναμικοί προσαυξητικοί συντελεστές.

Κατά την επιτάχυνση, ή επιβράδυνση, της γερανογέφυρας η κινητήρια δύναμη  $K$  (Σχήμα 2.12) ασκείται στον άξονα της κίνησης. Το κέντρο βάρους  $S$  του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα και αναρτημένο φορτίο) βρίσκεται εκτός του άξονα αυτού σε απόσταση  $l_s$  (Σχήμα 2.12) και εξ' αυτού του λόγου δημιουργείται στρεπτική ροπή  $M=K \times l_s$ . Η ροπή αυτή εξισορροπείται από ζεύγη δυνάμεων  $H_{T,1}$  και  $H_{T,2}$  που αναπτύσσονται στις θέσεις των τροχών (Σχήμα 2.12). Συγχρόνως η κινητήρια δύναμη κατανέμεται σε δύο κατά μήκος οριζόντιες δυνάμεις  $H_L$ .

Η μέγιστη εκκεντρότητα  $l_s$  μπορεί να προσδιοριστεί θεωρώντας την ακραία θέση ανάρτησης στην οποία αντιστοιχούν οι μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις επί των δοκών και την αντίστοιχη θέση του κέντρου βάρους του συστήματος (αποστάσεις  $\xi_1 \times l$ ,  $\xi_2 \times l$  Σχήμα 2.12).



Σχήμα 2.12 Πλευρικές και κατά μήκος δυνάμεις επί των δοκών κυλίσεως λόγω της επιτάχυνσης/επιβράδυνση της γερανογέφυρας

Οι τιμές των οριζόντιων δυνάμεων υπολογίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις :

- Κινητήρια δύναμη

$$K = \mu \times m_w \times Q_{r,\min}$$

όπου:

$\mu = 0,20$  συντελεστής τριβής

$m_w$  πλήθος μεμονωμένων κινητήριων τροχών

$Q_{r,\min}$  ελάχιστη αντίδραση τροχού στην αφόρτιστη γερανογέφυρα

- Στρεπτική ροπή

$$M = K \times I_s$$

$$I_s = (\xi_1 - 0,5) \times l$$

- Κατά μήκος οριζόντιες δυνάμεις (ανά δοκό κυλίσεως)

$$H_L = \varphi_5 \times K \times l / n_r$$

όπου:

$n_r$  αριθμός δοκών κυλίσεως

$\varphi_5$  δυναμικός συντελεστής (συνήθως ίσος με 1,50)

- Εγκάρσιες οριζόντιες δυνάμεις

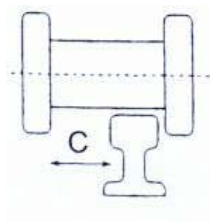
$$H_{T,1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times M / \alpha$$

$$H_{T,1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times M / \alpha$$

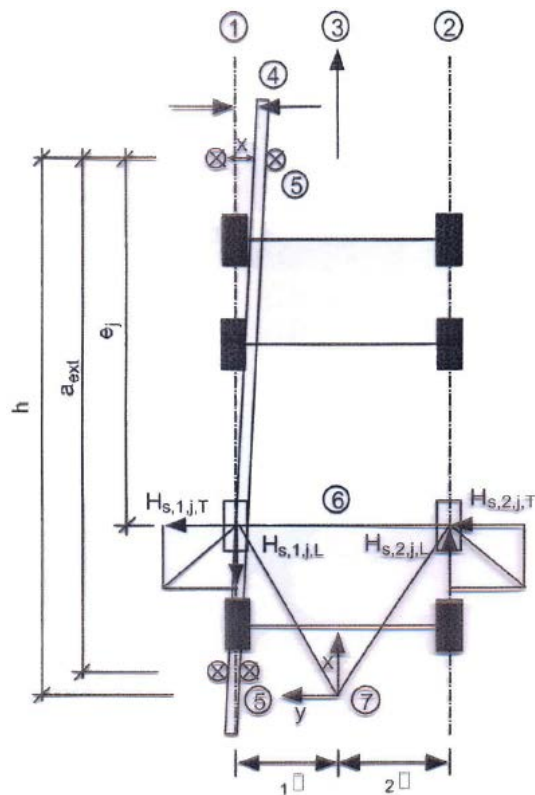
όπου:

$\alpha$  η απόσταση μεταξύ δύο τροχών επί μίας τροχιάς

Λόγω αντοχής  $c$  που πρέπει να υπάρχει μεταξύ τροχού και τροχιάς (Σχήμα 2.13) η γερανογέφυρα είναι δυνατόν να εγγράφεται κατά λοξό ως προς τις τροχιές τρόπο και επομένως ο στιγμιαίος άξονας κίνησης επί της τροχιάς να σχηματίζει με αυτή μικρή γωνία  $x$  (Σχήμα 2.14). Συνέπεια της παραπάνω λοξής κίνησης είναι να ασκούν οι τροχοί και μέσα καθοδήγησης οριζόντιες δυνάμεις επί των τροχιών όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.15.

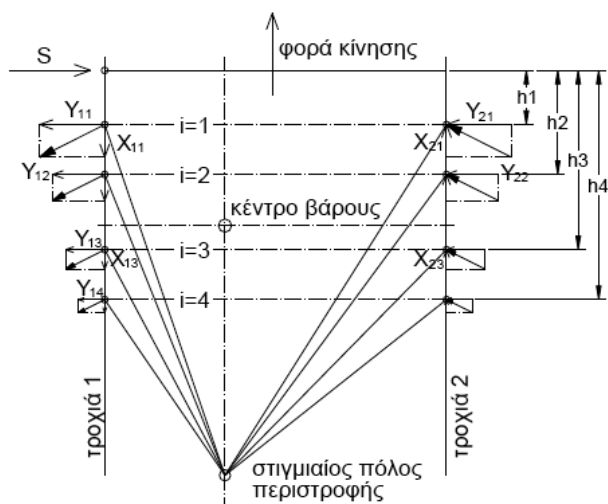


Σχήμα 2.13 Ανοχή μεταξύ τροχών και τροχιάς



- Υπόμνημα:
- |   |                                   |   |                         |
|---|-----------------------------------|---|-------------------------|
| 1 | Στιγμαία κίνηση επί της τροχιάς 1 | 4 | Διεύθυνση της τροχιάς   |
| 2 | Στιγμαία κίνηση επί της τροχιάς 2 | 5 | Μέσα καθοδήγησης        |
| 3 | Διεύθυνση της κίνησης             | 6 | Ζεύγος τροχών j σειράς  |
|   |                                   | 7 | Στιγμαίο κέντρο στροφής |

Σχήμα 2.14 Λοξή κίνηση γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές



Σχήμα 2.15 Πλευρικές δυνάμεις λόγω της λοξής κίνησης της γερανογέφυρας



Οι οριζόντιες δυνάμεις λόγω της λοξής κίνησης υπολογίζονται από τη παρακάτω σχέση:

$$H_{S,I,j, \frac{L}{T}} = f \lambda_{s,I,j, \frac{L}{T}} \Sigma Q_{r,max}$$

όπου:

- i τροχιά (π.χ. 1 ή 2)
- j ζεύγος τροχών (π.χ. προπορευόμενο)
- L κατά μήκος διεύθυνση
- T εγκάρσια διεύθυνση
- $\Sigma Q_{r,max}$  άθροισμα κατακόρυφων αντιδράσεων τροχών της περισσότερο καταπονούμενης τροχιάς για τη φορτισμένη γερανογέφυρα

Ακολουθούν οι Πίνακες 2.8 και 2.9 για τον προσδιορισμό της απόστασης h και των τιμών  $\lambda_{sj}$  αντίστοιχα.

Αν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός λαμβάνουμε  $\alpha=0,015grad$  και  $f=0,30$

	Συνδυασμός ζευγών τροχών		h
	συνεζευγμένοι (c)	ανεξάρτητοι (i)	
<b>Σταθερά/Σταθερά</b> FF	 CFF	 IFF	$\frac{m \xi_1 \xi_2 \ell^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$
<b>Σταθερά/Κινητά</b> FM	 CFM	 IFM	$\frac{m \xi_1 \ell^2 + \sum e_i^2}{\sum e_i}$
h	είναι η απόσταση μεταξύ του στιγμιαίου πόλου στροφής και των μέσων καθοδήγησης		
m	είναι ο αριθμός των συνεζευγμένων ζευγών τροχών (m = 0 για ανεξάρτητα ζεύγη τροχών)		
$\xi_1$	είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 1		
$\xi_2$	είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 2		
$\ell$	είναι το άνοιγμα της γερανογέφυρας		
$e_i$	είναι η απόσταση του ζεύγους τροχών i από τα μέσα καθοδήγησης		

**Πίνακας 2.8** Προσδιορισμός της απόστασης h

Σύστημα	$\lambda_s$	$\lambda_{s,1L}$	$\lambda_{s,1T}$	$\lambda_{s,2L}$	$\lambda_{s,2T}$
cFF	$1 - \frac{\sum e_i}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$
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	$\xi_1 \left(1 - \frac{\sum e_i}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	0
iFM		0	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_i}{h}\right)$	0	0

n είναι ο αριθμός των των ζευγών τοχών  
 $\xi_1$  είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 1  
 $\xi_2$  είναι η απόσταση του στιγμιαίου πόλου στροφής από την τροχιά 2  
 $\ell$  είναι το άνοιγμα της γερανογέφυρας  
 $e_i$  είναι η απόσταση του ζεύγους τροχών από τα μέσα καθοδήγησης  
h είναι η απόσταση μεταξύ του στιγμιαίου πόλου στροφής και των μέσων καθοδήγησης

**Πίνακας 2.9** Προσδιορισμός των τιμών  $\lambda_{sj}$

- Δοκιμαστικό φορτίο

Το δοκιμαστικό φορτίο είναι μεγαλύτερο από τη ονομαστική φέρουσα ικανότητα της γερανογέφυρας και μπορεί να θεωρείται χωρίς της ταυτόχρονη άσκηση οριζόντιων δυνάμεων. Το δοκιμαστικό φορτίο λαμβάνεται το δυσμενέστερο από τις εξής δύο περιπτώσεις:

- το ονομαστικό φορτίο της γερανογέφυρας προσαυξημένο κατά 10% και επιπλέον πολλαπλασιασμένο επί ειδικό για τη περίπτωση δυναμικό συντελεστή. Το φορτίο αυτό θεωρείται εν κινήσει, αναπτύσσονται δηλαδή οι αντίστοιχες οριζόντιες δυνάμεις και
- το ονομαστικό φορτίο προσαυξημένο κατά 25% χωρίς ταυτόχρονη δράση οριζόντιων δυνάμεων και χωρίς δυναμικό συντελεστή.

- Τυχηματικές δράσεις

Από τον EN 1991-3 προβλέπονται οι ακόλουθες δύο τυχηματικές δράσεις που είναι χρήσιμες για τοπικούς κυρίως ελέγχους:

- i) δράσεις που ασκούνται σε ειδικά τερματικά στοιχεία επί των δοκών κυλίσεως (buffer forces) και
- ii) δράσεις που ασκούνται επί του βαρουλκοφορείου εάν αυτό συναντήσει εμπόδιο στην πορεία του (tilting forces)

- Δράσεις σχεδιασμού

Οι κατακόρυφες και οι οριζόντιες δυνάμεις συνδυάζονται κατά τον τρόπο που φαίνεται στον πίνακα 2.10. Τα φορτία κάθε στήλης, με τους αντίστοιχους μεγεθυντικούς δυναμικούς συντελεστές  $\varphi$ , θεωρούνται ως μία ενιαία δράση.

Για τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας εφαρμόζεται, επί των τιμών των φορτίων που αναφέραμε πιο πάνω, επί μέρους συντελεστής ασφαλείας γενικά  $\gamma=1,35$  και ειδικότερα όπως φαίνεται στον Πίνακα 2.11. Για το σχηματισμό των συνδυασμών δράσεων μπορεί να εφαρμόζονται οι τιμές  $\psi_0=1,0$  και  $\psi_1=0,90$ . Ως συντελεστής  $\psi_2$  λαμβάνεται ο λόγος του μόνιμου φορτίου της γερανογέφυρας προς το συνολικό.

Οι τιμές των δυναμικών συντελεστών  $\varphi$  φαίνονται στους Πίνακες 2.12, 2.13, 2.14 που ακολουθούν. Για τον προσδιορισμό του συντελεστή  $\varphi_2$  λαμβάνεται υπόψη το είδος και η χρήση της γερανογέφυρας.

Εάν σε ένα κτίριο λειτουργούν περισσότερες γερανογέφυρες ο αριθμός που κατά μέγιστο μπορεί να θεωρηθεί ότι λειτουργούν συγχρόνως ορίζεται στον πίνακα 2.15.

		Ομάδες φορτίων									
		Οριακή κατάσταση αστοχίας						Δοκιμαστική	Τυχηματική		
		1	2	3	4	5	6				7
1	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας	$\varphi_1$	$\varphi_1$	1	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	1	$\varphi_1$	1	1
2	Ανυψούμενο φορτίο	$\varphi_2$	$\varphi_3$	-	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\eta^{1)}$	-	1	1
3	Επιτάχυνση της γερανογέφυρας	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	-	-	-	$\varphi_5$	-	-
4	Λοξή κίνηση της γερανογέφυρας	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Επιτάχυνση ή επιβράδυνση του ανυψωτικού συστήματος	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	Ανεμος	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Δοκιμαστικό φορτίο	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi_6$	-	-
8	Πρόσκρουση στο stop	-	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi_7$	-
9	Πρόσκρουση βαρούλκου σε εμπόδιο	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

**Πίνακας 2.10** Συνδυασμοί φορτίων με τους αντίστοιχους δυναμικούς συντελεστές θεωρούμενοι ως μία ενιαία χαρακτηριστική δράση

Δράση	Σύμβολο	Κατάσταση	
		P/T	A
Μόνιμες δράσεις γερανογέφυρας - δυσμενείς - ευνοϊκές	$\gamma_{G\ sup}$	1.35	1.00
	$\gamma_{G\ inf}$	1.00	1.00
Μεταβλητές δράσεις γερανογέφυρας - δυσμενείς - ευνοϊκές	$\gamma_{Q\ sup}$	1.35	1.00
	$\gamma_{Q\ inf}$		
Παρούσα $\gamma/\phi$		1.00	1.00
Απούσα $\gamma/\phi$		0.00	0.00
Άλλες μεταβλητές δράσεις - δυσμενείς - ευνοϊκές	$\gamma_Q$	1.50	1.00
		0.00	0.00
Τυχηματικές δράσεις	$\gamma_A$		1.00

P – Μόνιμη κατάσταση

T – Παροδική κατάσταση

A – Τυχηματική κατάσταση

Πίνακας 2.11 Συνιστώμενες στον EC1/3 τιμές για τους συντελεστές  $\gamma$

$v_1$	$0,9 < v_1 < 1,1$ The two values 1,1 and 0,9 reflect the upper and lower values of the vibrational pulses.
$v_2$	$v_2 = v_{2,min} + \delta_2 v_h$ $v_h$ - steady hoisting speed in [m/s] $v_{2,min}$ and $\delta_2$ see table 2.5
$v_3$	$\phi_2 = 1 - \frac{\Delta_m}{m} (1 + \beta_2)$ where $\Delta_m$ released or dropped part of the load $m$ total hoisting load $\delta_2 = 0,5$ for cranes equipped with grabs or similar slow-release devices $\delta_2 = 1,0$ 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.

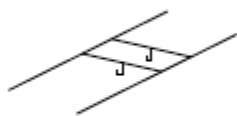
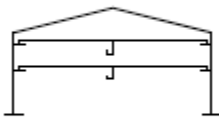
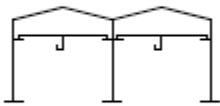
Πίνακας 2.12 Δυναμικοί μεγθυντικοί συντελεστές  $\phi$  για τα κατακόρυφα φορτία

Hoisting class of appliance	$\beta_2$	$v_{2,min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Πίνακας 2.13 Τιμές των συντελεστών  $\beta_2$  και  $\phi_{2,min}$

$v_5 = 1,0$	for centrifugal forces
$1 \neq v_5 \neq 1,5$	correspond to systems in which forces change smoothly
$1,5 \neq v_5 \neq 2,0$	when sudden changes occur
$v_5 = 3,0$	for drives with considerable backlash

**Πίνακας 2.13** Δυναμικός μεγεθυντικός συντελεστής  $\varphi_5$  για τα οριζόντια φορτία

	Γερανογέφυρες στις ίδιες τροχιές	Γερανογέφυρες στο ίδιο φάτνωμα	Γερανογέφυρες σε κτίρια με παράλληλες αίθουσες	
				
Κατακόρυφα Φορτία	3	4	4	2
Οριζόντια Φορτία	2	2	2	2

**Πίνακας 2.14** Μέγιστος αριθμός γερανογεφυρών που θεωρείται ότι λειτουργούν ταυτοχρόνως

## 2.4 Σεισμικές δράσεις [E]

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις, που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $A$ , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μια κατακόρυφη συνιστώσα, στατικά ανεξάρτητες

μεταξύ τους. Στην έκταση της κάτοψης συνήθων κτιρίων θεωρείται πως όλα τα σημεία του εδάφους εκτελούν την ίδια μεταφορική κίνηση, η οποία λαμβάνεται αμετάβλητη από την επιφάνεια του εδάφους ως τη στάθμη θεμελίωσης της κατασκευής.

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής προβλέπεται από τον ΕΑΚ 2000 η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων:

- Δυναμική φασματική μέθοδος
- Απλοποιημένη φασματική ή ισοδύναμη στατική μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος μπορεί να εφαρμόζεται σε όλες τις κατασκευές χωρίς περιορισμούς. Κατά τη μέθοδο αυτή η απόκριση της κατασκευής υπολογίζεται με τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων μεγεθών απόκρισης κάθε ιδιομορφής. Το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνεται εξαρτάται από την επιθυμητή ακρίβεια υπολογισμού. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου αρκεί η θεώρηση μόνο ενός προσανατολισμού εκ των δύο οριζοντίων συνιστωσών του σεισμού.

Η απλοποιημένη φασματική ή ισοδύναμη στατική μέθοδος προκύπτει από τη δυναμική φασματική με θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού. Η σεισμική απόκριση υπολογίζεται με την επιβολή ισοδύναμων σεισμικών δυνάμεων που εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία στην κατασκευή. Οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα στις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

### ➤ Φάσμα σχεδιασμού – φάσμα απόκρισης

Φάσμα απόκρισης είναι η περιβάλλουσα της συμπεριφοράς μονοβάθμιων ταλαντωτών, για δεδομένο σεισμό, ως προς την ιδιοπερίοδο των μονοβάθμιων αυτών ταλαντωτών για μια δεδομένη απόσβεση. Το κάθε φάσμα απόκρισης αναφέρεται σε ένα δεδομένο σεισμό. Διακρίνονται φάσματα ολικών επιταχύνσεων, σχετικών ταχυτήτων και σχετικών μετακινήσεων. Το φάσμα απόκρισης το οποίο αντιστοιχεί στον σεισμό σχεδιασμού ονομάζεται φάσμα σχεδιασμού.

Ο ΕΑΚ 2000 ορίζει ως φάσμα σχεδιασμού αυτό του σχήματος 2.15 που καθορίζεται από τις εξισώσεις που ακολουθούν:

#### Περιοχή Περιόδων Εξίσωση

$$0 \leq T < T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$$

$$T_2 < T : \quad \Phi_d(T) = \gamma_I \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

όπου:

$A = a \times g$  μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

$g$  επιτάχυνση της βαρύτητας

$\gamma_I$  συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου

$q$  συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

$\eta$  διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης  $\neq 5\%$

$\theta$  συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης

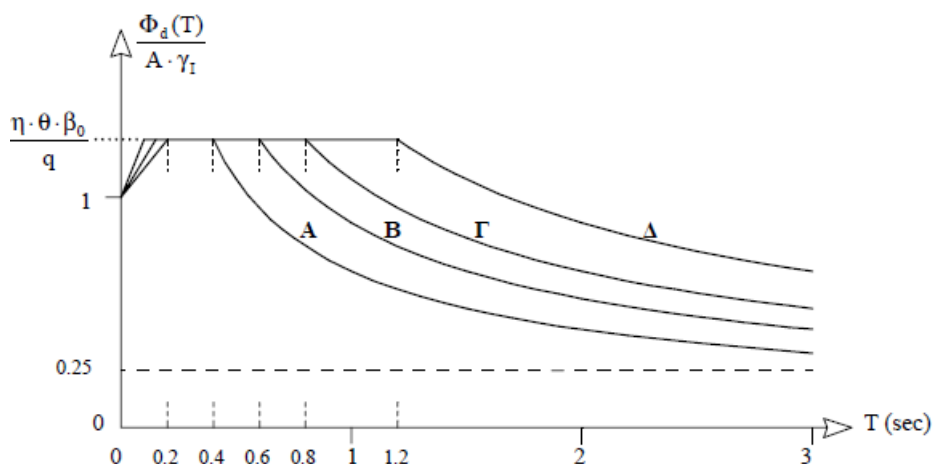
$T_1$  και  $T_2$  χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος

$\beta_0 = 2.5$  συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

A, B, Γ, Δ κατηγορία εδάφους

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από τη σχέση

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$



Σχήμα 2.15 Φάσμα σχεδιασμού  $\Phi_d(T)/A \times \gamma_I$

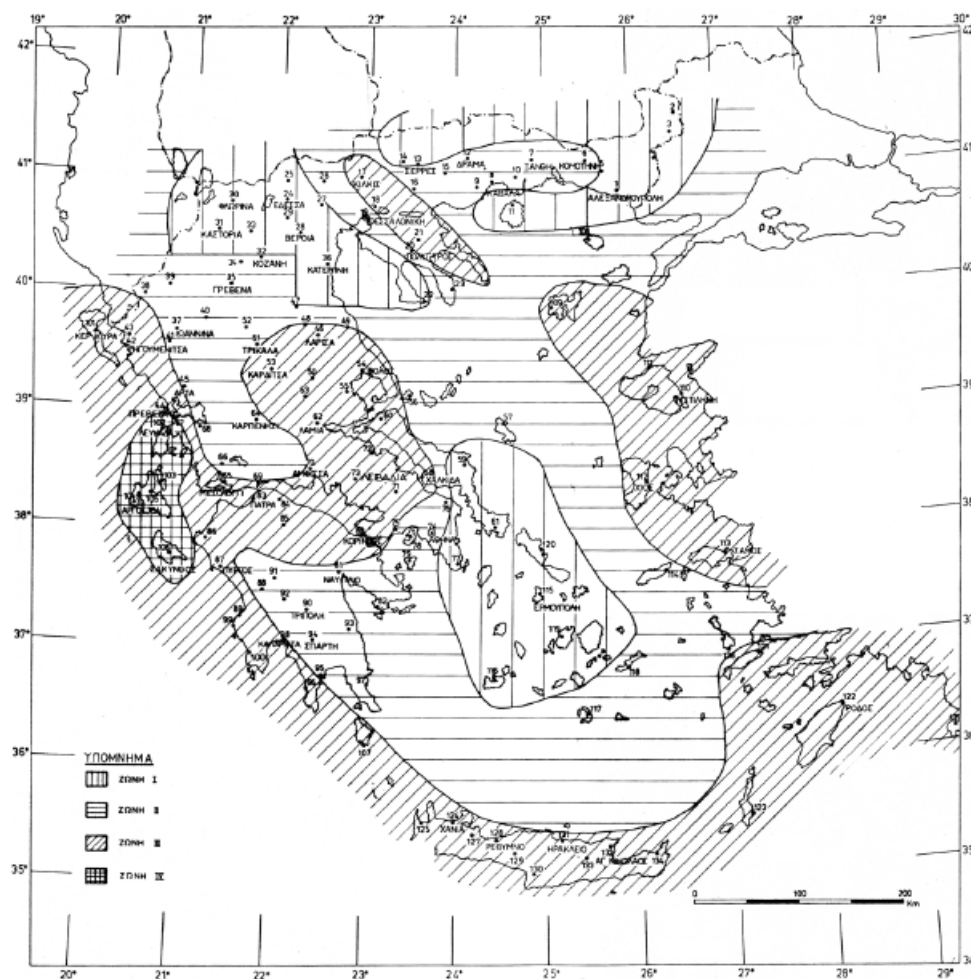
➤ **Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας**

Από το φάσμα σχεδιασμού παρατηρούμε ότι η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους δίνεται από τη σχέση  $A = \alpha \times g$ , όπου  $\alpha$  είναι ο συντελεστής, ο οποίος προκύπτει από τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας. Ο συντελεστής αυτός δίνεται στον Πίνακα 2.15 σε αντιστοιχία με τον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας που δίνεται στο Σχήμα 2.16.

Στα πλαίσια αυτής της εργασίας επιλέχθηκε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II.

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
$\alpha$	0.12	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 2.15 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους



Σχήμα 2.15 Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας



➤ **Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίου**

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να επιφέρει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Στον Πίνακα 2.16 παρουσιάζονται οι κατηγορίες σπουδαιότητας και ο αντίστοιχος συντελεστής  $\gamma_1$ .

Στα πλαίσια αυτής της εργασίας επιλέχθηκε κατηγορίες σπουδαιότητας Σ2 θεωρούμενης της κατασκευής μας ως βιομηχανικό κτίριο.

Κατηγορία Σπουδαιότητας		$\gamma_1$
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

**Πίνακας 2.16** Συντελεστές Σπουδαιότητας

➤ **Συντελεστής συμπεριφοράς κατασκευής**

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  προσομοιώνει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς. Η τιμή εξαρτάται από το υλικό κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος, Σε περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς, όπως στην κατασκευή που εξετάζεται στα πλαίσια της εργασίας, λαμβάνεται  $q = 1$ . Ο Πίνακας 2.17 δίνει τις τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς για διάφορες περιπτώσεις κατασκευών.

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

Πίνακας 2.17 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

### ➤ Κατάταξη εδαφών

Με βάση τη σεισμική επικινδυνότητα τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες, τις Α, Β, Γ, Δ και Χ. Η κατάταξη γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 2.18.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.

Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ( $I_p > 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
Χ	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοίλιωδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]). Απότομες κλιθείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπυκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Πίνακας 2.18 Κατηγορίες Εδάφους

Ανάλογα με την κατηγορία εδάφους στην οποία βρίσκεται μία κατασκευή ορίζονται και οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων  $T_1$  και  $T_2$  σύμφωνα με τον Πίνακα 2.19.

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
$T_1$	0.10	0.15	0.20	0.20
$T_2$	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίνακας 2.19 Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων  $T_1$  και  $T_2$

Στα πλαίσια αυτής της εργασίας επιλέχθηκε κατηγορία εδάφους B με χαρακτηριστικές τιμές  $T_1 = 0,15s$  και  $T_2 = 0,60s$ .

### ➤ Συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης

Ο συντελεστής θεμελίωσης εξαρτάται από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης. Σε εδάφη κατηγορίας A και B ο συντελεστής θεμελίωσης παίρνει τιμή 1. Σε εδάφη κατηγορίας Γ και Δ παίρνει τιμές σύμφωνα με τον Πίνακα 2.20.

Στα πλαίσια αυτής της εργασίας επιλέχθηκε κατηγορία εδάφους B άρα συντελεστή επιρροής  $\theta=1$ .

Προϋποθέσεις		
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο	0.90
1β.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση	
1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	
2α.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια	0.80
2β.	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση	
2γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	
Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχώματα έτσι, ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.		

Πίνακας 2.20 Συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$

### ➤ Ποσοστό απόσβεσης

Λαμβάνεται ανάλογα με το είδος κάθε κατασκευής σύμφωνα με τον Πίνακα 2.21.

Στην εργασία μας έχουμε μεταλλική κατασκευή με κοχλιωτές συνδέσεις, οπότε έχουμε  $\zeta=4\%$ .

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

Πίνακας 2.21 Τιμές ποσοστού απόσβεσης  $\zeta$

## 2.5 Συνδυασμοί δράσεων

Οι τιμές των δράσεων που προσδιορίζονται ότι επενεργούν σε μια κατασκευή πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ ) και συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

Οι οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του και διακρίνονται στις ακόλουθες δύο κατηγορίες:

- i) οριακές καταστάσεις αστοχίας που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος του
- ii) οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

- Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

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

- i) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

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

- ii) Για τυχηματικές καταστάσεις

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

- iii) Για καταστάσεις σεισμού

$$E_d = \Sigma G_{k,j} + P + A_{E,d} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

όπου:

+ σημαίνει επαλληλία με

$G_{k,j}$  χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$P$  χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{k,1}$  χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$  χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων  $i$  που συνυπάρχουν

$A_d$  τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης

$A_{E,d}$  τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση  $j$

$\gamma_P$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση  $i$

$\Psi_{0,I}, \Psi_{1,I}, \Psi_{2,I}$  συντελεστές συνδυασμού μεταβλητών δράσεων (Πίνακας 2.22)

Οι συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$  χρησιμοποιούνται ώστε να προσομοιώσουν πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων και προτείνονται οι ακόλουθες τιμές:

- Για μόνιμες δράσεις

$$\gamma_G = 1,35 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_G = 1,00 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$

- Για μεταβλητές δράσεις :

$$\gamma_Q = 1,5$$

Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_i$  προσομοιώνουν τη μειωμένη πιθανότητα συνύπαρξης των δυσμενέστερων των διάφορων ανεξαρτήτων δράσεων.

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια:			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων (βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$ )	1,0	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων ( $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$ )	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια:			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{m}$	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	0,6	0,2	0

Πίνακας 2.22 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων

- Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

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

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

- Συχνός συνδυασμός

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

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$E_d = \Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Έλεγχος επάρκειας

Ως βασικός έλεγχος επάρκειας της κατασκευής σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας είναι η ικανοποίηση της ακόλουθης χαρακτηριστικής ανίσωσης:

$$E_d \leq R_d$$

όπου:

$E_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων δράσεως

$R_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής

Για το κτήριο που μελετάμε στην παρούσα εργασία θα προσδιορίζουμε τους ακόλουθους συνδυασμούς δράσεων και τους εισάγουμε στο SAP 2000 v.14 (περισσότερα στο Κεφάλαιο 4).

	Μόνιμα	Χιόνι	Άνεμος	Γερανογέφυρα	Σεισμός
1	1.35	1.5			
2	1.35		1.5		
3	1.35			1.35	
4	1.35	1.5	1.5x0.6=0.9	1.35x0.7=0.945	
5	1.35	1.5x0.5=0.75	1.5	1.35x0.7=0.945	
6	1.35	1.5x0.5=0.75	1.5x0.6=0.9	1.35	
7	1.35	1.5 x0.2=0.3	0	1.35x0.6=0.81	1.5

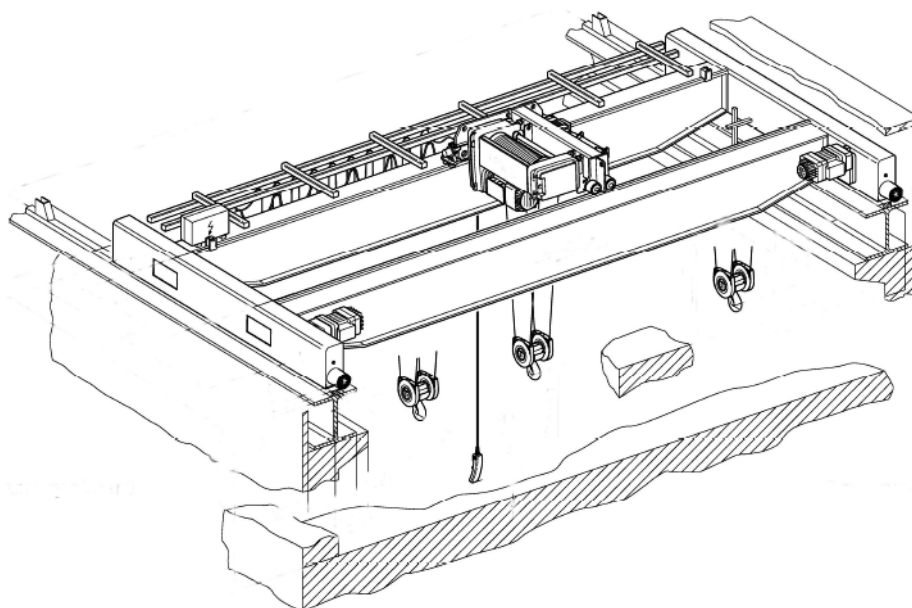
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΕΣ

### 3.1 Εισαγωγή

Οι γερανογέφυρες χρησιμοποιούνται σε πολλά βιομηχανικά κτίρια ή αποθηκευτικούς χώρους για τη μετακίνηση προϊόντων στο εσωτερικό τους. Η συνηθέστερη ανάρτηση του φορτίου γίνεται μέσω αγκίστρου, αναλόγως όμως και του είδους των μετακινούμενων στοιχείων, το φορτίο μπορεί να συγκρατείται με αρπαγές, με κάδους ή με μαγνήτες.

Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και έχει γενικά τυποποιημένες διαστάσεις και πάχη ελασμάτων αναλόγως προς το άνοιγμα και τη φέρουσα ικανότητα της και διατίθεται ως σύνολο με το μηχανολογικό εξοπλισμό της (βαρούλκο, φορείο, συρματόσχοινα και άγκιστρο ανάρτησης, κινητήρες). Κατά κανόνα δεν αποτελεί αντικείμενο της μελέτης του στατικού μηχανικού.

Συνήθως αποτελούνται απλό δύο παράλληλους φορείς κιβωτοειδούς διατομής οι οποίοι απολήγουν στα φορεία. Κάθε φορείο έχει συνήθως δύο τροχούς ή σε περιπτώσεις γερανογεφυρών με μεγάλη ανυψωτική ικανότητα τέσσερις. Οι τροχοί κυλίνουν επί τροχιάς που εδράζεται στις δοκούς κυλίσεως της γερανογέφυρας. Οι δοκοί κυλίσεως αποτελούν αντικείμενο της στατικής μελέτης του κτιρίου. Μια τυπική διάταξη γερανογέφυρας φαίνεται στο Σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1 Τυπική διάταξη γερανογέφυρας



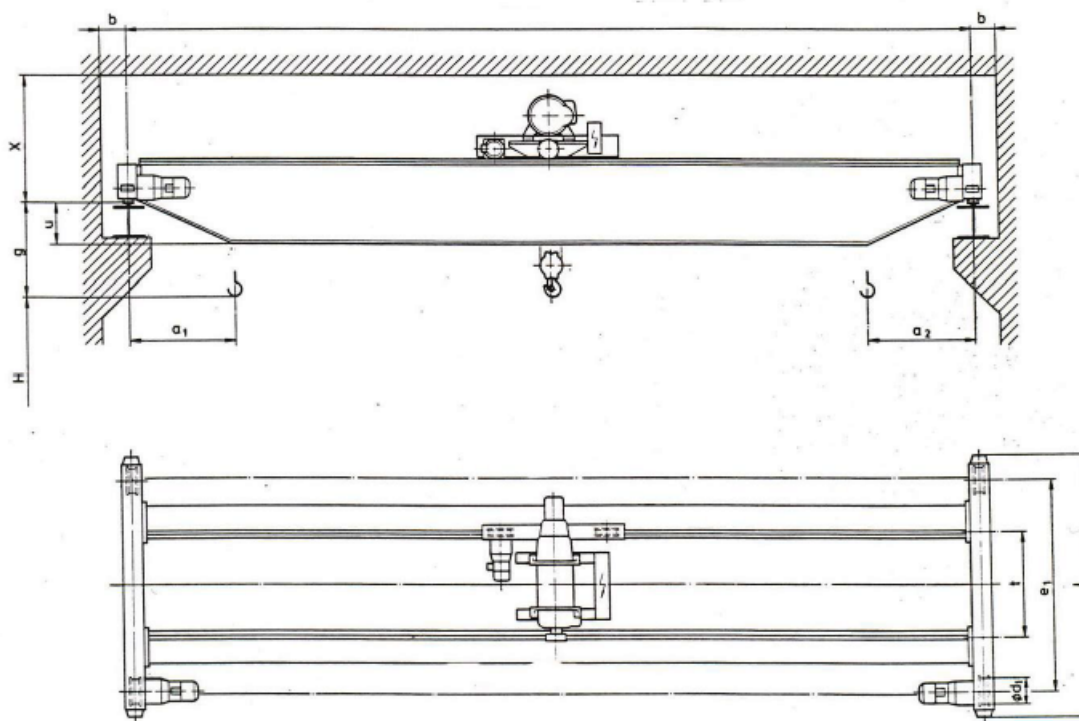
### 3.2 Χαρακτηριστικά γερανογέφυρας

#### 3.2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά (Σχήμα 3.2 και Πίνακας 3.1) της γερανογέφυρας δίνονται από κάθε κατασκευαστή σε συνάρτηση με το άνοιγμα και την ανυψωτική της ικανότητα και είναι:

- ακραία θέση του αγκίστρου  $a$
- μήκος φορείου  $L$
- απόσταση τροχών  $e$
- άνοιγμα  $S$
- υψομετρική διαφορά  $g$  μεταξύ ανώτερης στάθμης αγκίστρου και ανώτερης στάθμης τροχιάς
- απαιτούμενο ελάχιστο καθαρό ύψος  $\chi$  άνω της στάθμης της τροχιάς
- ελάχιστη απαιτούμενη καθαρή διάσταση  $b$  πλευρικά

Επίσης ιδιαίτερα ενδιαφέρουν η ελάχιστη απόσταση του αγκίστρου από τον άξονα κυλίσεως, η υψομετρική διαφορά μεταξύ ανώτερης στάθμης αγκίστρου και ανώτερου σημείου τροχιάς καθώς επίσης και η ελάχιστη απαιτούμενη καθαρή απόσταση μεταξύ ανώτερου σημείου τροχιάς και οροφής του κτιρίου.



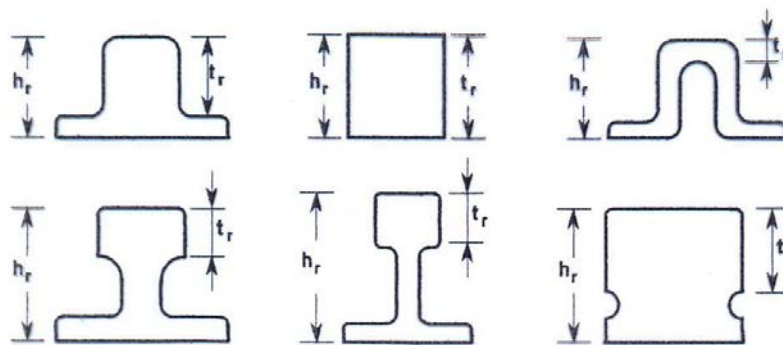
Σχήμα 3.2 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γερανογέφυρας

	H	S	g	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	L	d <sub>1</sub>	t	x	b	
	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
2,0 t	3,5	12	0	750	750	2000	2470	250	1000	920	200	
		16	0	750	750	2500	2970	250	1400	920	200	
		20	+ 50	900	750	3150	3620	250	1400	920	200	
		25	- 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1040	200	
		30	- 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1040	200	
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1040	200	
	7	12	+ 150	750	750	2000	2470	250	1000	990	200	
		16	+ 150	750	750	2500	2970	250	1400	990	200	
		20	+ 150	900	750	3150	3620	250	1400	990	200	
		25	+ 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1100	200	
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200	
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200	
3,2 t	3,5	12	+ 150	750	750	2000	2470	250	1000	990	200	
		16	+ 150	750	750	2500	2970	250	1400	990	200	
		20	+ 150	900	750	3150	3620	250	1400	990	200	
		25	+ 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1100	200	
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200	
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200	
	7	12	+ 300	750	750	2000	2470	250	1000	1055	200	
		16	+ 300	750	750	2500	2970	250	1400	1055	200	
		20	+ 300	900	750	3150	3620	250	1400	1055	200	
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1165	200	
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200	
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200	
4,0 t	3,5	12	+ 150	750	750	2000	2470	250	1000	990	200	
		16	+ 150	750	750	2500	2970	250	1400	990	200	
		20	+ 150	900	750	3150	3620	250	1400	990	200	
		25	+ 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1100	200	
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200	
		30	+ 50	1100	750	4560	5210	400	2800	1100	200	
	7	12	+ 300	750	750	2000	2470	250	1000	1055	200	
		16	+ 300	750	750	2500	2970	250	1400	1055	200	
		20	+ 300	900	750	3150	3620	250	1400	1055	200	
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1165	200	
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200	
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200	
5,0 t	8	12	+ 350	750	750	2000	2470	250	1000	1115	200	
		16	+ 350	750	750	2500	2970	250	1400	1115	200	
		20	+ 350	900	750	3150	3620	250	1400	1115	200	
		25	+ 300	1100	750	4000	4650	400	2240	1225	200	
		30	+ 300	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200	
		30	+ 300	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200	
	6,3 t	3,5	12	+ 200	750	750	2000	2470	250	1000	1050	200
			16	+ 200	750	750	2500	2970	250	1400	1050	200
			20	+ 200	900	750	3150	3620	250	1400	1050	200
			25	+ 100	1100	750	4000	4650	400	2240	1160	200
			30	+ 100	1100	750	4560	5210	400	2800	1160	200
			30	+ 100	1100	750	4560	5210	400	2800	1160	200
8	12	+ 300	750	750	2000	2470	250	1000	1115	200		
	16	+ 300	750	750	2500	2970	250	1400	1115	200		
	20	+ 300	900	750	3150	3620	250	1400	1115	200		
	25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1225	200		
	30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200		
	30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200		
8,0 t	3,5	16	+ 100	750	750	2500	3150	400	1400	1165	200	
		20	+ 100	900	750	3150	3800	400	1400	1165	200	
		25	+ 100	1100	750	4000	4650	400	2240	1165	200	
		30	+ 100	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200	
		30	+ 100	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200	
		30	+ 100	1100	750	4560	5210	400	2800	1165	200	
	12	16	+ 450	750	750	2500	3150	400	1400	1355	200	
		20	+ 450	900	750	3150	3800	400	1400	1355	200	
		25	+ 450	1100	750	4000	4650	400	2240	1355	200	
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200	
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200	
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200	
10,0 t	4	16	+ 200	750	750	2500	3150	400	1400	1225	200	
		20	+ 200	900	750	3150	3800	400	1400	1225	200	
		25	+ 200	1100	750	4000	4650	400	2240	1225	200	
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200	
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200	
		30	+ 200	1100	750	4560	5210	400	2800	1225	200	
	12	16	+ 450	750	750	2500	3150	400	1400	1355	200	
		20	+ 450	900	750	3150	3800	400	1400	1355	200	
		25	+ 450	1100	750	4000	4650	400	2240	1355	200	
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200	
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200	
		30	+ 450	1100	750	4560	5210	400	2800	1355	200	
12,5 t	4	14	- 150	900	900	2500	3150	400	1400	1385	200	
		20	- 150	900	900	3150	3800	400	1400	1385	200	
		25	- 150	1000	900	4000	4650	400	2240	1385	200	
		30	- 250	1100	900	4560	5350	500	2800	1485	250	
		30	- 250	1100	900	4560	5350	500	2800	1485	250	
		30	- 250	1100	900	4560	5350	500	2800	1485	250	
	6	14	+ 50	900	900	2500	3150	400	1400	1500	200	
		20	+ 50	900	900	3150	3800	400	1400	1500	200	
		25	+ 50	1000	900	4000	4650	400	2240	1500	200	
		30	- 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250	
		30	- 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250	
		30	- 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250	
16,0 t	6	11	+ 50	900	900	2500	3150	400	1400	1470	200	
		25	- 50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250	
		30	- 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250	
20,0 t	6	25	- 50	1000	900	4000	4790	500	2240	1600	250	
		30	- 50	1100	900	4560	5350	500	2800	1600	250	
25,0 t	6	20	100	1350	1350	4000	4790	500	2240	1850	250	
		25	100	1500	1350	4000	4790	500	2240	1850	250	

Πίνακας 3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γερανογεφυρών

### 3.2.2 Τροχιές

Στις τροχιές κυλίνουν οι τροχοί και εδράζονται στις δοκούς κυλίσεως της γερανογέφυρας. Για γερανογέφυρες σχετικά μικρής ανυψωτικής ικανότητας χρησιμοποιούνται συνήθως ορθογωνικές διατομές ενώ για μεγάλα ανυψούμενα φορτία τροχιές όμοιες με τις σιδηροδρομικές. Διάφορες μορφές τροχιών φαίνονται στο Σχήμα 3.3. Οι χάλυβες των τροχιών είναι υψηλής αντοχής με τάση θραύσεως μεταξύ 500 και 1200 MPa.



Σχήμα 3.3 Μορφές τροχιών

Οι τροχιές μπορεί να συγκολλούνται επί των δοκών κυλίσεως με διακεκομμένες ραφές (συνήθης περίπτωση), να συνδέονται με αυτές μέσω εφαρμοσμένων ή προεντεταμένων κοχλίων ή να στερεώνονται απλώς επ' αυτών με ειδικά σταθεροποιητικά μέσα. Στις πρώτες περιπτώσεις επιτρέπεται να θεωρηθεί στους υπολογισμούς ότι η τροχιά αποτελεί μέρος της διατομής της δοκού κυλίσεως υπό την προϋπόθεση ότι τα συνδετικά μέσα μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις στη διεπιφάνεια τροχιάς-δοκού. Στην περίπτωση απλών μέσων στερέωσης το καθένα υπολογίζεται να επαρκεί για την πλευρική ώθηση που ασκεί ένας μεμονωμένος τροχός, συνήθως δε μεταξύ τροχιάς και δοκού κυλίσεως παρεμβάλλεται ελαστομερές φύλλο μικρού πάχους.

Οι τροχιές μπορεί να τοποθετούνται συνεχείς ή να διακόπτονται ανά αποστάσεις με αρμό. Στην περίπτωση αυτή ο αρμός κατασκευάζεται λοξός (Σχήμα 3.4) και δεν πρέπει να συμπίπτει με τον αρμό μεταξύ διαδοχικών δοκών κυλίσεως.

Ο χρόνος ζωής της τροχιάς πρέπει να προσδιορίζεται στην προδιαγραφή του έργου και μπορεί να είναι μικρότερος από το χρόνο ζωής του έργου, να προβλέπεται δηλαδή αντικατάσταση της σε ενδιάμεσες χρονικές στιγμές. Ως χρόνος ζωής μπορεί να ορίζονται τα 25 χρόνια. Σε περίπτωση ίδιου χρόνου ζωής με το έργο λαμβάνεται υπόψη η απομείωση της διατομής λόγω φθοράς. Στους ελέγχους αντοχής υποδεικνύεται να λαμβάνεται υπόψη μειωμένη διατομή ίση προς  $0,25t_r$  (Σχήμα 3.3). Στους ελέγχους κόπωσης λαμβάνεται υπόψη το μισό της απομείωσης αυτής.



Σχήμα 3.4 Τύπος λοξού αρμού σε τροχιά γερανογέφυρας

Οι τροχιές πρέπει να τοποθετούνται μετά την ολοκλήρωση της ανέγερσης του υποστέγου (και των δοκών κυλίσεως) με μεγάλη ακρίβεια οριζοντιογραφικά και υψομετρικά. Σε περιπτώσεις κτιρίων που θεμελιώνονται επί κακών εδαφών με ενδεχόμενες μελλοντικές μικρές καθιζήσεις, λαμβάνεται μέριμνα για τη δυνατότητα ρύθμισης τους.

### 3.2.3 Μέσα καθοδήγησης

Λόγω αντοχής  $c$  που πρέπει να υπάρχει μεταξύ τροχού και τροχιάς (Σχήμα 2.13) η γερανογέφυρα είναι δυνατόν να εγγράφεται κατά λοξό ως προς τις τροχιές τρόπο και επομένως να καταπονούνται οι τροχοί. Οι τροχοί για περιορισμό της φθοράς τους λόγω των πλευρικών προσκρούσεων και τριβών των ονύχων τους με τις τροχιές, είναι εφοδιασμένοι με στοιχεία (μέσα καθοδήγησης) που αποβλέπουν να τους ευθυγραμμίσουν με αυτές. Τα μέσα καθοδήγησης είναι συνήθως ένσφαιροι τριβείς (ρουλεμάν) με κατακόρυφο άξονα ή απλά ελάσματα. Μπορεί να προηγούνται, να έπονται του τροχού ή να βρίσκονται στη θέση του άξονα του. Μέσα καθοδήγησης μπορεί να διαθέτουν το ένα μόνο ή και τα δύο ζεύγη τροχών.

### 3.2.4 Μετάδοση κίνησης στη γερανογέφυρα

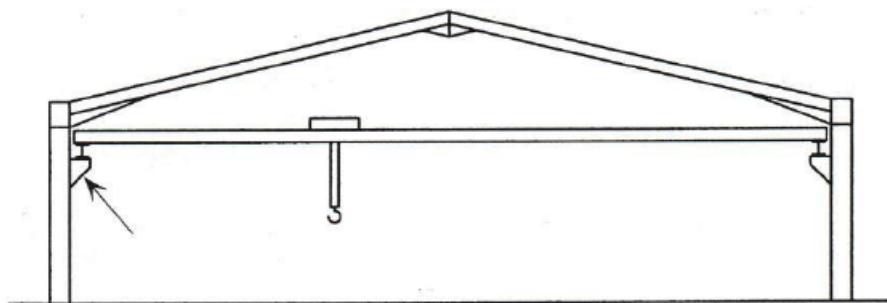
Η μετάδοση κίνησης στη γερανογέφυρα γίνεται μέσω των τροχών. Συνήθως ένα ζεύγος τροχών είναι το κινητήριο. Καθένας από τους δύο κινητήριους τροχούς έχει κατά κανόνα αυτοτελή κινητήρα, μπορεί όμως σπανιότερα οι δύο κινητήριιοι τροχοί να έχουν κοινό άξονα κίνησης, να είναι δηλαδή συνεζευγμένοι μέσω αυτού και σταθερά συνδεδεμένοι με αυτόν ή να έχουν τη δυνατότητα μικρής κίνησης κάθετα επί το μέσο επίπεδο του τροχού, προς απομείωση των δυναμικών πλευρικών ωθήσεων που προκαλούνται.

## 3.3 Τυπικές μορφές κυρίων φορέων σε κτίρια στα οποία λειτουργούν γερανογέφυρες

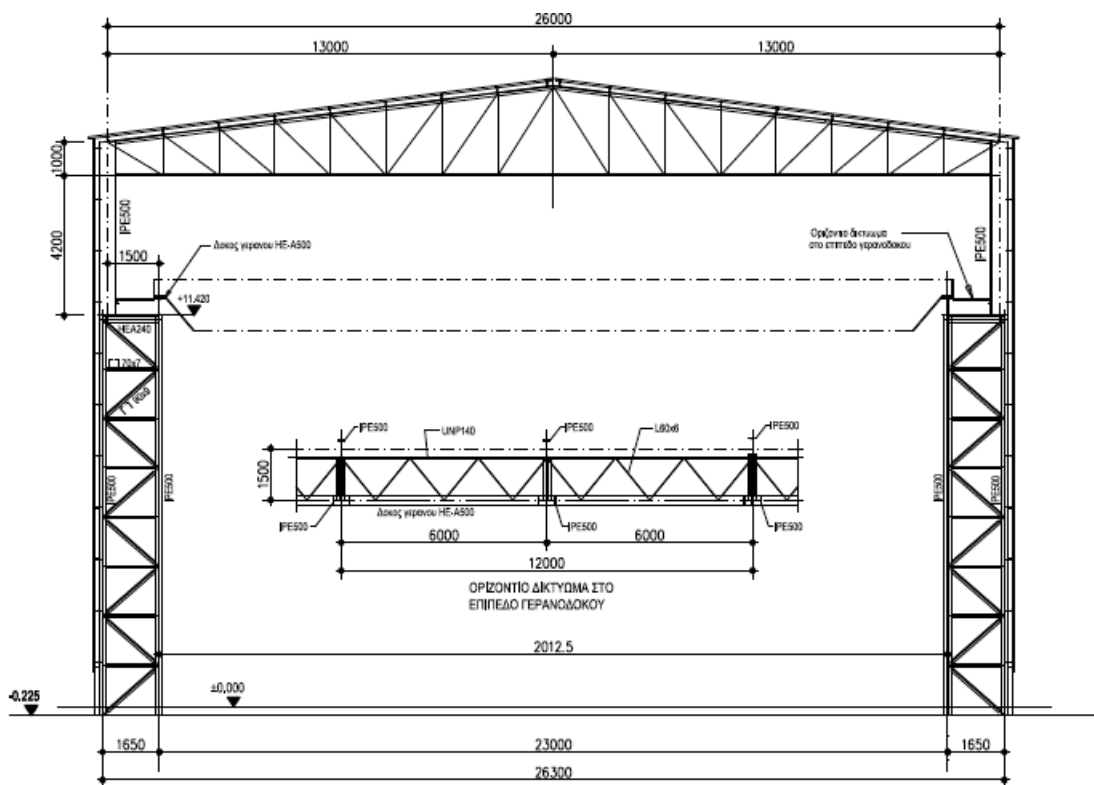
Η μορφή του κύριου φορέα σε κτίρια στα οποία λειτουργούν γερανογέφυρες διαφέρει ανάλογα με τη ανυψωτική ικανότητα της γερανογέφυρας. Για κτίρια με μικρή ανυψωτική ικανότητα, έως 20t, οι δοκοί κυλίσεως μπορεί να εδράζονται σε βραχείς προβόλους από τα υποστυλώματα τυπικού ολόσωμου πλαισίου (Σχήμα 3.5). Πρέπει να δίνεται προσοχή στον περιορισμό της παραμορφωσιμότητας των πλαισίων και για το σκοπό αυτό οι βρετανικοί κανονισμοί επιβάλλουν την τοποθέτηση ελκυστήρα συνδέοντος τα κατώτερα άκρα του ζυγώματος. Αυτού του είδους τη διάταξη θα χρησιμοποιήσουμε στην παρούσα εργασία.

Σε κτίρια που λειτουργούν βαριές γερανογέφυρες ή σε κτίρια με μεγάλο ύψος τα υποστυλώματα κατασκευάζονται συνήθως ως σύνθετα μέχρι τη στάθμη έδρασης των δοκών κυλίσεως, εξασφαλίζοντας έτσι την απαραίτητη δυσκαμψία. Από τα δύο μέλη του υποστυλώ-

ματος, το ένα μπορεί να συνεχίζεται καθ' ύψος για να δεχθεί το σκελετό της επιστέγασης, ενώ το άλλο δέχεται το φορτίο από τη γερανογέφυρα. Στη στάθμη του άνω πέλατος της δοκού κυλίσεως επιδιώκεται η διαμόρφωση οριζώντιου στοιχείου που παρέχει πλευρική στήριξη στη δοκό και περιορίζει τόσο τη πλευρική κάμψη όσο και τον κίνδυνο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Τυπική μορφή κυρίου πλαισίου σε παρόμοιο κτίριο φαίνεται στο Σχήμα 3.6.



Σχήμα 3.5 Τυπική μορφή ολόσωμου πλαισίου με γερανογέφυρα

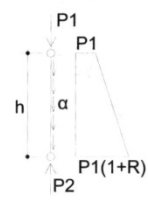


Σχήμα 3.6 Τυπικό πλαίσιο κτιρίου στο οποίο λειτουργεί γερανογέφυρα

Το μήκος λυγισμού για περίπτωση λυγισμού εντός του επιπέδου του πλαισίου (περί τον αδρανή άξονα της διατομής) είναι ίσο προς την απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών κόμβων. Το μήκος λυγισμού για την περίπτωση λυγισμού εκτός του επιπέδου του πλαισίου (περί τον ισχυρό άξονα αδράνειας της διατομής) είναι όσο και το πραγματικό μήκος του. Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού  $P_{1,cr}$  ενός αμφιαρθρωτού υποστυλώματος με θλιπτικό φορτίο  $P_1$ , στη κεφαλή του, ομοιόμορφα διανεμημένο θλιπτικό  $\alpha$  κατά μήκος του  $h$ , οπότε στη βάση του υποστυλώματος η αξονική είναι  $P_2 = P_1 + \alpha h = P_1(1+R)$  μπορεί να υπολογίζεται με μήκος λυγισμού το πραγματικό, προσαυξημένο με το συντελεστή που φαίνεται στον Πίνακα 3.2 συναρτήσει του  $R$ . Προσεγγιστικά ο έλεγχος μπορεί να γίνει για το μέγιστο φορτίο  $P_2$  και μήκος λυγισμού ίσο με το πραγματικό μήκος του υποστυλώματος.

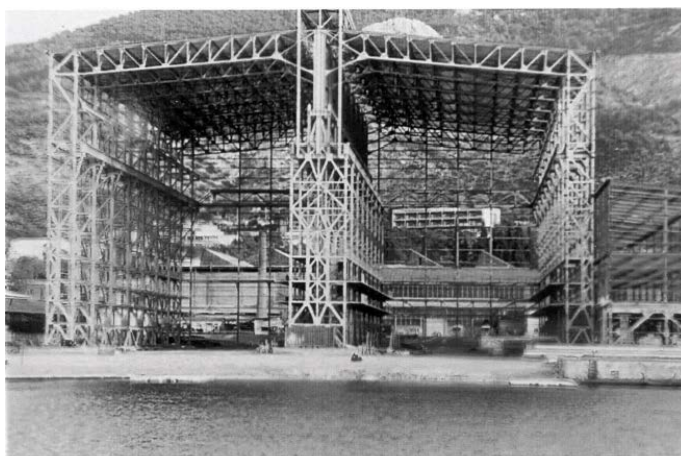
Για τον υπολογισμό της μέγιστης αξονικής θλιπτικής δύναμης στο εσωτερικό υποστυλώμα λαμβάνεται υπόψη η δυσμενέστερη θέση των τροχών, η οποία δεν συμπίπτει με τη θέση που δίνει μέγιστη καταπόνηση στη δοκό κυλίσεως. Για τον υπολογισμό του θλιπτικού φορτίου επί του υποστυλώματος λαμβάνονται υπόψη οι δυναμικοί συντελεστές  $\varphi$ .

$R$	$k$	$R$	$k$
0.10	1.051	1.50	1.601
0.20	1.099	1.60	1.633
0.30	1.146	1.80	1.695
0.40	1.190	2.00	1.756
0.50	1.233	2.20	1.814
0.60	1.275	2.50	1.898
0.70	1.315	2.80	1.979
0.80	1.354	3.00	2.031
0.90	1.392	3.50	2.155
1.00	1.429	4.00	2.227
1.20	1.500	4.50	2.385
1.40	1.568	5.00	2.492



$R = \alpha h / P_1, \quad P_{1,cr} = \pi^2 EI / (kh)^2$   
 $P_2 = P_1(1+R)$

**Πίνακας 3.2** Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού  $k$  για υποστυλώμα σταθερής διατομής με μεταβλητή αξονική δύναμη



**Σχήμα 3.7** Φέρων οργανισμός μεταλλικού υποστέγου στο οποίο θα λειτουργήσουν γερανογέφυρες

### 3.4 Δοκοί κυλίσεως

#### 3.4.1 Διαστασιολόγηση της δοκού κυλίσεως

Οι δοκοί κυλίσεως ελέγχονται ως προς την επάρκεια τους έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας, λειτουργικότητας και κόπωσης. Πρέπει δηλαδή να διαπιστώνεται ότι η διατομή της δοκού είναι επαρκής και ότι η δοκός ως μέλος ανταποκρίνεται στη σύνθετη καταπόνηση στην οποία υποβάλλεται. Επίσης λόγω του μεγάλου αριθμού κύκλων φόρτισης πρέπει να διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω κόπωσης.

#### ➤ Έλεγχος δοκού κυλίσεως στην οριακή κατάσταση αστοχίας(ΟΚΑ)

Η καταπόνηση των δοκών κυλίσεως οφείλεται:

- σε κάμψη τόσο ως προς τον κύριο άξονα αδρανείας λόγω των κατακόρυφων φορτίων, όσο και ως προς το δευτερεύοντα άξονα λόγω των πλευρικών ωθήσεων που ασκεί η γερανογέφυρα,
- σε διάτμηση λόγω των τεμνουσών δυνάμεων που συνδέονται με την πιο πάνω καμπτική καταπόνηση
- σε αξονικές δυνάμεις λόγω των κατά μήκος συνιστωσών των οριζοντίων δυνάμεων
- σε στρέψη δεδομένου ότι οι μεν πλευρικές ωθήσεις ασκούνται στο ανώτερο σημείο της τροχιάς, οι δε κατακόρυφες δυνάμεις θεωρείται ότι ασκούνται έκκεντρα ως προς τη δοκό κυλίσεως προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι λόγω της ευθυγράμμισης της τροχιάς προκύπτουσες εκκεντρότητες.

Επίσης εκτός από την πιο πάνω γενική καταπόνηση της δοκού κατά τον έλεγχο της πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η τοπική ένταση που αναπτύσσεται στις θέσεις των συγκεντρωμένων φορτίων των τροχιών.

Για τον έλεγχο επάρκειας της δοκού κυλίσεως γίνονται οι ακόλουθες παραδοχές:

- τα κατακόρυφα φορτία των τροχών παραλαμβάνονται από τη δοκό κυλίσεως,
- τα οριζόντια φορτία παραλαμβάνονται από το άνω πέλμα της δοκού,
- οι στρεπτικές ροπές αναλύονται σε ένα ζεύγος δυνάμεων που δρα οριζόντια στο πάνω και κάτω πέλμα της δοκού.

Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι:

α) έλεγχος διατομής σε διπλή κάμψη και αξονική δύναμη υπό τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Υπόψη πρέπει να λαμβάνεται και η στρεπτική ροπή που προκαλούν τα φορτία αυτά. Στη διατομή επιτρέπεται να περιλαμβάνεται και η τροχιά δεδομένου ότι είναι δύσκαμπτα συνδεδεμένη επί της δοκού και ότι θα ληφθεί υπόψη μία απώλεια της διατομής της τροχιάς λόγω φθοράς.

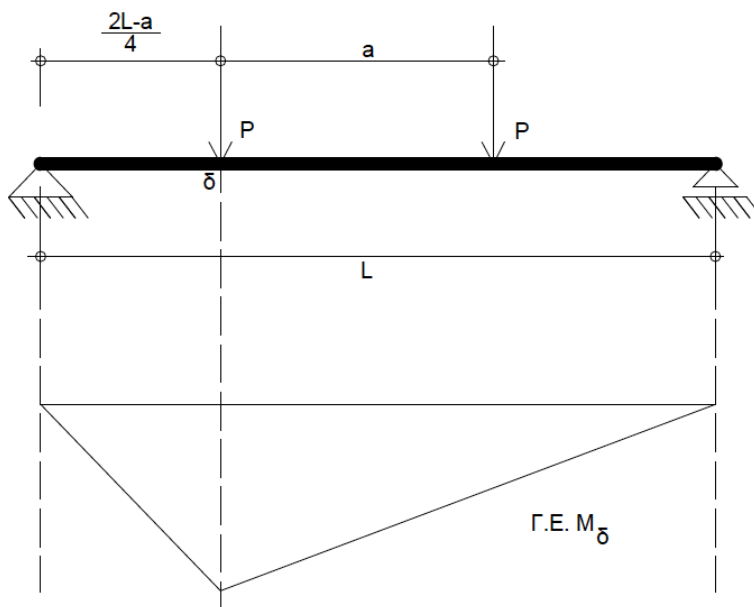


Για μια αμφιέρειστη δοκό κύλισης ανοίγματος  $l$ , επί της οποίας ασκούνται κατακόρυφα φορτία σχεδιασμού  $P$  μέσω δύο τροχών που απέχουν απόσταση  $a$  μεταξύ τους και εφόσον  $a < 0,586l$ , η μέγιστη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα αδράνειας είναι:

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

και πραγματοποιείται όταν το πρώτο φορτίο απέχει από το άκρο της δοκού απόσταση  $\chi = (2l-a)/4$  (Σχήμα 3.8). Σε περίπτωση που  $a > 0,586l$  τότε δυσμενέστερη θέση είναι όταν το ένα φορτίο βρίσκεται στο μέσο του ανοίγματος.

Τα οριζόντια φορτία θεωρείται ότι ασκούνται στο ανώτερο σημείο της τροχιάς, οπότε όπως και τα κατακόρυφα ασκούνται έκκεντρα επί της δοκού και αναπτύσσονται έτσι στρεπτικές ροπές. Ο έλεγχος μπορεί να γίνεται σε επίπεδο τάσεων με ελαστική ανάλυση ή σε επίπεδο εντατικών μεγεθών μέσω κατάλληλων σχέσεων αλληλεπίδρασης.



**Σχήμα 3.8** Θέση ζεύγους φορτίων  $P$  που προκαλεί μέγιστη ροπή στην αμφιέρειστη δοκό κύλισης ( $a < 0,586l$ )

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

Η επάρκεια έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μίας αμφιέρειστης δοκού κύλισης μπορεί απλοποιητικά να γίνει ελέγχοντας ως θλιβόμενο μέλος μία ιδεατή διατομή που αποτελείται από



το θλιβόμενο πέλμα και το 1/5 του κορμού έναντι καμπτικού λυγισμού. Η δρώσα θλιβούσα δύναμη μπορεί να θεωρηθεί ίση προς την αντιστοιχούσα στην καμπτική ροπή που προκαλούν τα κατακόρυφα φορτία διαιρούμενη με μοχλοβραχίονα την απόσταση μεταξύ των κέντρων βάρους των πελμάτων.

Μία εναλλακτική μέθοδος για τον έλεγχο αυτό δίνεται στον EC3/6 στο παράρτημα Α.

γ) έλεγχος τοπικής έντασης του κορμού της δοκού κυλίσεως με βάση τη γενική και την τοπική ένταση. Δυσμενέστερο σημείο είναι το ανώτερο σημείο του κορμού στην έναρξη της ακτίνας συναρμογής κορμού-πέλματος επί ελατών διατομών ή της ραφής συγκόλλησης επί σύνθετων διατομών. Στο σημείο αυτό υπάρχουν σημαντικές πρόσθετες εγκάρσιες ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου.

δ) έλεγχος της ραφής συγκόλλησης κορμού-πέλματος επί εξωραφών με βάση πάλι τη γενική και τοπική ένταση.

Σε περίπτωση που η δοκός έχει διαμορφωθεί από σύνθετη διατομή, η τοπική ένταση που αναπτύσσεται κάτω από τα συγκεντρωμένα φορτία των τροχών επηρεάζει την επάρκεια του κορμού και της συγκολλήσεως κορμού-πέλματος. Κάτω από τη θέση του τροχού αναπτύσσονται:

α) ορθές τάσεις κάθετες επί τον άξονα της δοκού των οποίων η κατανομή τους φαίνεται στο Σχήμα 3.9. Για την απλοποίηση των υπολογισμών επιτρέπεται να υποθεθεί ότι η κατανομή των τάσεων αυτών είναι ομοιόμορφη εκτεινόμενη σε ένα μήκος  $l_{eff}$ . Το μέγεθος του  $l_{eff}$  εξαρτάται από τη δυσκαμψία της τροχιάς  $I_r$  (ροπή αδρανείας ως προς τον κεντροβαρικό της άξονα), τη δυσκαμψία του άνω πέλματος της δοκού  $I_{f,eff}$  (ροπή αδρανείας τμήματος του άνω πέλματος ως προς το δικό του οριζόντιο κεντροβαρικό άξονα), το πάχος  $t_w$  του κορμού και τον τρόπο στήριξης της τροχιάς επί του άνω πέλματος (δύσκαμπτη ή απλή σύνδεση,  $I_r$  η ροπή αδρανείας της διατομής τροχιάς και άνω πέλματος θεωρούμενη ως ενιαίας) όπως και στον πίνακα του Σχήματος 3.9 φαίνεται,

β) πρόσθετες τοπικές διατμητικές τάσεις λόγω της παραπάνω κατανομής της ορθής τάσης (Σχήμα 3.10) που λαμβάνονται ίσες με ποσοστό 20% αυτής,

γ) τοπικές καμπτικές τάσεις στον κορμό λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού (Σχήμα 3.11) και της προκύπτουσας στρεπτικής ροπής  $T_{Ed}$ .

Η τάση εκ κάμψεως  $\sigma_{T,Ed}$  σε ένα εγκάρσιως νευρωμένο κορμό λόγω της στρεπτικής ροπής μπορεί να προσδιορίζεται από:

$$\sigma_{T,Ed} = \frac{6 T_{Ed}}{a t_w^2} \eta \tanh(\eta)$$

$$\text{με: } \eta = \left[ \frac{0,75 a t_w^3}{I_t} \times \frac{\sinh^2(\pi h_w/a)}{\sinh(2\pi h_w/a) - 2\pi h_w/a} \right]^{0,5}$$

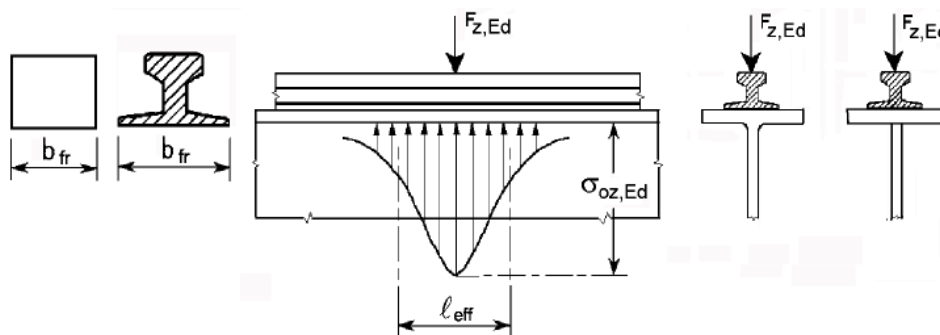
όπου:

$a$  είναι η απόσταση μεταξύ των εγκάρσιων νευρώσεων του κορμού

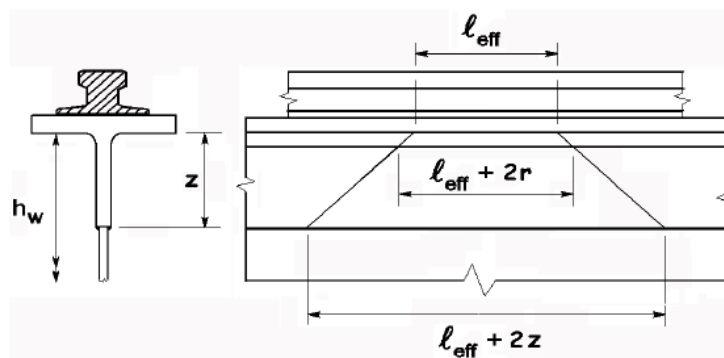
$h_w$  είναι το συνολικό ύψος του κορμού, το καθαρό μεταξύ των δύο πελμάτων

$I_t$  είναι η σταθερά στρέψεως του πέλματος (περιλαμβανόμενης της τροχιάς εάν είναι δύσκαμπτα σταθεροποιημένη)

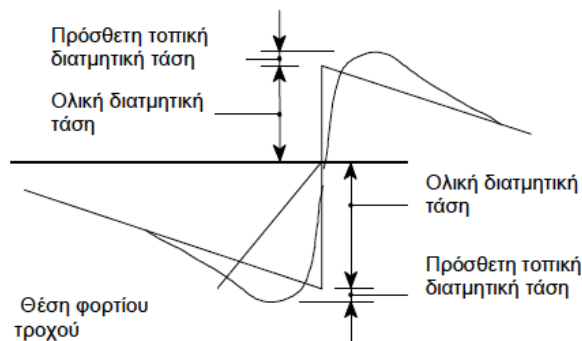
Οι παραπάνω τοπικές τάσεις πρέπει να συνδυάζονται με τις τάσεις (ορθές και διατμητικές) από τη γενική ένταση και να αξιολογείται η ισοδύναμη τάση von Mises.



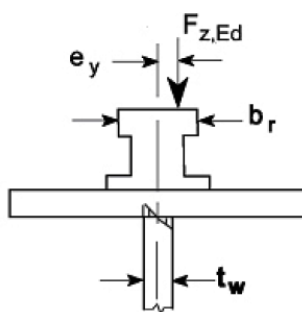
Περίπτωση	Περιγραφή	Ενεργό φορτιζόμενο μήκος $l_{eff}$
(α)	Τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [I_{ff} / t_w]^{1/3}$
(β)	Τροχιά μη δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [(I_r + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$
(γ)	Τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστομερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον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



Σχήμα 3.9 Ενεργό φορτιζόμενο μήκος κορμού  $l_{eff}$



Σχήμα 3.10 Πρόσθετες τοπικές και ολικές διατμητικές τάσεις λόγω φορτίου τροχού



Σχήμα 3.11 Τοπικές καμπτικές τάσεις στον κορμό

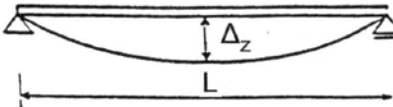
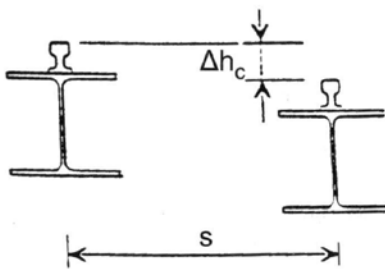
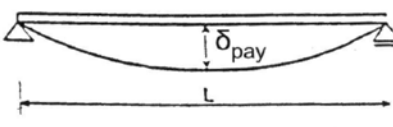
➤ Έλεγχος δοκού κυλίσεως στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας(ΟΚΛ)

Οι ελέγχοι λειτουργικότητας αφορούν τόσο τη δοκό κυλίσεως καθεαυτή όσο και το κτίριο εντός του οποίου η γερανογέφυρα λειτουργεί. Οι ελέγχοι που πρέπει να γίνονται είναι:

α) Το μέγεθος των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δοκών κυλίσεως πρέπει να περιορίζεται ώστε να αποφεύγονται υπερβολικές ταλαντώσεις τους κατά την ανύψωση του φορτίου και τη λειτουργία της γερανογέφυρας καθώς και υπερβολικές κλίσεις της τροχιάς. Το μέγιστο βέλος πρέπει να είναι μικρότερο από το  $1/600$  του ανοίγματος και απολύτως των  $25\text{mm}$  (Πίνακας 3.3),

β) οι διαφορικές κατακόρυφες παραμορφώσεις των απέναντι δοκών κυλίσεως πρέπει να περιορίζονται ώστε να αποφεύγεται υπερβολική κλίση της γερανογέφυρας. Ως κανόνας εφαρμογής θεωρείται η παραπάνω διαφορική παραμόρφωση να μην υπερβαίνει το  $1/400$  της αξονικής απόστασης των δύο δοκών (Πίνακας 3.3),

γ) οι οριζόντιες παραμορφώσεις των δοκών κυλίσεως περιορίζονται ώστε να αμβλύνονται οι επιπτώσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας. Ως όριο θεωρείται το  $1/600$  του ανοίγματος (Πίνακας 3.4α),

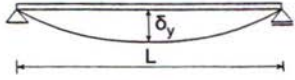
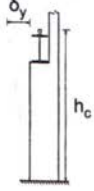
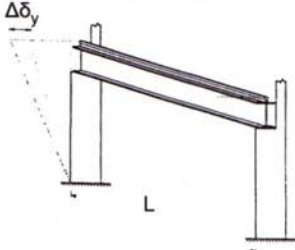
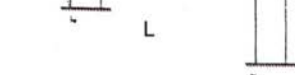
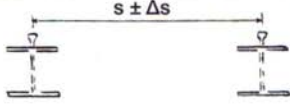
Περιγραφή της αποκλίσεως (παραμόρφωση ή μετατόπιση)	Διάγραμμα
<p>α) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> μιας δοκού κυλίσεως γερανογέφυρας:</p> <p><math>\delta_z \leq L/600</math> και <math>\delta_z \leq 25\text{mm}</math></p> <p>Η κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> μπορεί να λαμβάνεται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

**Πίνακας 3.3** Οριακές τιμές των κατακόρυφων παραμορφώσεων

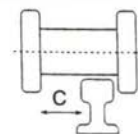
δ) οι πλευρικές παραμορφώσεις των σημείων στήριξης των δοκών κυλίσεως επί των τυπικών κυρίων πλαισίων περιορίζονται ώστε να αποφεύγεται υπερβολικό εύρος ταλαντώσεως των πλαισίων αυτών. Ως όριο θεωρείται το 1/400 της στάθμης του ανώτερου σημείου της τροχιάς (Πίνακας 3.4β).

ε) οι διαφορικές πλευρικές παραμορφώσεις των γειτονικών υποστλωμάτων πρέπει να περιορίζονται ώστε να αποφεύγονται απότομες αλλαγές στην ευθύτητα των τροχιών που μπορεί να προκαλέσουν αυξημένες δράσεις από τη λοξή κίνηση της γερανογέφυρας και παραμορφώσεις στην τελευταία. Ως όριο της πιο πάνω διαφορικής πλευρικής παραμόρφωσης θεωρείται το 1/600 της απόστασης μεταξύ των γειτονικών υποστλωμάτων (Πίνακας 3.4γ,δ),

στ) οι πλευρικές παραμορφώσεις των κυρίων φορέων που μπορεί να προκαλέσουν μεταβολή της απόστασης ενός ζεύγους απέναντι τροχιών και εξ' αυτού φθορά στους όνυχες των τροχών, στα στηρίγματα των τροχιών, στην ίδια τη γερανογέφυρα ή και εκτροχιασμό της, πρέπει να περιορίζονται. Περιορισμός τίθεται στη μεταβολή της απόστασης των απέναντι σημείων στήριξης των δύο δοκών κυλίσεως επί του ίδιου πλαισίου. Ο περιορισμός αυτός μπορεί να είναι καθοριστικός στη διαστασιολόγηση των κυρίων πλαισίων (Πίνακας 3.4ε και σημείωση),

Περιγραφή της αποκλίσεως (παραμόρφωση ή μετατόπιση)	Διάγραμμα
α) Οριζόντια παραμόρφωση $\delta_y$ της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς $\delta_y \leq L/600$	
β) Οριζόντια μετατόπιση $\delta_y$ πλαισίου (ή υποστυλώματος) στη στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας $\delta_y \leq h_c / 400$ όπου ύψος $h_c$ το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται (τροχιά ή πέλμα)	
γ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta\delta_y$ προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης στο εσωτερικό χώρο $\Delta\delta_y \leq L/600$	
δ) Διαφορική οριζόντια μετατόπιση $\Delta\delta_y$ προσκειμένων πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης σε εξωτερικό χώρο: – οφειλόμενη σε συνδυασμό πλευρικών δυνάμεων της γερανογέφυρας και φορτίου ανέμου συνυπάρχοντος με τη λειτουργία της γερανογέφυρας: $\Delta\delta_y \leq L/600$ – οφειλόμενη σε φορτίο ανέμου μη συνδυαζόμενο με τη λειτουργία της γερανογέφυρας: $\Delta\delta_y \leq L/400$	
ε) Μεταβολή $\Delta s$ της απόστασης μεταξύ των κέντρων των Τροχιών της γερανογέφυρας, περιλαμβανόμενης της επιρροής της μεταβολής της θερμοκρασίας: $\Delta s \leq 10\text{mm}$ (βλέπε σημείωση)	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι οριζόντιες παραμορφώσεις και αποκλίσεις των δοκών κυλίσεως γερανογεφυρών θεωρούνται μαζί κατά το σχεδιασμό. Οι αποδεκτές παραμορφώσεις και ανοχές εξαρτώνται από τις λεπτομέρειες και τα περιθώρια των μέσων καθοδήγησης της γερανογέφυρας. Εφ' όσον το περιθώριο  $c$  μεταξύ των πέλματων του τροχού γερανογέφυρας και της τροχιάς (ή εναλλακτικά μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της δοκού κυλίσεως) είναι επαρκές για να εξασφαλίσει τις απαραίτητες ανοχές, μεγαλύτερα όρια παραμορφώσεων μπορεί να καθορίζονται στην προδιαγραφή του έργου μόνο κατόπιν συμφωνίας του πελάτου, του μελετητού και του προμηθευτή του γερανού.



Πίνακας 3.4 Οριακές τιμές των οριζόντιων παραμορφώσεων

ζ) για να αποφεύγεται στιγμιαίος ελαστικός λυγισμός του κορμού κατά τη διέλευση του φορτίου τίθεται περιορισμός στη λυγηρότητα του. Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός ο περιορισμός θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν ο λόγος  $b/t_w$  διατηρείται μικρότερος του 120 ( $b$  το ύψος και το  $t_w$  το πάχος του κορμού),

η) για να αποφεύγεται πλευρική ταλάντωση του κάτω πέλματος, λόγω συντονισμού με τη γερανογέφυρα, περιορίζεται η λυγηρότητα του διατηρώντας σχετικά μικρό το λόγο  $L/i_z$  ( $L$  η απόσταση μεταξύ πλευρικών εξασφαλίσεων του κάτω πέλματος και  $i_z$  η ακτίνα αδρανείας του κάτω πέλματος μόνον, ως προς τον κατακόρυφο άξονα). Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός, ο περιορισμός θεωρείται ότι ικανοποιείται όταν  $L/i_z < 250$ ,

θ) επιδιώκεται αναστρεψιμότητα των τάσεων της δοκού κυλίσεως υπό τα φορτία λειτουργίας (αποφυγή έστω τοπικών πλαστικών παραμορφώσεων). Η αντίστοιχη ισοδύναμη τάση στη δυσμενέστερη θέση δεν πρέπει να υπερβαίνει την τάση διαρροής του υλικού,

ι) ομοίως υπό τα φορτία δοκιμασίας, θα πρέπει να εξασφαλίζεται αναστρεψιμότητα των τάσεων.

Για την αμφιέριστη δοκό κυλίσεως ανοίγματος  $l$  και δυσκαμψίας  $EI$ , υπό δύο συγκεντρωμένα φορτία  $P$  απέχοντα  $a$  μεταξύ τους το μέγιστο βέλος κάμψεως αντιστοιχεί σε συμμετρική διάταξη φορτίων υπό την κατά κανόνα ισχύουσα προϋπόθεση  $a < 0,65l$ . Στα φορτία  $P$  περιέχεται ο δυναμικός συντελεστής. Το βέλος είναι:

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

όπου  $c$  η απόσταση κάθε φορτίου από το άκρο,  $2c+a=l$

### ➤ Έλεγχος δοκού κυλίσεως σε κόπωση





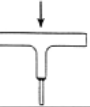


Ευαίσθητο σημείο της δοκού κυλίσεως έναντι κόπωσης είναι η περιοχή συναρμογής κορμού-πέλματος ιδιαίτερα όταν η σύνδεση αυτή είναι συγκολλητή. Ανάλογα με την υπάρχουσα διαμόρφωση η αντίστοιχη λεπτομέρεια κατατάσσεται σε κατηγορία κόπωσης σύμφωνα με τον EC1/3 (Πίνακας 3.5). Στον Πίνακα 3.5 η λεπτομέρεια κατηγορίας κόπωσης π.χ. 100 θεωρείται ότι αντέχει διακύμανση τάσεως 100 MPa επαναλαμβανόμενη  $2 \times 10^6$  φορές. Προκύπτει επομένως ότι από πλευράς κόπωσης οι εσωραφές πλεονεκτούν. Το αίτιο της διαφοράς αυτής έγκειται στο ότι στην περίπτωση των εξωραφών τα δύο συνδεδεμένα ελάσματα, λόγω ατελειών, δεν εφάπτονται πλήρως. Το υφιστάμενο, σε ορισμένες θέσεις, κενό μειώνεται όταν από τις θέσεις αυτές διέλθει τροχός και επανέρχεται στην αρχική του διάσταση μετά, μεταβολή που επιβαρύνει τη συμπεριφορά σε κόπωση.

Ο έλεγχος σε κόπωση κατά τον EC1/3 γίνεται με βάση ένα ιδεατό φορτίο κόπωσης  $Q_c$  το οποίο θεωρείται ότι επαναλαμβανόμενο  $2 \times 10^6$  φορές έχει ισοδύναμο, από πλευρά κόπωσης, αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φόρτισης. Το ιδεατό φορτίο λαμβάνεται από τη σχέση:

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

όπου:

- $Q_{max,i}$  η μέγιστη αντίδραση τροχού
- $\varphi_{fat}$  ο δυναμικός συντελεστής για την κόπωση (λαμβάνεται ως ο δυσμενέστερος εκ των  $(1+\varphi_1)/2$  και  $(1+\varphi_2)/2$ )
- $\lambda$  ο συντελεστής συνδεόμενος με το βαθμό έκθεσης σε κόπωση της γερανογέφυρας

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

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

**Πίνακας 3.5** Ένωση άνω πέλματος προς κορμό σε δοκούς κυλίσεως γερανογέφυρας

Ανάλογα με το βαθμό έκθεσης σε κόπωση ο EC1/3 κατατάσσει τις γερανογέφυρες σε δέκα κατηγορίες ( $S_0, S_1, \dots, S_9$ ) λαμβάνοντας υπόψη το συνολικό αριθμό κύκλων φόρτισης και τη συχνότητα ανύψωσης μεγάλων, σε σχέση με το ονομαστικό, φορτίων όπως οι παράμετροι αυτοί συνδέονται με το είδος της γερανογέφυρας. Η κατάταξη αυτή φαίνεται στον Πίνακα 3.6. Για κάθε κατηγορία (ευμενέστερη η κατηγορία  $S_0$ ) δίνονται τιμές για το συντελεστή  $\lambda$  (Πίνακας 3.7).



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

Πίνακας 3.5 Κατάταξη γερανογεφυρών σε κατηγορίες

κατη- γορίες	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>	S <sub>6</sub>	S <sub>7</sub>	S <sub>8</sub>	S <sub>9</sub>
ορθές τάσεις	0,198	0,250	0,315	0,397	0,500	0,630	0,794	1,000	1,260	1,587
διαμη- τικές τάσεις	0,379	0,436	0,500	0,575	0,660	0,758	0,871	1,000	1,149	1,320

Πίνακας 3.5 Τιμές συντελεστού λ για τον υπολογισμό των ισοδύναμων ιδεατών φορτίων κοπώσεως



Ο έλεγχος επάρκειας έναντι κόπωσης γίνεται με βάση τις σχέσεις:

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{MF}} \leq 1,0$$

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{MF}} \leq 1,0$$

$$\left( \frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{MF}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{MF}} \right)^5 \leq 1,0$$

όπου:

$\Delta\sigma_E$  η διακύμανση της ορθής τάσης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία του τροχού

$\Delta\tau_E$  η διακύμανση της διατμητικής τάσης

$\Delta\sigma_C$  η διακύμανση - αντοχή σε ορθή τάση

$\Delta\tau_C$  η διακύμανση – αντοχή σε διατμητική τάση

$\gamma_{FF}$  συντελεστής προσαύξησης της δράσης (μπορεί να λαμβάνεται ίσος με μονάδα)

$\gamma_{MF}$  συντελεστής προσαύξησης από Πίνακα 3.6

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

Πίνακας 3.6 Τιμές συντελεστού  $\gamma_{MF}$

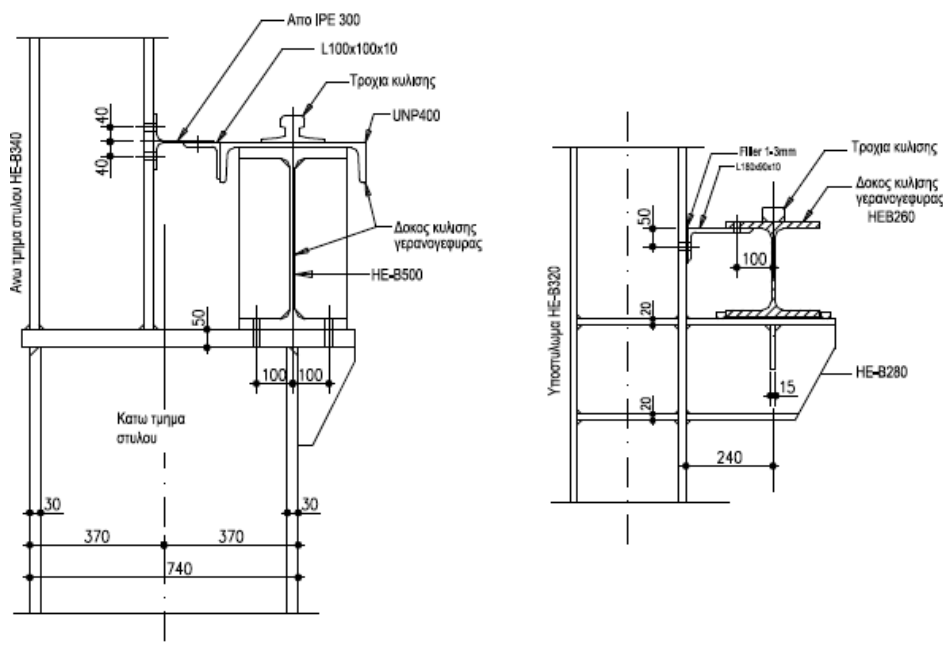
### 3.4.2 Κατασκευαστικά θέματα της δοκού κυλίσεως

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

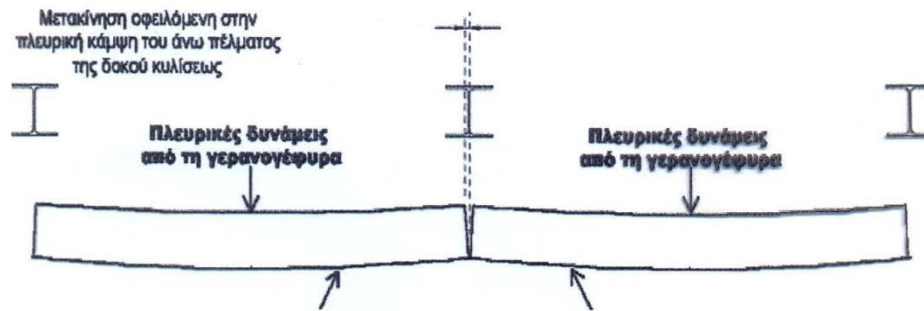
Οι διατομές των δοκών κυλίσεως είναι ελατές ή συγκολλητές. Οι ελατές διατομές είναι πλατύπελμες HEA, HEB, HEM λόγω της μεγαλύτερης αντοχής και δυσκαμψίας τους περί τον ασθενή άξονα, που απαιτείται για την παραλαβή των πλευρικών φορτίων. Οι ελατές διατομές προτιμώνται για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας, όταν εξασφαλίζεται η επάρκεια με πλατύπελμες διατομές μεσαίου μεγέθους. Σε αντίθετη περίπτωση προτιμώνται συγκολλητές διατομές, οι οποίες έχουν μικρότερο βάρος αλλά επί πλέον κόστος και επιμέλεια κατασκευής. Οι διαστάσεις των στοιχείων των συγκολλητών διατομών μπορεί να προσαρμόζονται στις απαιτήσεις της υπάρχουσας έντασης. Έτσι το άνω πέλμα διαμορφώνεται παχύτερο και πλατύτερο του κάτω πέλματος για την παραλαβή των τοπικών πλευρικών δυνάμεων. Η ενίσχυση της δυσκαμψίας ελατής διατομής περί τον ασθενή της άξονα μπορεί να γίνεται με πρόσθετη διατομή σε ορισμένες περιπτώσεις (Σχήμα 3.12α).

Η δοκός κυλίσεως στις θέσεις στήριξης της πρέπει να εξασφαλίζεται έναντι πλευρικής μετάθεσης του άνω πέλματος της και έναντι στροφής της διατομής. Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται με τη σύνδεση του θλιβόμενου πέλματος προς το υποστύλωμα του πλαισίου (Σχήμα 3.12β), η οποία πρέπει να διαμορφώνεται με τρόπο που να επιτρέπει τις οριζόντιες παραμορφώσεις της δοκού (Σχήμα 3.13β).

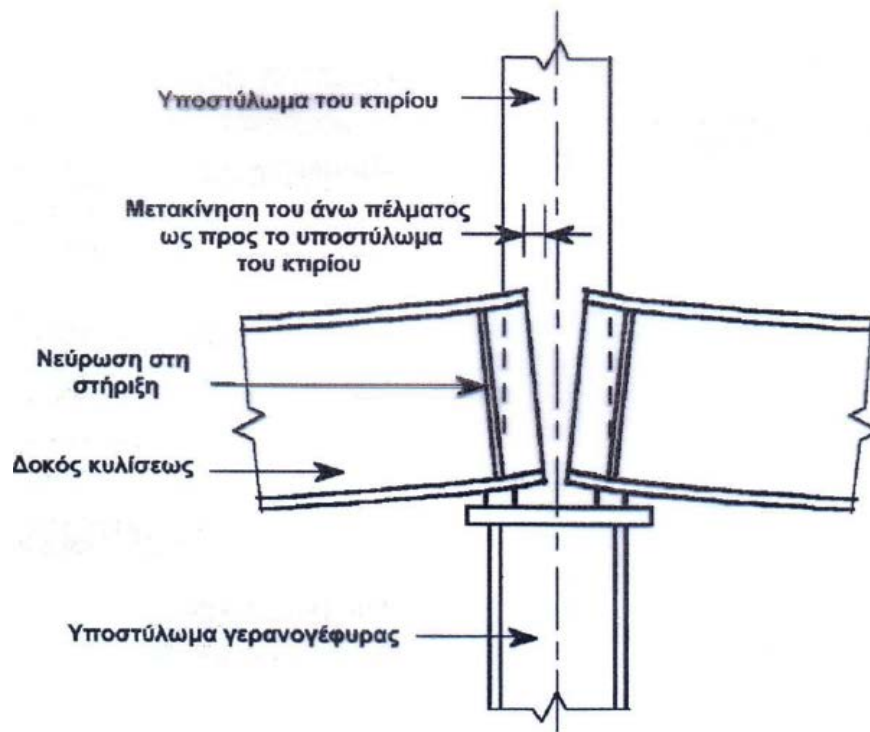
Προκειμένου η δοκός κυλίσεως να μπορεί να πραγματοποιήσει τις κατακόρυφες παραμορφώσεις της και να μην ασκηθούν εφελκυστικές δυνάμεις μοχλού στους κοχλίες με τους οποίους το κάτω πέλμα της συνδέεται με το υποστύλωμα, διαμορφώνεται λεπτομέρεια με έδραση μέσω σχετικά στενού ενδιάμεσου ελάσματος (Σχήμα 3.14). η πρόβλεψη αυτή είναι απαραίτητη προκειμένου για γερανογέφυρες σχετικά μεγάλων ανυψωτικών ικανοτήτων.



**Σχήμα 3.12** Ενίσχυση βασικής διατομής διπλού ταν σε ελατή δοκό κυλίσεως και πλευρική στήριξη της στη θέση έδρασης



Σχήμα 3.13 Πλευρική παραμόρφωση δοκού κυλίσεως



Σχήμα 3.14 Έδραση δοκού κυλίσεως γερανογέφυρας

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SAP2000 v.14

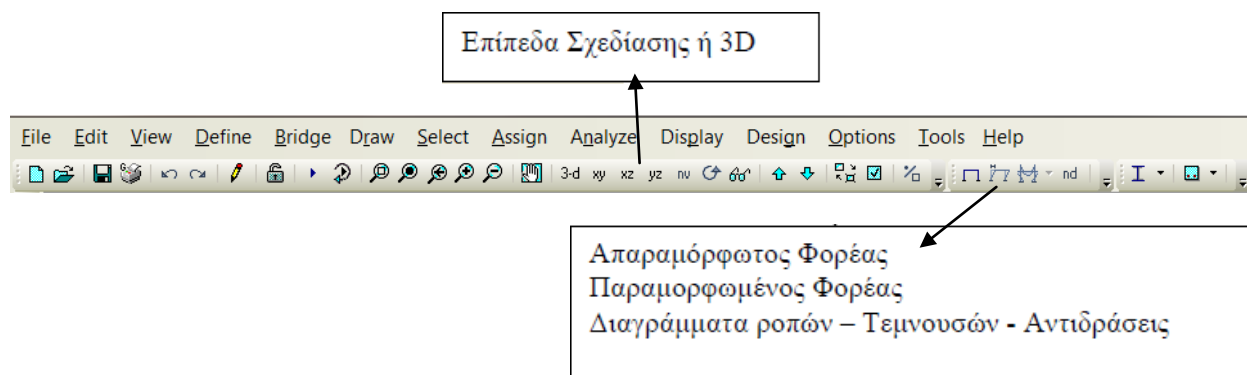
### 4.1 Εισαγωγή

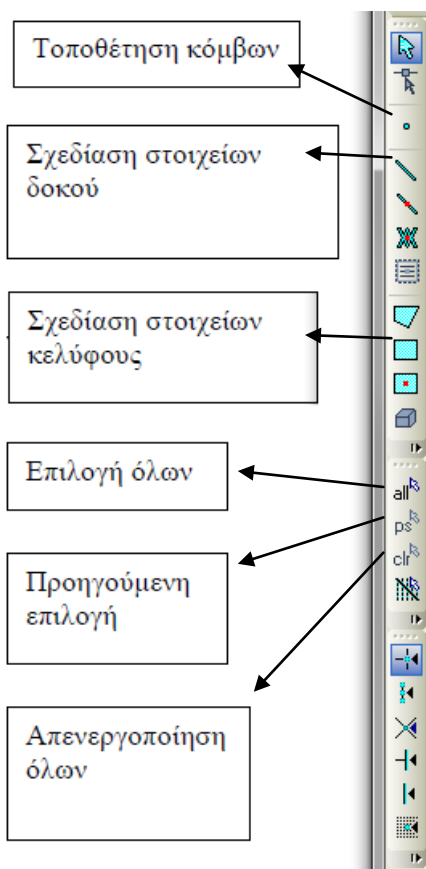
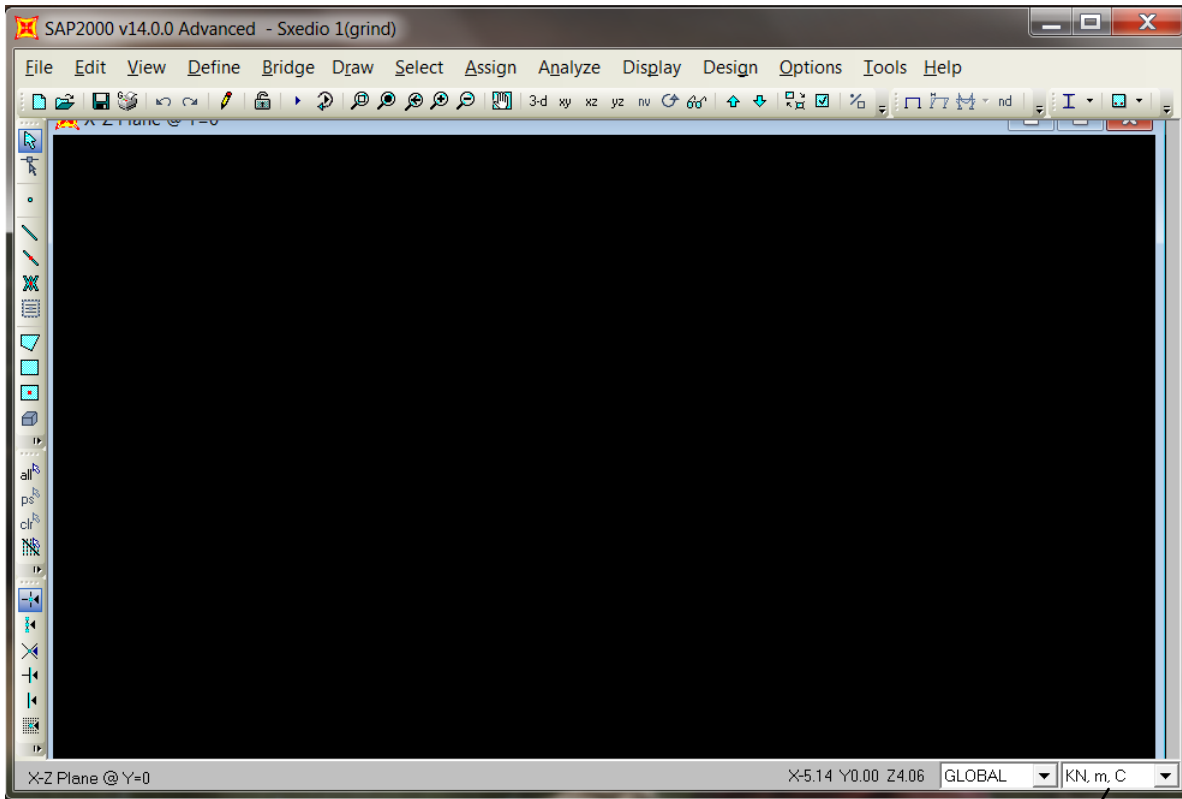
Το SAP2000 v.14 είναι ένα λογισμικό σχεδιασμού και διαστασιολόγησης με ευρύ πεδίο εφαρμογής. Παρέχει τη δυνατότητα ελέγχου και διαστασιολόγησης απλών τυπικών κατασκευών, όπως ένα μεταλλικό πλαίσιο, αλλά και σύνθετων έργων από χάλυβα, σκυρόδεμα κλπ.. Το πρόγραμμα μπορεί να αντεπεξέλθει σε δισδιάστατα (2D) και τρισδιάστατα (3D) προβλήματα, να κάνει έλεγχο των επιλεγμένων διατομών και μελών.

Μια ολοκληρωμένη διαδικασία υπολογισμού και διαστασιολόγησης περιλαμβάνει την εισαγωγή της γεωμετρίας του φορέα, την εισαγωγή του μοντέλου υπολογισμού (υλικό, δράσεις, στηρίξεις κλπ.), την επιλογή μεθόδου ανάλυσης (γραμμική, μη γραμμική), εξαγωγή αποτελεσμάτων, έλεγχο των μελών και βελτιστοποίηση του φορέα σύμφωνα με τον προεπιλεγμένο κανονισμό.

Το πρόγραμμα SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ο φορέας και οι φορτιστικές καταστάσεις να δοθούν είτε μέσω αρχείου δεδομένων είτε με γραφικό τρόπο από το γραφικό του περιβάλλον. Στην παρούσα εργασία θα χρησιμοποιήσουμε το γραφικό περιβάλλον του προγράμματος.

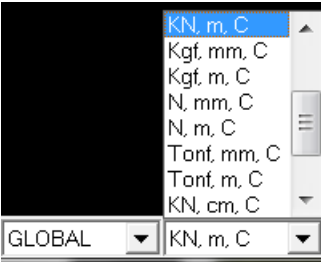
Το γραφικό περιβάλλον του SAP2000 v.14 φαίνεται στις ακόλουθες εικόνες





**\*\*Πριν αρχίσουμε την εισαγωγή των δεδομένων του φορέα ορίζουμε από το εικονίδιο κάτω δεξιά της οθόνης του SAP2000 τις μονάδες με τις οποίες θα δουλέψουμε πχ KN-M**

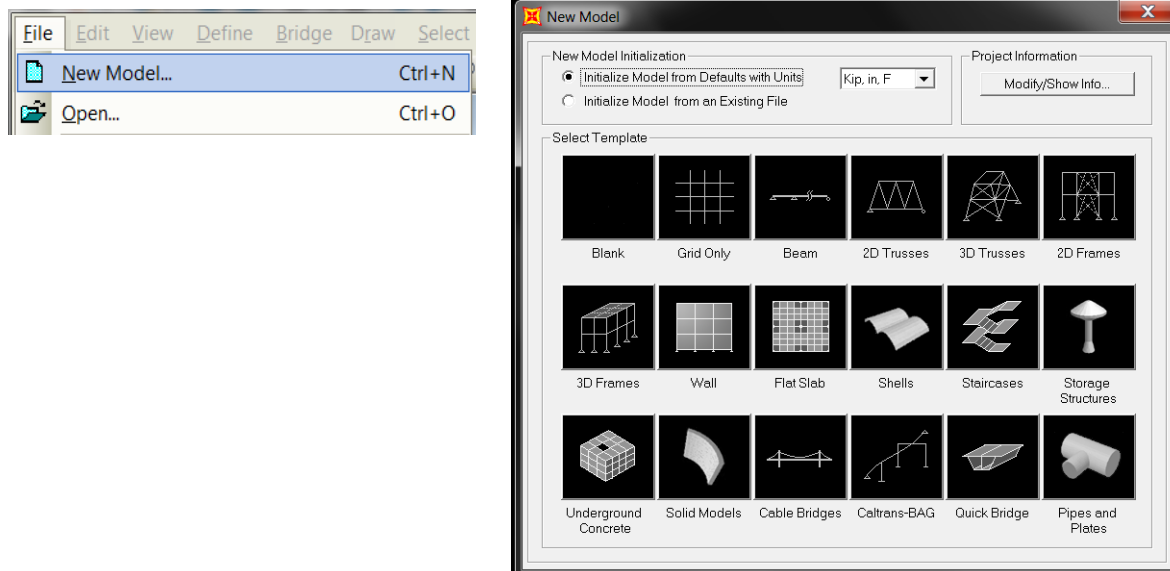
**Προσοχή** αν εκ των υστέρων αλλάξουμε μονάδες το πρόγραμμα δεν θεωρεί ότι τα νούμερα όπως τα δώσαμε είναι στις νέες μονάδες, αλλά τα μετατρέπει στις νέες μονάδες.



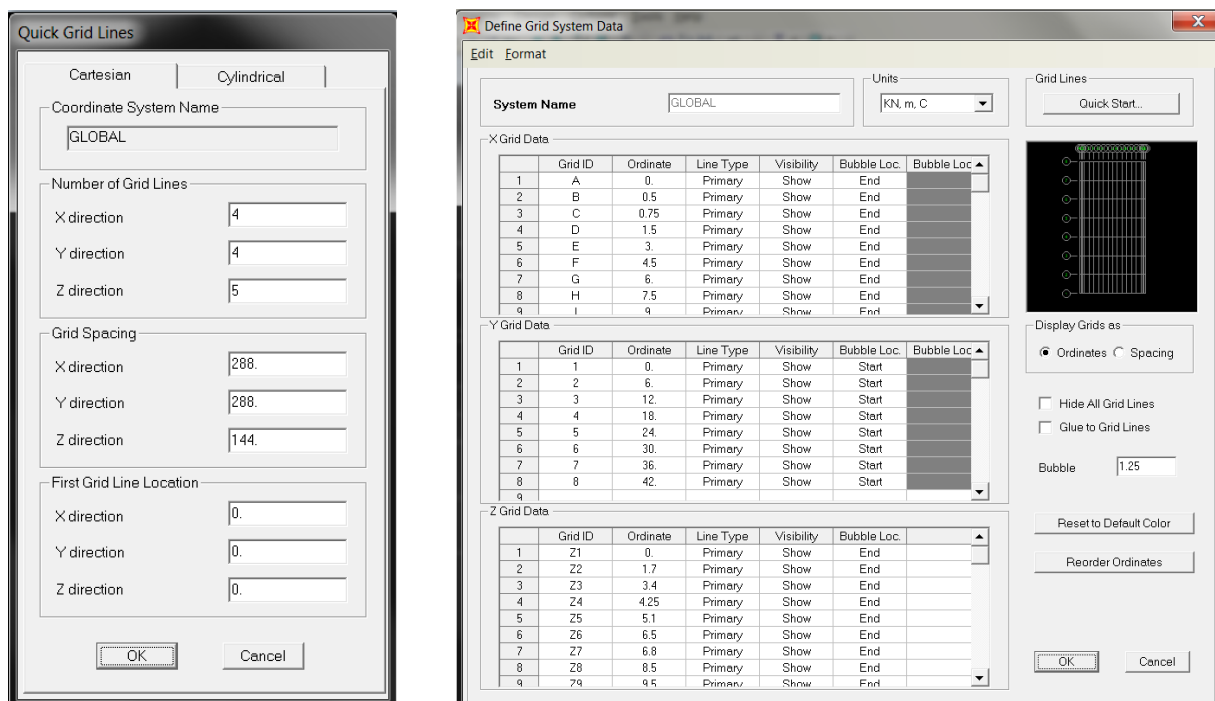
## 4.2 Σχεδίαση του φορέα

### 4.2.1 Δημιουργία νέου μοντέλου

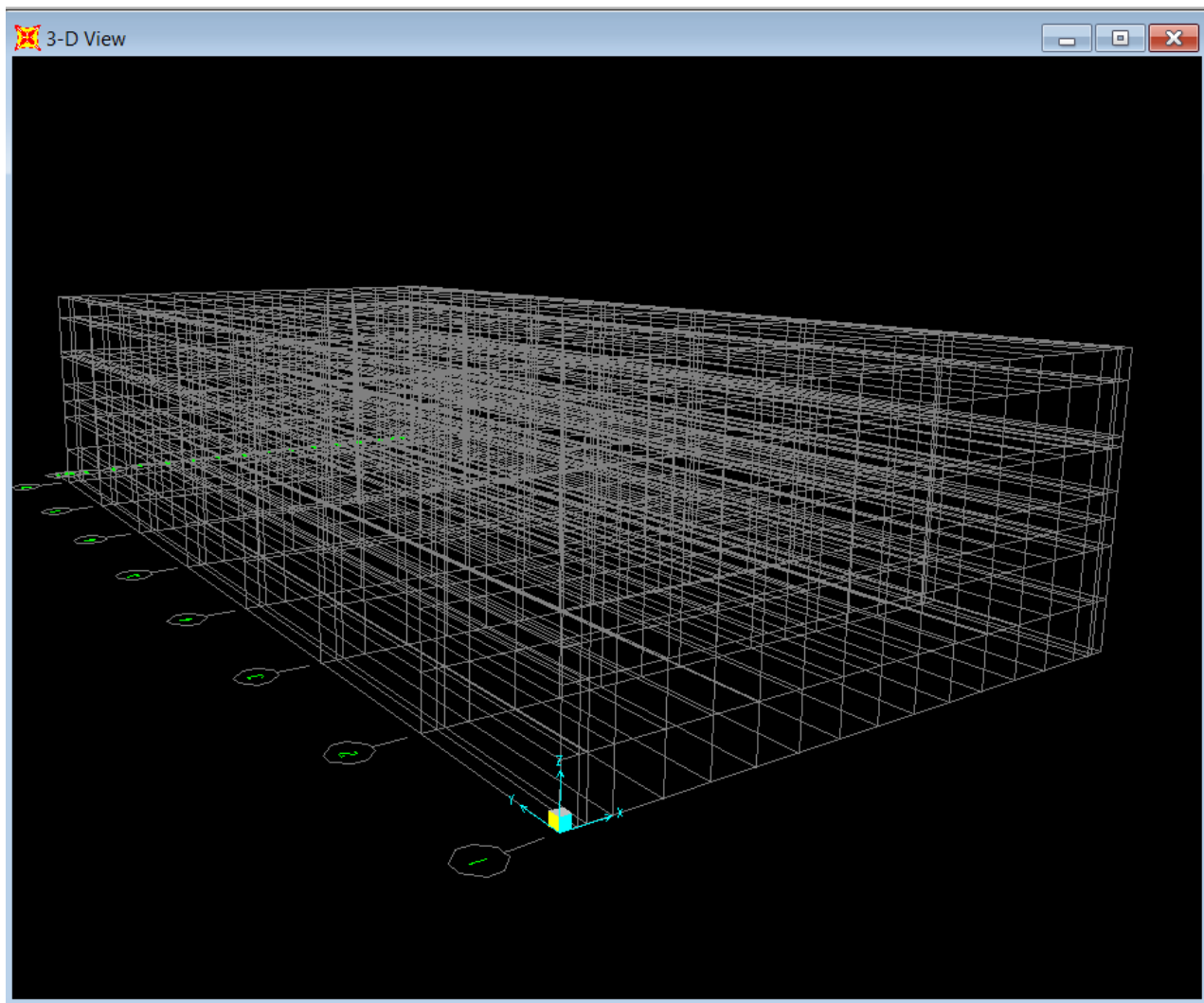
Για τη δημιουργία νέου μοντέλου πάμε στη επιλογή *File* → *New Model* και στη συνέχεια έχουμε δυνατότητα επιλογής κάποιου τυποποιημένου φορέα ή δημιουργία καννάβου.



Στην εργασία μας θα επιλέξουμε δημιουργία καννάβου σχεδίασης (grind). Με τον κάνναβο ορίζονται βοηθητικές γραμμές σχεδίασης, που αναφέρονται σε σύστημα καρτεσιανών ή κυλινδρικών συντεταγμένων, ανάλογα με τη γεωμετρία του φορέα.

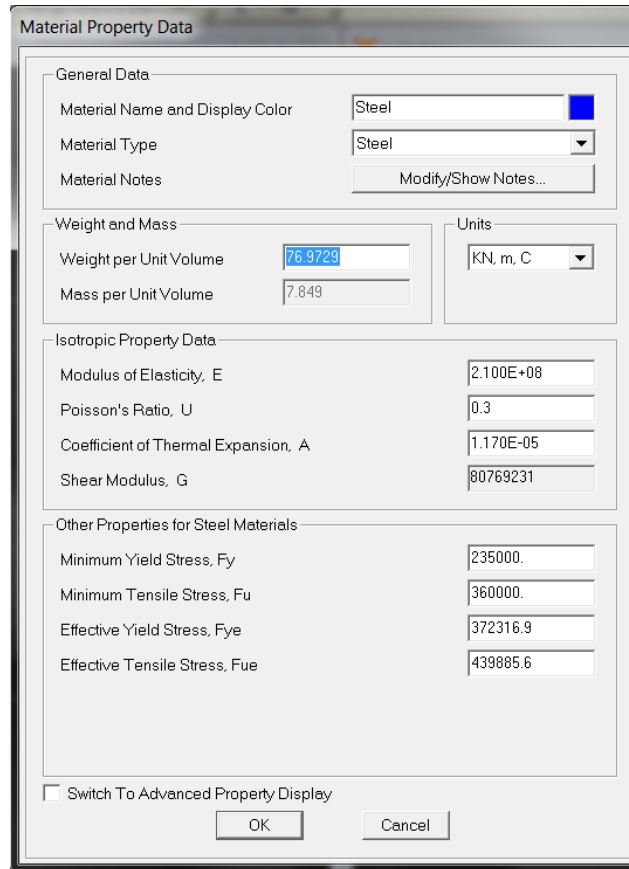


Ο κάναβος σχεδίασης μπορεί να τροποποιηθεί με την εντολή *Define* → *Coordinate System*/*Grind* → *Modify System* σε περίπτωση που θέλουμε να διορθώσουμε κάτι. Ο κάναβος σχεδίασης για την εργασία μας φαίνεται στην επόμενη εικόνα σε 3D.



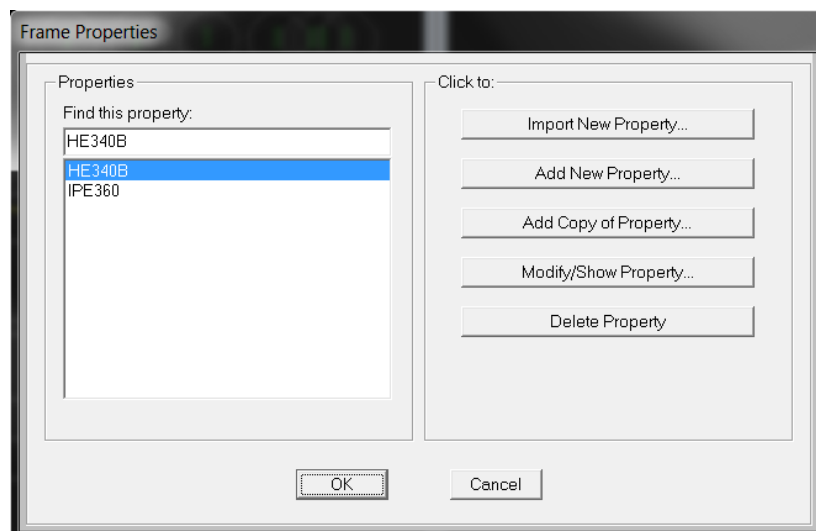
#### 4.2.2 Καθορισμός υλικού

Το επόμενο βήμα μετά τη δημιουργία του κάναβου είναι ο καθορισμός των υλικών που έχουμε στο φορέα μας. Για να καθορίσουμε τα υλικά που θα χρησιμοποιήσουμε στη σχεδίαση του φορέα πάμε στο *Define* → *Material* → *Add new Material* και το ακόλουθο παράθυρο εμφανίζεται. Αφού συμπληρώσουμε τα στοιχεία τα υλικού μας πατάμε το OK. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται τα στοιχεία του χάλυβα που θα χρησιμοποιήσουμε στην παρούσα μελέτη.



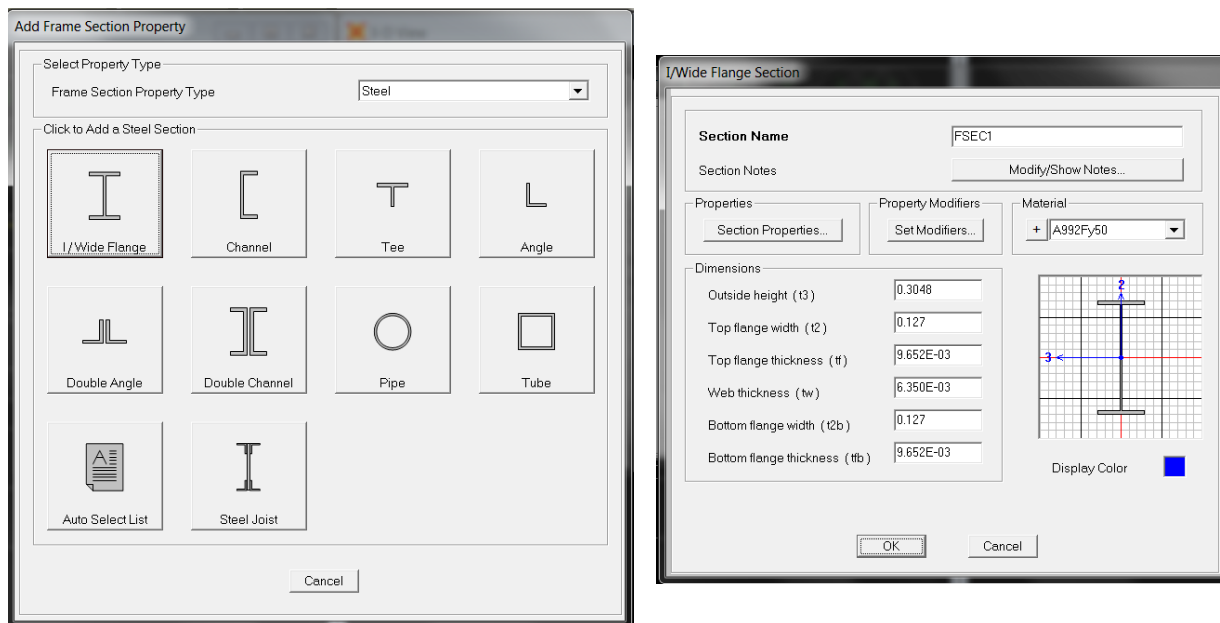
### 4.2.3 Καθορισμός Διατομών

Στη συνέχεια επιλέγουμε τις διατομές που κατά την κρίση μας θα χρησιμοποιηθούν για τη μόρφωση του φορέα. Για την επιλογή των διατομών *Define* → *Section Properties* → *Frame sections...* και το ακόλουθο παράθυρο εμφανίζεται.



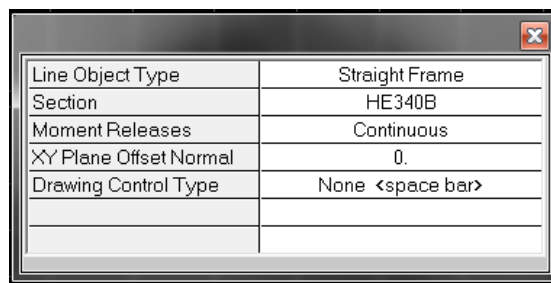
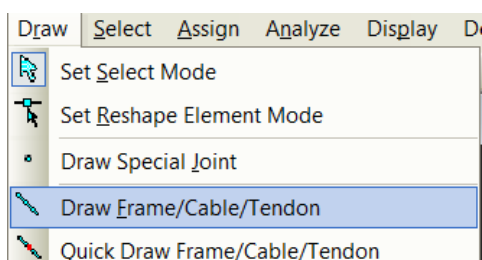


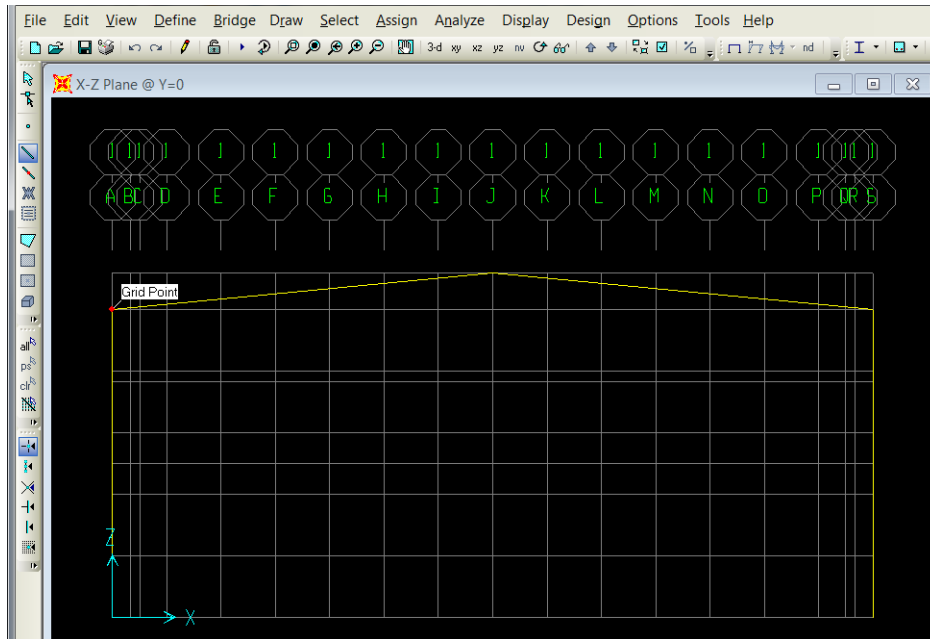
Στη συνέχεια επιλέγουμε *Add New Property...* για να καθορίσουμε τις διατομές που θέλουμε ή *Import New Property...* για να επιλέξουμε μία διατομή από τις πρότυπες διατομές. Αφού επιλέξουμε τη διατομή που θέλουμε μας ζητά να συμπληρώσουμε διάφορα στοιχεία όπως διαστάσεις, υλικό κλπ σε περίπτωση που δεν είναι μία από τις πρότυπες.



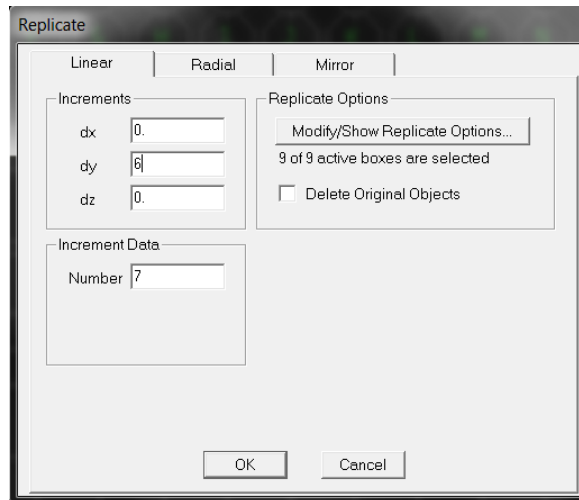
#### 4.2.4 Σχεδίαση Στοιχείων

Έχοντας ακολουθήσει τα πιο πάνω βήματα είμαστε έτοιμοι να σχεδιάσουμε το φορέα μας. Για να το κάνουμε αυτό πάμε από το *Draw* → *Draw Frame/Cable/Tendon* και το ακόλουθο παράθυρο εμφανίζεται όπως επίσης και μια τελεία σε σημεία του κάρναβου μας. Για να σχεδιάσουμε ένα στοιχείο το μόνο που έχουμε να κάνουμε είναι να επιλέξουμε το σημείο αρχής και το σημείο τέλους στον κάρναβο και το στοιχείο θα εμφανιστεί. Πριν σχεδιάσουμε το καθένα στοιχείο είναι σημαντικό να επιλέξουμε τη διατομή του στο κουτί *Section*. Σε περίπτωση που θέλουμε να αλλάξουμε μία διατομή σε ένα στοιχείο που έχουμε σχεδιάσει μπορούμε να το κάνουμε με την εντολή *Assign* → *Frame* → *Frame Sections...* αφού πρώτα επιλέξουμε το στοιχείο.



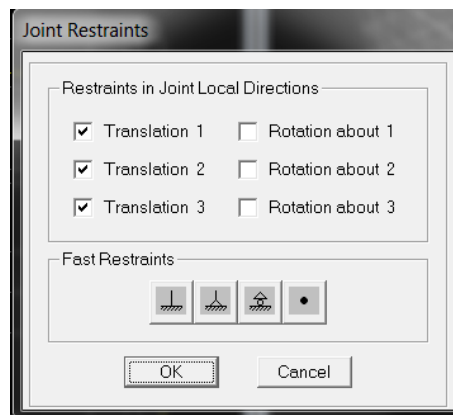
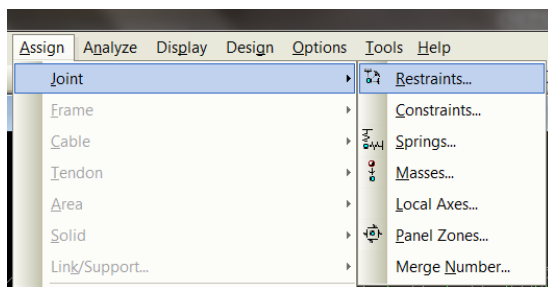


Για να φτιάξουμε διαδοχικά πλαίσια επιλέγουμε το πρώτο που έχουμε φτιάξει και με την εντολή *Edit* → *Replicate*. Στο ακόλουθο παράθυρο που εμφανίζεται επιλέγουμε σε τι απόσταση θέλουμε να είναι το ένα πλαίσιο από το άλλο και πόσα πλαίσια θέλουμε να φτιάξουμε.

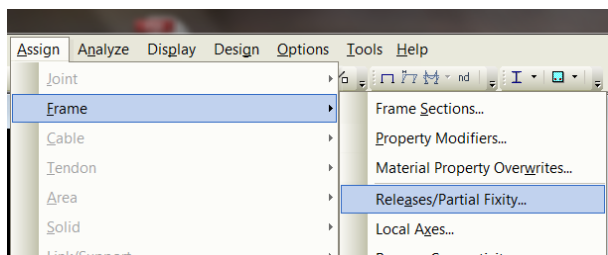


#### 4.2.5 Καθορισμός βαθμών ελευθερίας

Αφού σχεδιάσουμε όλα τα μέλη του φορέα πάμε να καθορίσουμε τους βαθμούς ελευθερίας στους κόμβους του φορέα. Αυτό επιτυγχάνεται με την εντολή *Assign* → *Joint* → *Restraints* αφού επιλέξουμε πρώτα τον αντίστοιχο κόμβο. Με αυτό τον τρόπο μπορούμε να ορίσουμε τις στηρίξεις.

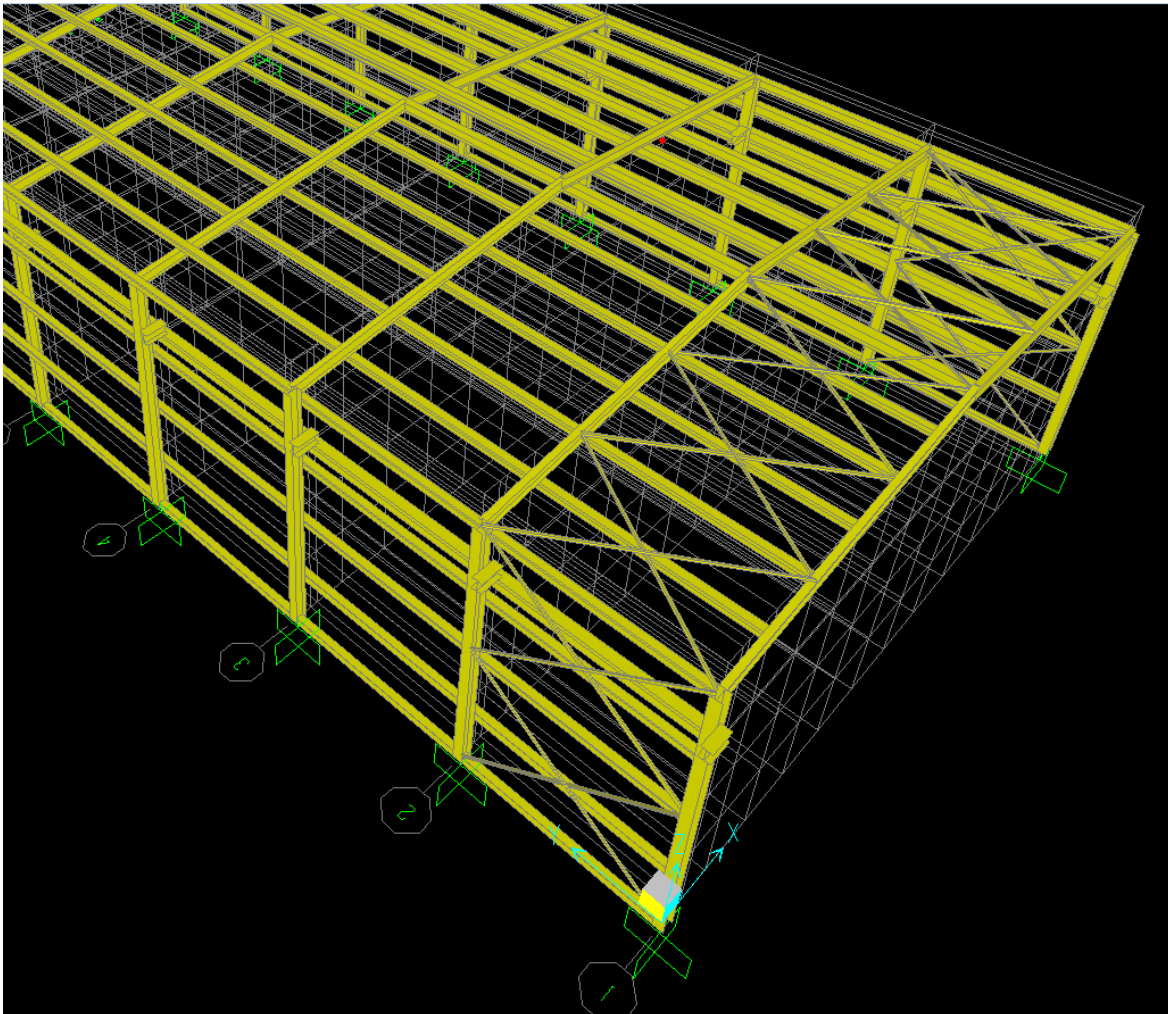
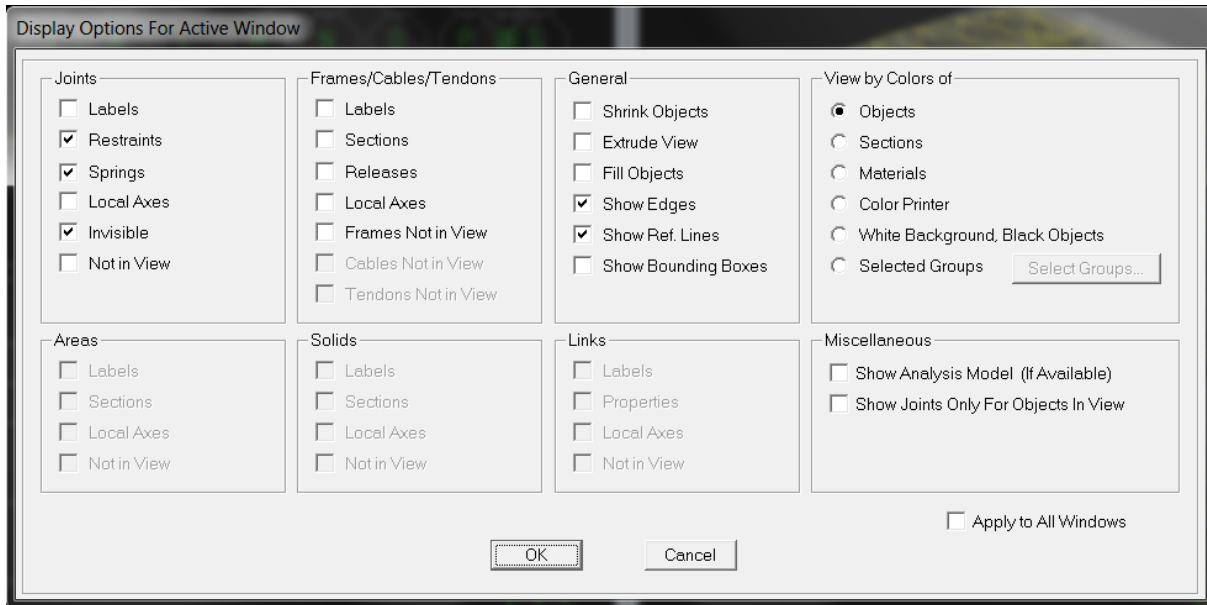


Για να δημιουργήσουμε μια αρθρωτή σύνδεση μεταξύ μελών επιλέγουμε *Assign* → *Frame* → *Releases/Partial Fixity* αφού επιλέξουμε το μέλος και επιλέγουμε τους βαθμούς ελευθερίας που θέλουμε να δεσμεύσουμε σε κάθε άκρο του μέλους.



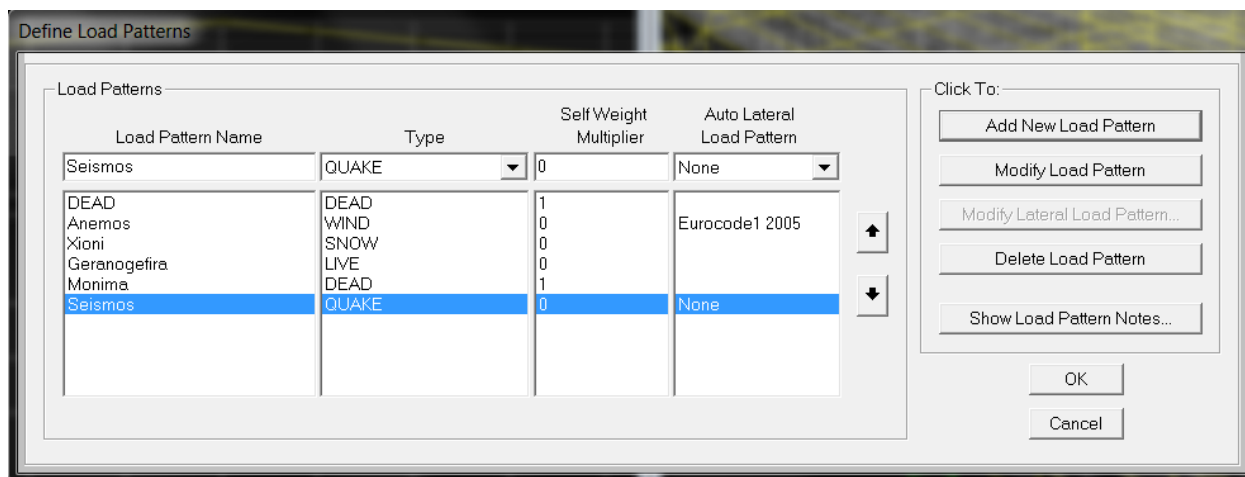
#### 4.2.6 Τρισδιάστατη απεικόνιση διατομών

Το SAP2000 μας δίνει τη δυνατότητα να δούμε τις διατομές που επιλέξαμε σε τρισδιάστατη μορφή. Για να το επιτύχουμε αυτό ανοίγουμε το παράθυρο επιλογών ‘*Display Options*’ πατώντας CTRL+E και επιλέγουμε το “*Extrude view*”. Από το παράθυρο αυτό έχουμε επίσης τη δυνατότητα να εμφανίσουμε ή όχι και άλλα στοιχεία στην οθόνη, όπως αριθμούς κόμβων, τοπικούς άξονες κλπ. Στη συνέχεια παρουσιάζεται εικόνα του παραθύρου ‘*Display Options*’ όπως επίσης εικόνα του φορέα με τα στοιχεία σε τρισδιάστατη μορφή.



### 4.3 Εισαγωγή φορτίων

Για την εισαγωγή των διαφόρων φορτίων στο SAP2000 πρέπει πρώτα να φτιάξουμε τα κατάλληλα πρότυπα (*Load Patterns*) στο πρόγραμμα έτσι ώστε να καθορίζουμε τις διάφορες ομάδες φορτίσεως. Για να το κάνουμε αυτό επιλέγουμε *Define* → *Load Pattern* και εμφανίζεται το ακόλουθο παράθυρο. Στη συνέχεια γράφουμε το όνομα που θέλουμε να δώσουμε στο πρότυπο μας στο κουτί με το όνομα '*Load Pattern Name*' και επιλέγουμε το είδος της φόρτισης στο κουτί με το όνομα '*Type*' και στη συνέχεια πατάμε το '*Add New Load Pattern*' και το πρότυπο μας είναι έτοιμο.



Αφού ετοιμάσουμε όλα τα πρότυπα για τις διάφορες φορτίσεις το επόμενο βήμα είναι να εισάγουμε τα φορτία και να τα αναθέσουμε στην κατάλληλη ομάδα που έχουμε δημιουργήσει. Αναλυτικά η δημιουργία της κάθε φόρτισης που εξασκείται στον φορέα μας παρουσιάζεται στη συνέχεια.

#### 4.3.1 Εισαγωγή μονίμων φορτίων

Τα μόνιμα φορτία στην κατασκευή μας αποτελούνται από το ίδιο βάρος της κατασκευής και το φορτίο επικάλυψης. Για το ίδιο βάρος το SAP2000 το υπολογίζει αυτόματα και περιλαμβάνεται στο πρότυπο '*Dead*'.

Για το φορτίο επικάλυψης αφού έχουμε φτιάξει το πρότυπο επιλέγουμε όλα τα μέλη στα οποία εξασκείται και στη συνέχεια πάμε στην εντολή *Assign* → *Frame Loads* → *Distributed...* όπου εμφανίζεται το ακόλουθο παράθυρο. Εκεί επιλέγουμε '*Monima*' στην επιλογή '*Load Pattern Name*', ελέγχουμε οι μονάδες μας να είναι σε KN στην επιλογή '*Units*', στο παράθυρο '*Load Type and Direction*' επιλέγουμε το σύστημα αξόνων και τη φορά του φορτίου μας που είναι κατακόρυφο άρα επιλέγουμε '*Global*' και '*Gravity*' αντίστοιχα και επειδή το φορτίο είναι ομοιόμορφα κατανεμημένο στην επιλογή '*Uniform Load*' συμπληρώνουμε τη τιμή του φορτίου μας που έχουμε υπολογίσει σε προηγούμενο κεφάλαιο. Επίσης σημαντικό είναι στην επιλογή

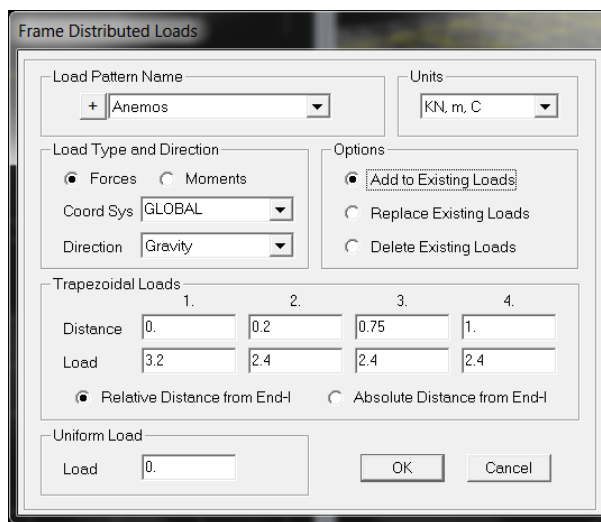
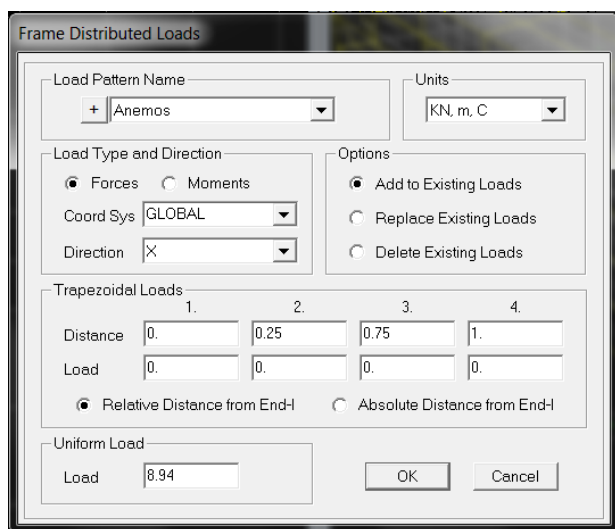
‘Options’ να επιλέγουμε το ‘Add to Existing Loads’ έτσι ώστε το πρόγραμμα να προσθέτει τα φορτία σε οποιαδήποτε άλλα φορτία έχουμε επιβάλει και όχι να τα αντικαθιστά.

#### 4.3.2 Εισαγωγή φορτίων χιονιού

Για το φορτίο του χιονιού ακολουθούμε την ίδια διαδικασία με πιο πάνω. Αρχικά επιλέγουμε όλα τα μέλη στα οποία εξασκείται και στη συνέχεια με την εντολή *Assign* → *Frame Loads* → *Distributed...* επιλέγουμε ‘Χιονι’ στην επιλογή ‘Load Pattern Name’, ελέγχουμε οι μονάδες μας να είναι σε KN στην επιλογή ‘Units’, στο παράθυρο ‘Load Type and Direction’ επιλέγουμε το σύστημα αξόνων και τη φορά του φορτίου μας που είναι κατακόρυφο άρα επιλέγουμε ‘Global’ και ‘Gravity’ αντίστοιχα και επειδή το φορτίο είναι ομοιόμορφα κατανομημένο στην επιλογή ‘Uniform Load’ συμπληρώνουμε τη τιμή του φορτίου μας που έχουμε υπολογίσει σε προηγούμενο κεφάλαιο.

### 4.3.2 Εισαγωγή φορτίων ανέμου

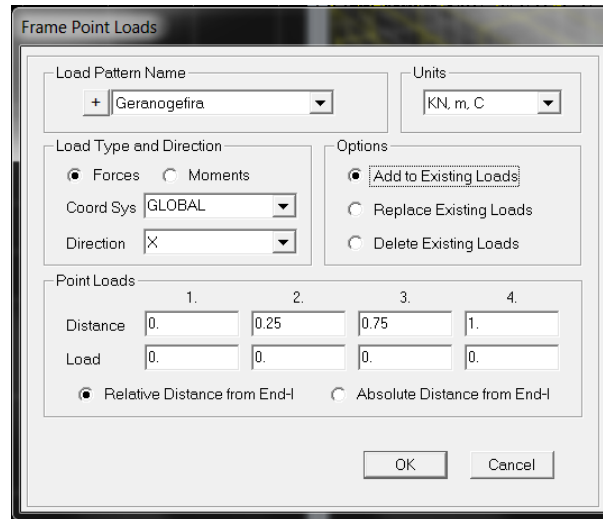
Για το φορτίο του ανέμου αρχικά επιλέγουμε όλα τα μέλη στα οποία εξασκείται και στη συνέχεια με την εντολή *Assign* → *Frame Loads* → *Distributed...* επιλέγουμε ‘Anemos’ στην επιλογή ‘Load Pattern Name’, ελέγχουμε οι μονάδες μας να είναι σε KN στην επιλογή ‘Units’, στο παράθυρο ‘Load Type and Direction’ επιλέγουμε το σύστημα αξόνων και τη φορά του φορτίου μας, που είναι οριζόντιο στα κατακόρυφα στοιχεία άρα επιλέγουμε ‘Global’ και ‘X’ αντίστοιχα και κατακόρυφο στην οροφή άρα επιλέγουμε ‘Global’ και ‘Gravity’ αντίστοιχα. Στη συνέχεια για το σημείο εφαρμογής και το μέγεθος του φορτίου επιλέγουμε το κουτί ‘Distance’ και αφού συμπληρώσουμε την απόσταση που εξασκείται το φορτίο από την αρχή του μέλους συμπληρώνουμε στη συνέχεια την τιμή του φορτίου στο ακριβώς από κάτω κουτί με την ένδειξη ‘Load’.



### 4.3.3 Εισαγωγή φορτίων γερανογέφυρας

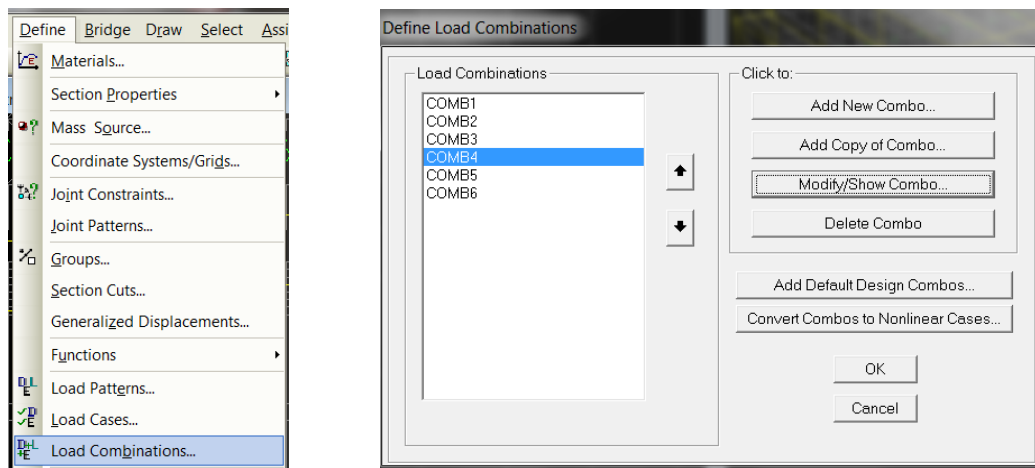
Για τα φορτία της γερανογέφυρας επειδή είναι συγκεντρωμένα και όχι κατανομημένα για την εισαγωγή τους αφού επιλέξουμε το μέλος στο οποίο ασκούνται πάμε στην εντολή *Assign* → *Frame Loads* → *Point...* και επιλέγουμε ‘Geranogefira’ στην επιλογή ‘Load Pattern Name’, ελέγχουμε οι μονάδες μας να είναι σε KN στην επιλογή ‘Units’, στο παράθυρο ‘Load Type and Direction’ επιλέγουμε το σύστημα αξόνων και τη φορά του φορτίου μας, που είναι οριζόντιο για τα οριζόντια φορτία άρα επιλέγουμε ‘Global’ και ‘X’ και κατακόρυφο για τα κατακόρυφα φορτία άρα επιλέγουμε ‘Global’ και ‘Gravity’. Για το σημείο εφαρμογής του φορτίου και την τιμή του συμπληρώνουμε την τιμή του φορτίου στο κουτί ‘Load’ κάτω από το κουτί ‘Distance’ στο οποίο συμπληρώνουμε την απόσταση που εξασκείται το φορτίο από την αρχή του μέλους που επιλέξαμε και στα υπόλοιπα κουτιά τοποθετούμε την τιμή ‘0’. Δεν ξεχνάμε να επιλέξουμε το ‘Add to Existing Loads’ στην επιλογή ‘Options’.





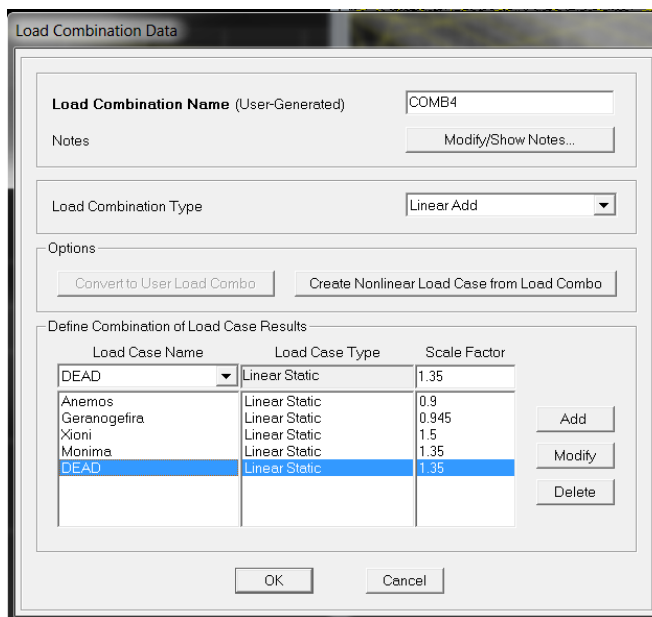
#### 4.4 Συνδυασμοί φόρτισης

Αφού εισάγουμε όλες τις φορτίσεις δημιουργούμε τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων. Για να δημιουργήσουμε τους συνδυασμούς επιλέγουμε την εντολή *Define* → *Load Combinations...* και εμφανίζεται το ακόλουθο παράθυρο.



Στη συνέχεια επιλέγουμε το 'Add New Combo...'. Στο νέο παράθυρο που θα εμφανιστεί επιλέγουμε αρχικά το όνομα που θα δώσουμε στο συνδυασμό, το είδος του συνδυασμού και στη συνέχεια τις φορτίσεις που θα απαρτίζουν τον συνδυασμό με τον συντελεστή βαρύτητας της κάθε φόρτισης. Με τον ίδιο τρόπο μορφώνονται όλοι οι συνδυασμοί που φαίνονται στον πίνακα πιο κάτω.

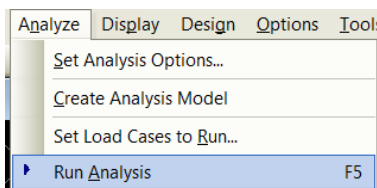


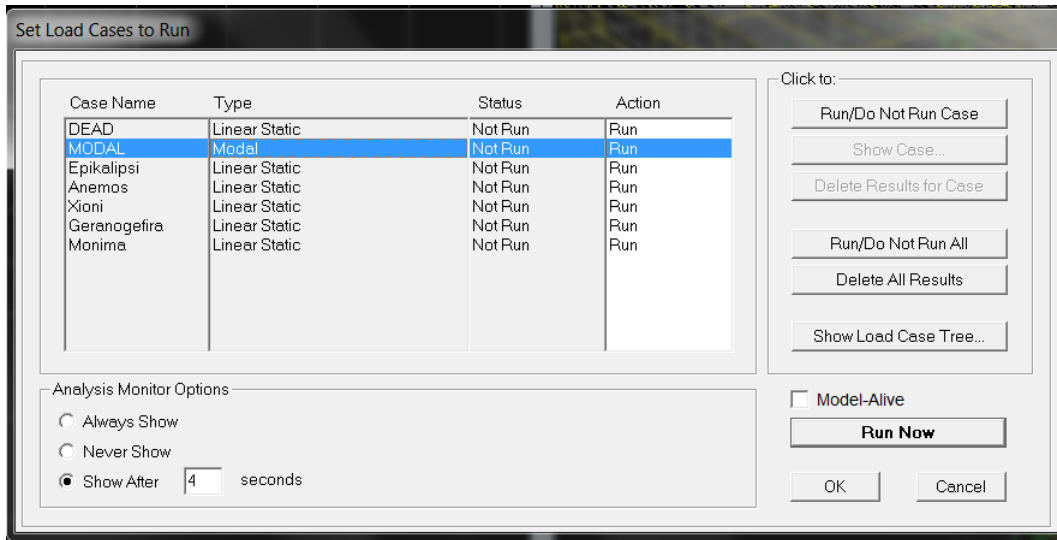


	Monima	Xioni	Anemos	Geranogefira	Seismos
COMB1	1.35	1.5	0	0	0
COMB2	1.35	0	1.5	0	0
COMB3	1.35	0	0	1.35	0
COMB4	1.35	1.5	0.9	0.945	0
COMB5	1.35	0.75	1.5	0.945	0
COMB6	1.35	0.75	0.9	1.35	0
COMB7	1.35	0.3	0	0.81	1.5

#### 4.5 Ανάλυση μοντέλου

Μετά την εισαγωγή της γεωμετρίας του φορέα μας και των διαφόρων συνδυασμών φορτίσεως ακολουθεί η ανάλυση της κατασκευής. Για να προχωρήσουμε στην ανάλυση του μοντέλου επιλέγουμε την εντολή *Analyze* → *Run Analysis* και στη συνέχεια επιλέγουμε τα πρότυπα που θέλουμε να τρέξουν στην ανάλυση και πατάμε το *Run Now*.

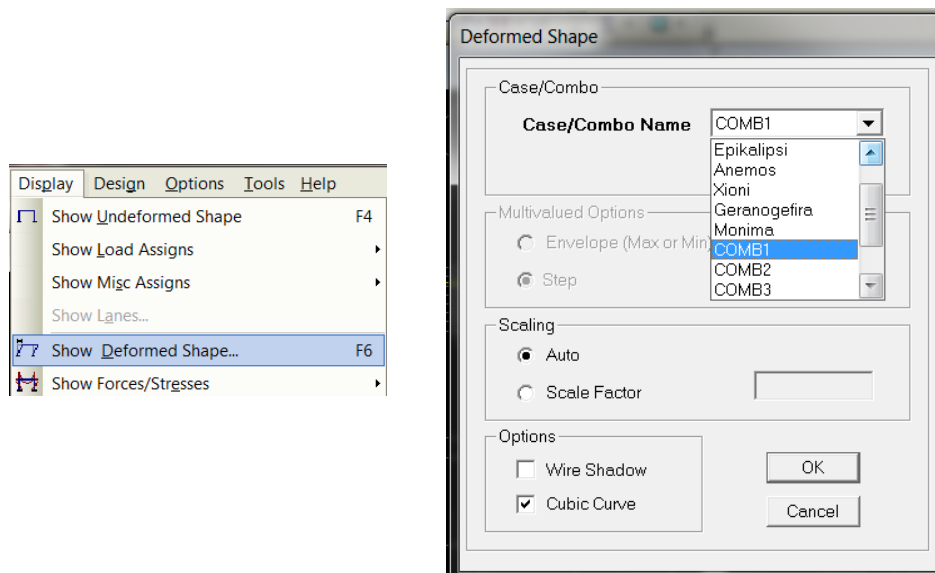


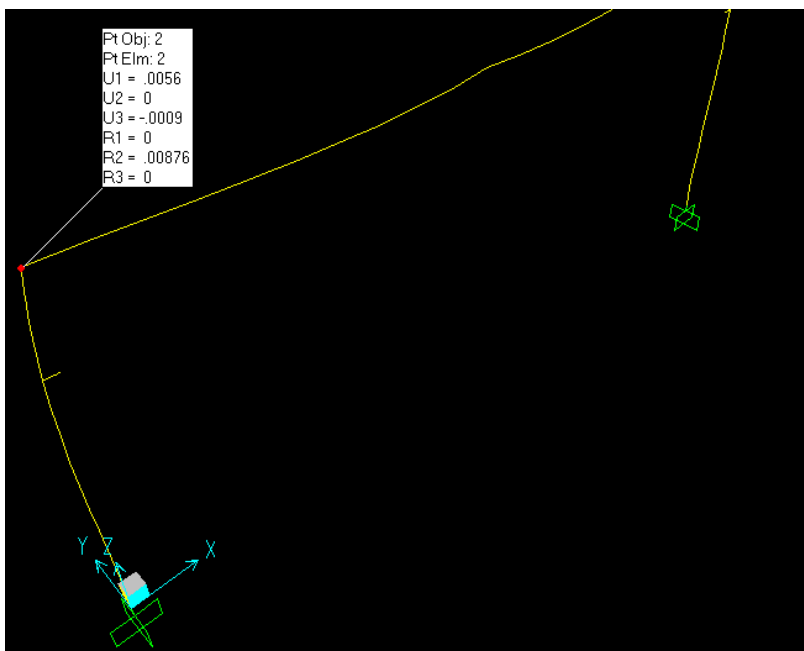


#### 4.6 Παρουσίαση αποτελεσμάτων

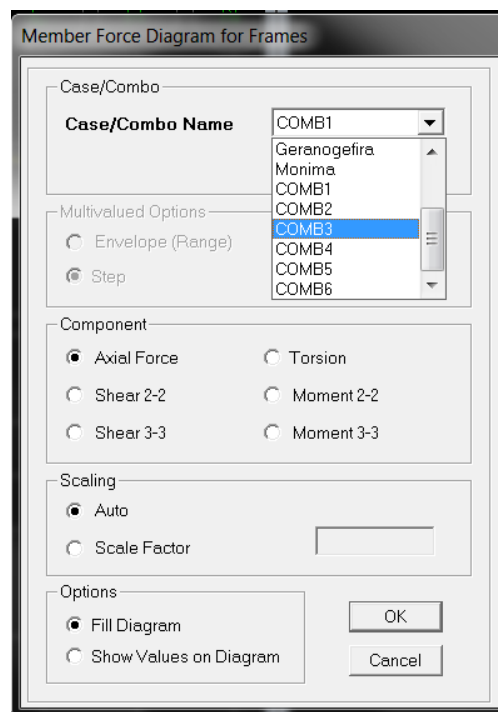
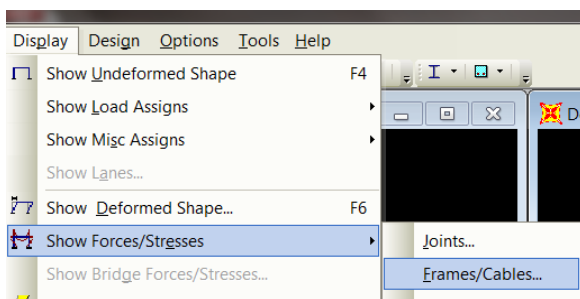
Τα αποτελέσματα μπορούμε να επιλέξουμε γραφικά στο επί των μελών του μοντέλου μας ή να ζητήσουμε στο πρόγραμμα να μας τα παρουσιάσει σε πίνακες.

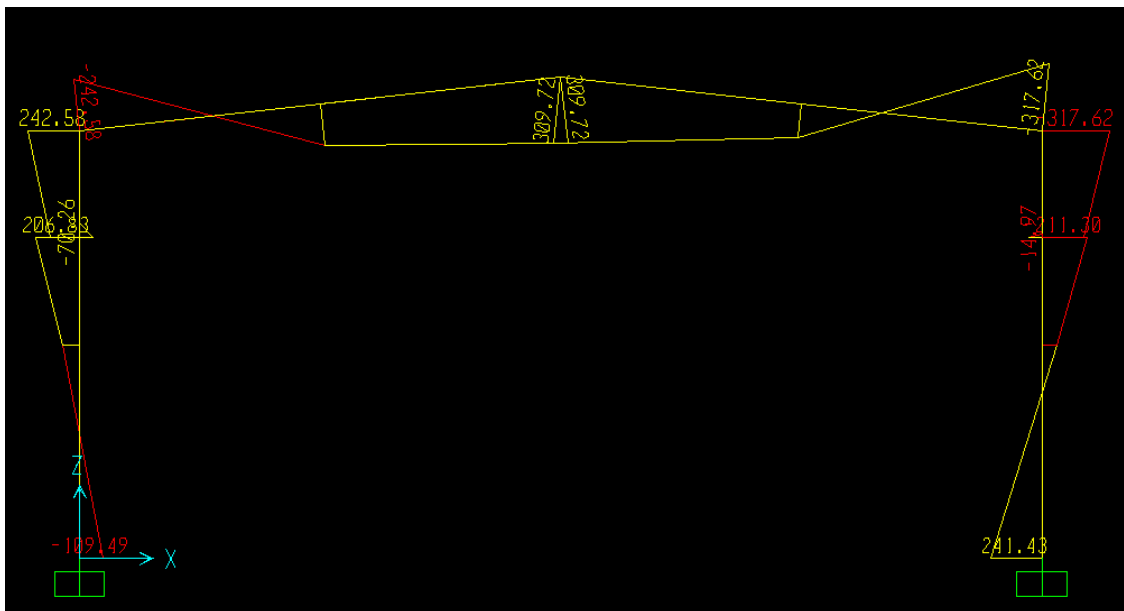
Για να δούμε τα αποτελέσματα των μετακινήσεων επιλέγουμε την εντολή *Display* → *Show Deformed Shape...* και στο παράθυρο που ακολουθεί επιλέγουμε τον συνδυασμό φόρτισης για τον οποίο θέλουμε να μας παρουσιάσει τις μετακινήσεις. Τότε το SAP2000 μας παρουσιάζει τον παραμορφωμένο φορέα και εμείς μπορούμε να δούμε τις τιμές των παραμορφώσεων με το να επιλέξουμε το σημείο που μας ενδιαφέρει.



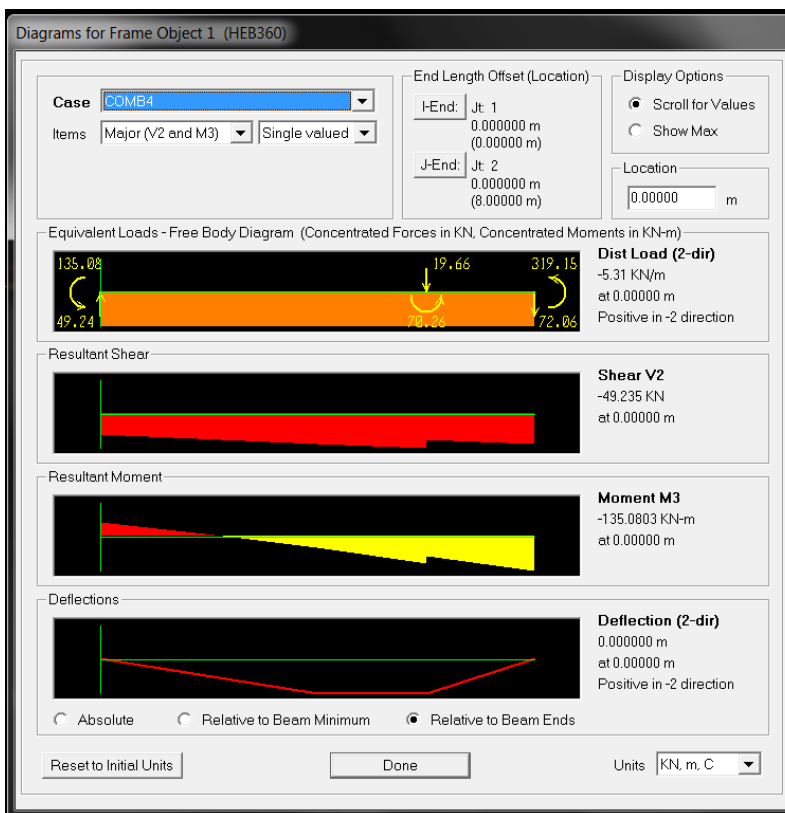


Για να δούμε τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών επιλέγουμε την εντολή *Display* → *Show Forces/Stresses...* → *Frames/Cables* και στο παράθυρο που ακολουθεί επιλέγουμε τον συνδυασμό φόρτισης για τον οποίο θέλουμε να δούμε τα διαγράμματα και το διάγραμμα που θέλουμε να μας παρουσιάσει όπως επίσης κατά πόσο να μας δείχνει τις τιμές των διαφόρων μεγεθών στο διάγραμμα.

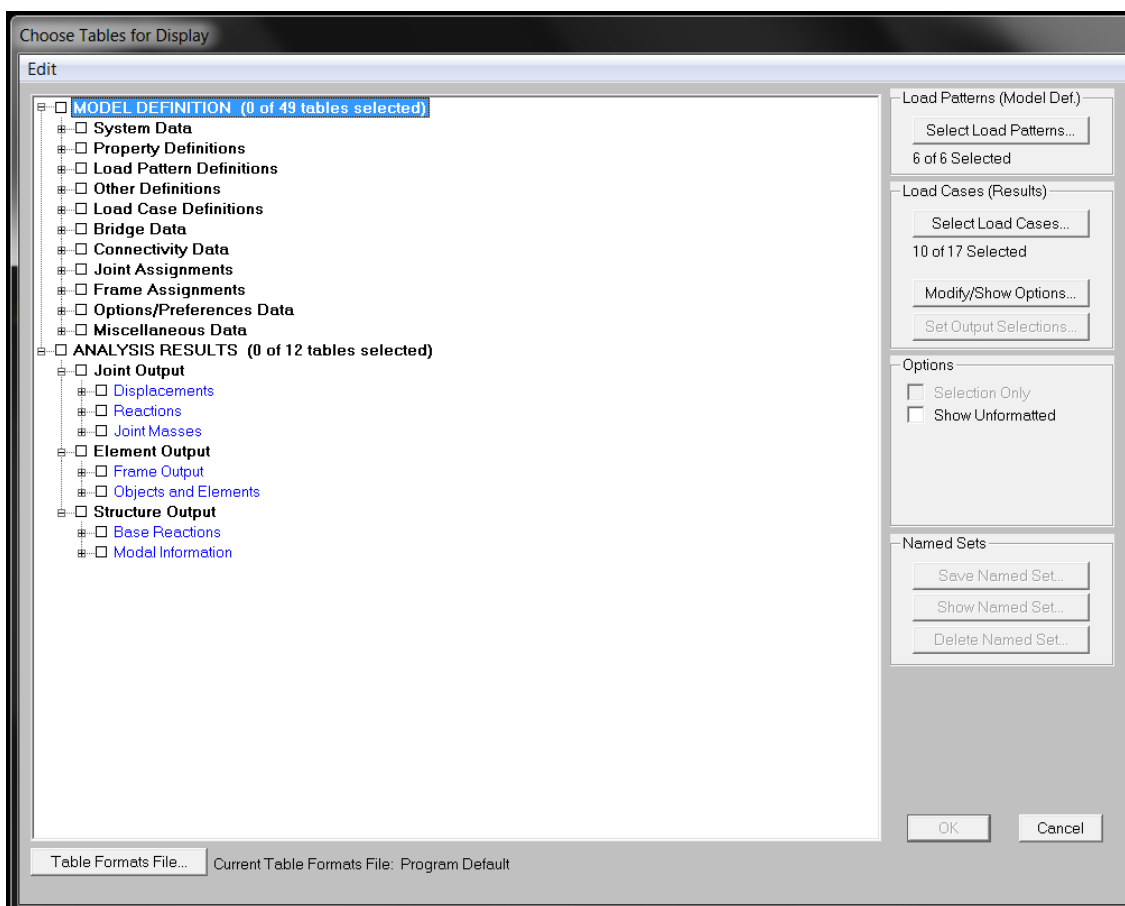
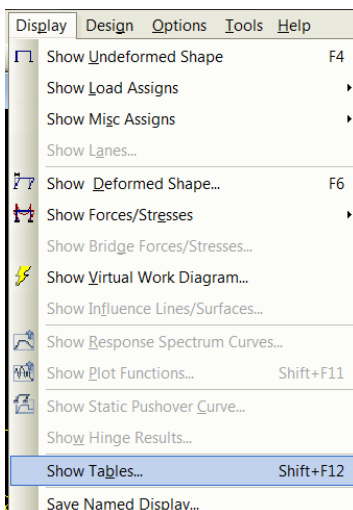




Αν κάνουμε επιλογή του στοιχείου με το δεξί κουμπί του ‘ποντικιού’ μας τότε εμφανίζεται το ακόλουθο παράθυρο το οποίο περιέχει διαγράμματα ροπών, τεμνουσών και παραμορφώσεις που αναφέρονται στο επιλεγμένο στοιχείο.

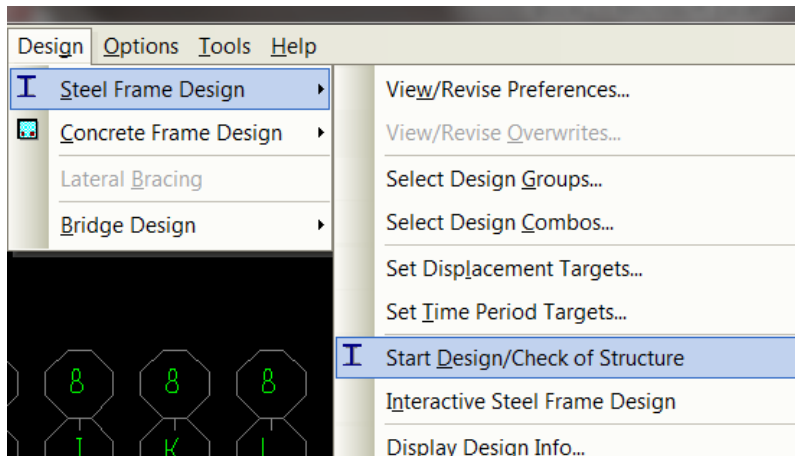


Στη περίπτωση που θέλουμε να παρουσιάσουμε τα αποτελέσματα μας σε πίνακες τότε επιλέγουμε την εντολή *Display* → *Show Tables* και στο παράθυρο που θα ακολουθήσει επιλέγουμε τι θέλουμε να μας παρουσιάσει το πρόγραμμα σε πίνακες.



#### 4.6 Έλεγχος Διατομών

Για τον έλεγχο των διατομών επιλέγουμε *Design* → *Steel Frame Design* → *Start Design/Check of Structure*. Όταν τελειώσει ο έλεγχος το πρόγραμμα μας παρουσιάζει τις διατομές που έχουν πρόβλημα και τις αντικαθιστά με τις βέλτιστες διατομές.





## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

### 5.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι τέσσερις παραλλαγές του μεταλλικού μονώροφου προς ανάλυση με γερανογέφυρα. Οι παραλλαγές αφορούν τις γεωμετρικές και τις κατασκευαστικές απαιτήσεις της κατασκευής, με βασικό κριτήριο την οικονομικότητα του κτιρίου.

Για κάθε παραλλαγή παρουσιάζονται οι αναλύσεις και οι ελέγχοι καθώς και οι αντίστοιχες διατομές που προκύπτουν για την κάθε μία σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Στην περίπτωση ελέγχου σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας εξετάζονται οι περιορισμοί από τον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 6 για τις οριακές τιμές των οριζόντιων παραμορφώσεων σε κτίρια που λειτουργούν γερανογέφυρες.

### 5.2 Παραλλαγή Α

Η πρώτη περίπτωση διαστασιολόγησης αφορά μεταλλικό υπόστεγο αποτελούμενο από διαδοχικά πλαίσια, με γερανογέφυρα ανοίγματος 20 μέτρων και ύψους ανύψωσης 6.5 μέτρων. Τα πλαίσια είναι αμφίπακτα και διατάσσονται ανά 6 μέτρα.

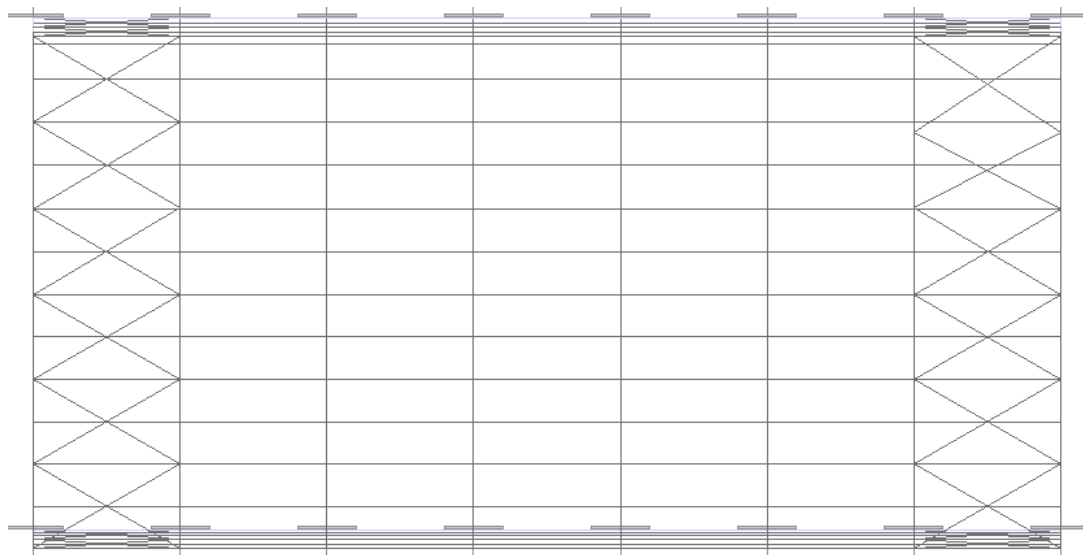
#### 5.2.1 Γεωμετρία

Όπως φαίνεται στην κάτοψη (Σχήμα 5.1) το κτίριο αποτελείται από οκτώ διαδοχικά ισαπέχοντα ισοκλινή πλαίσια και έχει συνολικό μήκος 42 μέτρα. Το άνοιγμα των πλαισίων είναι 21 μέτρα. Στο πρώτο και στο τελευταίο φάτνωμα διατάσσονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Κατά μήκος του κτιρίου διατάσσονται τεγίδες ανά 1.75 μέτρα στη στάθμη της οροφής. Οι κεφαλές των υποστυλωμάτων ενώνονται με κεφαλοδοκό.

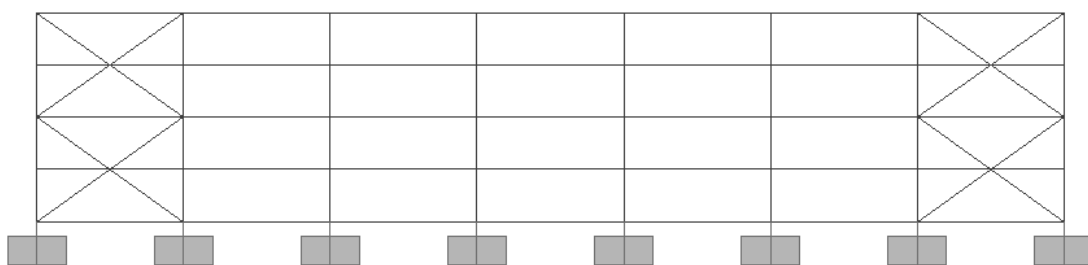
Στην πλάγια όψη του κτιρίου (Σχήμα 5.2) φαίνονται τα υποστυλώματα, τα οποία έχουν ύψος 8.5 μέτρα. Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται στο πρώτο και τελευταίο φάτνωμα κατά αντιστοιχία με τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Επίσης κατά μήκος του κτιρίου διατάσσονται οι μηκίδες ανά 2.125 μέτρα.

Στην μετωπική όψη του κτιρίου (Σχήμα 5.3) διακρίνονται οι κοντοί πρόβολοι στους οποίους εδράζεται η δοκός κυλίσεως της γερανογέφυρας. Ο άξονας της διατομής τους βρίσκεται σε ύψος 6.5 μέτρων και το μήκος τους είναι 0,75 μέτρα. Η κλίση των ζυγωμάτων είναι περίπου 5.5 μοίρες.

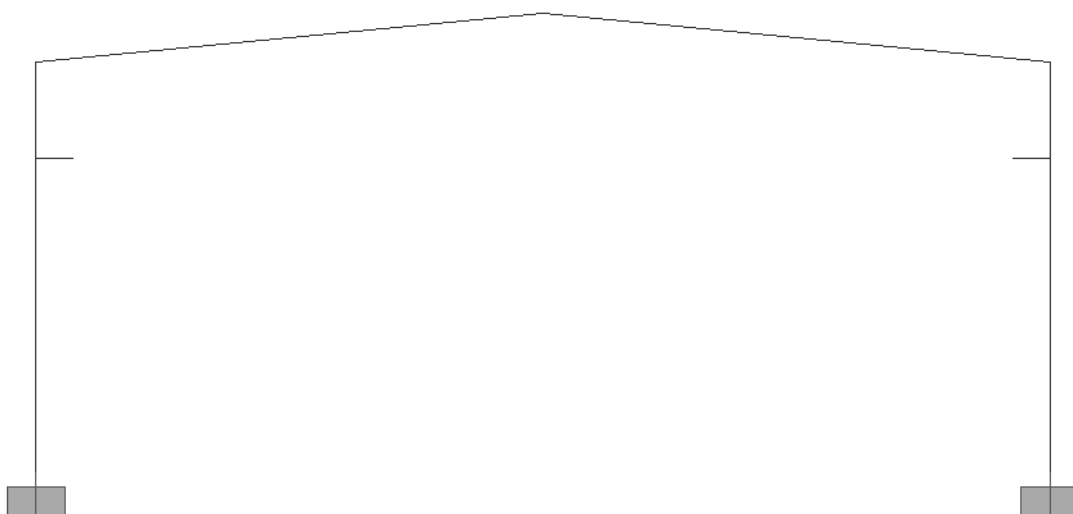




Σχήμα 5.1 Κάτοψη



Σχήμα 5.2 Πλάγια όψη



Σχήμα 5.3 Μετωπική όψη

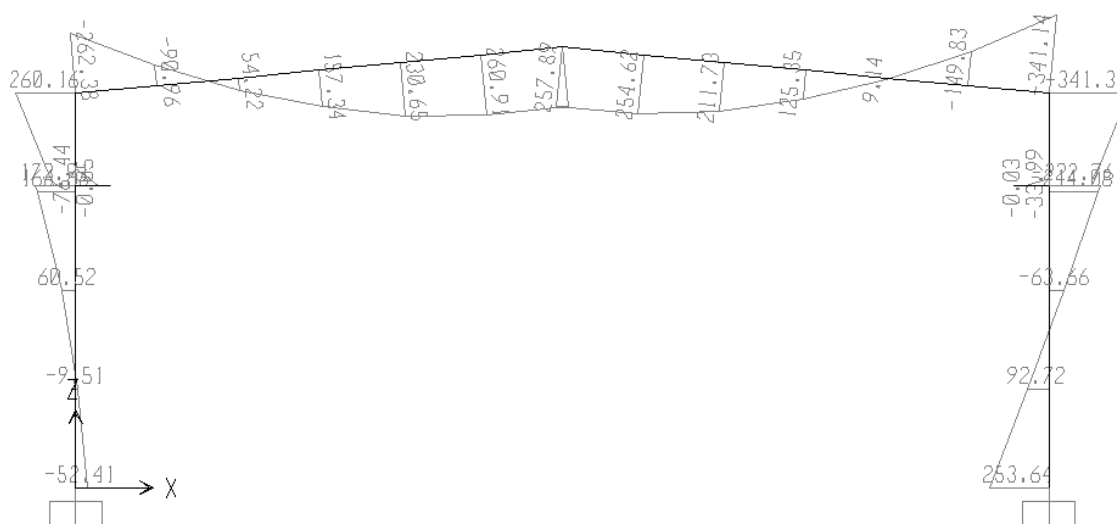
**5.2.2 Διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)**

Με τη χρήση του λογισμικού SAP2000 v.14 έγινε διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου και προέκυψαν οι βέλτιστες διατομές που ικανοποιούν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι προκύπτουσες διατομές παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.1 καθώς και ο βαθμός αξιοποίησης της κάθε διατομής για τους διάφορους συνδυασμούς αστοχίας.

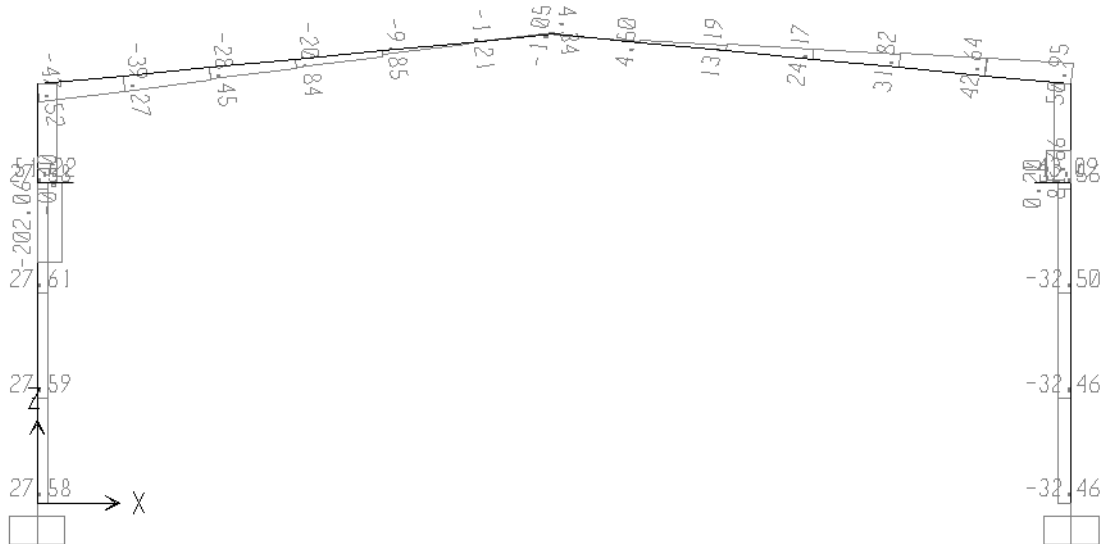
Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών και οι έλεγχοι διατομών για τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα όπως προέκυψαν από την ανάλυση με το λειτουργικό SAP2000 v.14. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αφορούν το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που είναι ο COMB4 όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.1.

Μέλος	Διατομή	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7
Υποστώλωμα	HEA 360	0.74	0.45	0.37	0.81	0.64	0.62	0.44
Ζυγώμα	IPE 500	0.71	0.29	0.27	0.66	0.46	0.46	0.38
Κεφαλοδοκός	HEA 120	0.55	0.16	0.17	0.51	0.32	0.32	0.25
Μηκίδες	UPN 180	0.08	0.4	0.05	0.26	0.4	0.26	0.05
Τεγίδες	IPE 120	0.95	0.22	0.31	0.96	0.60	0.66	0.46
Οριζόντιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας	UPN 120	0.58	0.13	0.17	0.50	0.27	0.30	0.25
Κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας	UPN 160	0.09	0.84	0.04	0.55	0.86	0.53	0.05

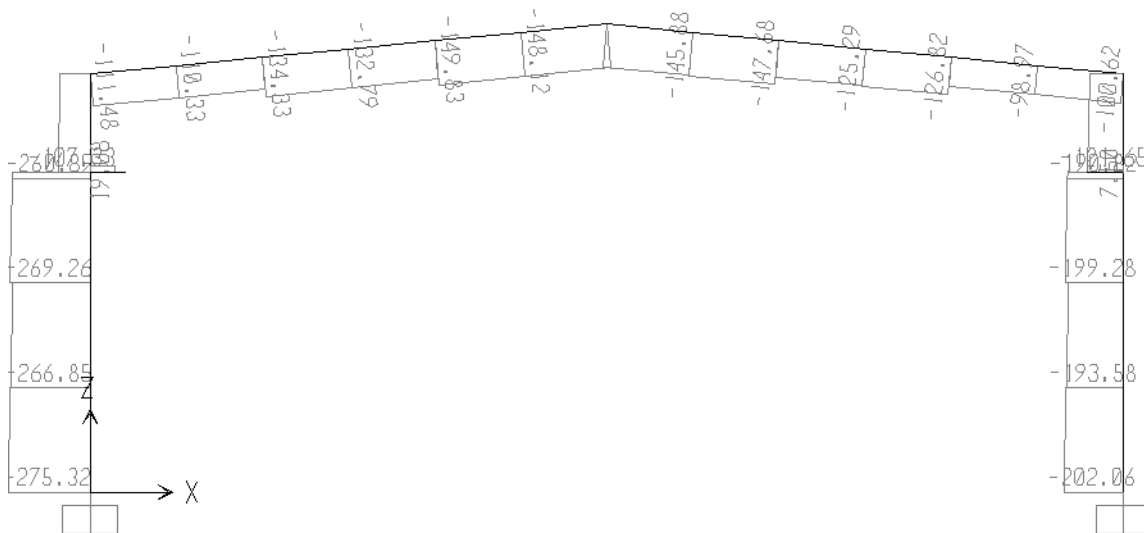
**Πίνακας 5.1** Διατομές μελών και βαθμός αξιοποίησης διατομών



**Σχήμα 5.4** Διάγραμμα ροτών κάμψης [M<sub>y</sub>]



Σχήμα 5.5 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [Vz]



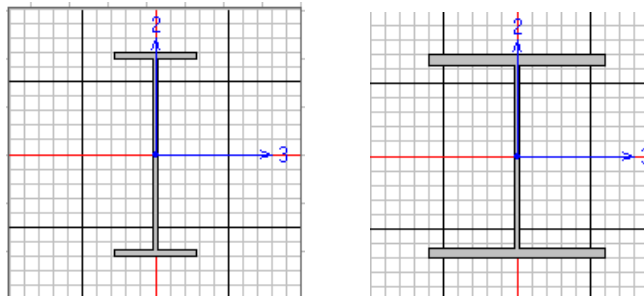
Σχήμα 5.5 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

Από το Σχήμα 5.3, το οποίο παρουσιάζει το διάγραμμα των ροπών κάμψης, παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή της ροπής παρουσιάζεται στον κόμβο ένωσης του υποστυλώματος με το ζύγωμα. Από το Σχήμα 5.4, το οποίο παρουσιάζει το διάγραμμα των τεμνουσών δυνάμεων, παρατηρούμε ότι η μέγιστη τέμνουσα δύναμη παρουσιάζεται και πάλι στον κόμβο ένωσης του υποστυλώματος με το ζύγωμα. Τέλος από το Σχήμα 5.5, το οποίο παρουσιάζει το διάγραμμα των αξονικών δυνάμεων παρατηρούμε ότι η μέγιστη αξονική δύναμη εμφανίζεται στο ‘πόδι’ του υποστυλώματος.

Ο Πίνακας 5.2 παρουσιάζει τον έλεγχο της διατομής του ζυγώματος, στο δυσμενέστερο σημείο της διατομής, όπως λαμβάνεται από το λογισμικό SAP2000 v.14 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Στον Πίνακα 5.3 παρουσιάζεται ο έλεγχος της διατομής του υποστυλώματος στο δυσμενέστερο σημείο της διατομής, επίσης όπως λαμβάνεται από το λογισμικό SAP2000 v.14 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Στο Σχήμα 5.6 διακρίνεται το σύστημα αξόνων των διατομών ΙΡΕ και ΗΕΑ αντίστοιχα όπως θεωρούνται στο λογισμικό SAP2000 v.14.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : COMB4							
Units : KN, m, C							
Frame	: 81	Design Sect:		IPE500			
X Mid	: 5.250	Design Type:		Brace			
Y Mid	: 6.000	Frame Type :		Moment Resisting Frame			
Z Mid	: 9.000	Sect Class :		Class 1			
Length	: 10.548	Major Axis :		0.000 degrees counterclockwise from local 3			
Loc	: 0.000	RLLF		: 1.000			
Area	: 0.012	SMajor	: 0.002	rMajor	: 0.204	AUMajor	: 0.005
IMajor	: 4.820E-04	SMinor	: 2.142E-04	rMinor	: 0.043	AUMinor	: 0.005
IMinor	: 2.142E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 210000000.00		
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 3.360E-04	Fy	: 235000.000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
0.000		-110.582	-292.246	4.365	-109.062	3.233	0.102
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio		P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2)	0.663	=	0.041	+ 0.567	+ 0.055	0.950	OK
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-110.582	2726.000	2726.000	2726.000	2726.000		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	-292.246	515.590	515.590	515.590			
Minor Moment	4.365	78.960	78.960				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1.000	1.000	0.406	0.998		1.304	
Minor Moment	1.000	0.167	1.011		0.607		
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	109.062	691.954	0.158	OK	0.000		
Minor Shear	3.233	723.612	0.004	OK	0.000		

Πίνακας 5.2 Έλεγχος διατομής ζυγώματος



Σχήμα 5.6 Σύστημα αξόνων διατομών IPE και HEA

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : COMB4							
Units : KN, m, C							
Frame	: 84	Design Sect:	HE360A				
X Mid	: 21.000	Design Type:	Column				
Y Mid	: 6.000	Frame Type :	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 4.250	Sect Class :	Class 1				
Length	: 8.500	Major Axis :	0.000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000				
Area	: 0.014	SMajor	: 0.002	rMajor	: 0.152	AVMajor	: 0.004
IMajor	: 3.309E-04	SMinor	: 5.258E-04	rMinor	: 0.074	AVMinor	: 0.009
IMinor	: 7.887E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 210000000.00		
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 8.020E-04	Fy	: 235000.000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
0.000		-128.034	-378.919	0.010	-84.079	-0.276	0.015
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.2)	Total Ratio	P Ratio	M Major Ratio	M Minor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0.810	= 0.038	+ 0.772	+ 0.000	0.950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-128.034	3360.500	3360.500	3360.500	3360.500		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	-378.919	490.680	490.680	490.680			
Minor Moment	0.010	188.470	188.470				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1.000	0.765	1.010	0.997		2.065	
Minor Moment	2.025	0.250	1.024		0.614		
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	84.079	474.871	0.177	OK	0.000		
Minor Shear	0.276	1187.176	0.000	OK	0.000		

Πίνακας 5.3 Έλεγχος διατομής υποστυλώματος

Τέλος στον Πίνακα 5.4 διακρίνονται τα χαρακτηριστικά της διατομής του ζυγώματος που επιλέχθηκε και στον Πίνακα 5.5 διακρίνονται τα χαρακτηριστικά της διατομής του υποστυλώματος που επιλέχθηκε.

**Section Name** IPE500

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

Section Name		IPE500	
<b>Properties</b>			
Cross-section (axial) area	<input type="text" value="0.0116"/>	Section modulus about 3 axis	<input type="text" value="1.928E-03"/>
Torsional constant	<input type="text" value="8.910E-07"/>	Section modulus about 2 axis	<input type="text" value="2.142E-04"/>
Moment of Inertia about 3 axis	<input type="text" value="4.820E-04"/>	Plastic modulus about 3 axis	<input type="text" value="2.194E-03"/>
Moment of Inertia about 2 axis	<input type="text" value="2.142E-05"/>	Plastic modulus about 2 axis	<input type="text" value="3.360E-04"/>
Shear area in 2 direction	<input type="text" value="5.100E-03"/>	Radius of Gyration about 3 axis	<input type="text" value="0.2038"/>
Shear area in 3 direction	<input type="text" value="5.333E-03"/>	Radius of Gyration about 2 axis	<input type="text" value="0.043"/>

**Πίνακας 5.4** Χαρακτηριστικά διατομής ζυγώματος

**Section Name** HE340A

Section Notes

---

Extract Data from Section Property File

c:\program files (x86)\computers and

---

Properties

Property Modifiers

Material + Steel

---

Dimensions

Outside height (t3)

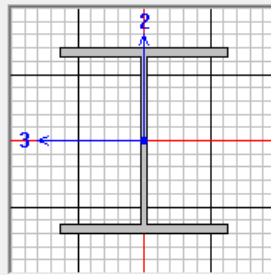
Top flange width (t2)

Top flange thickness (tf)

Web thickness (tw)

Bottom flange width (t2b)

Bottom flange thickness (tfb)



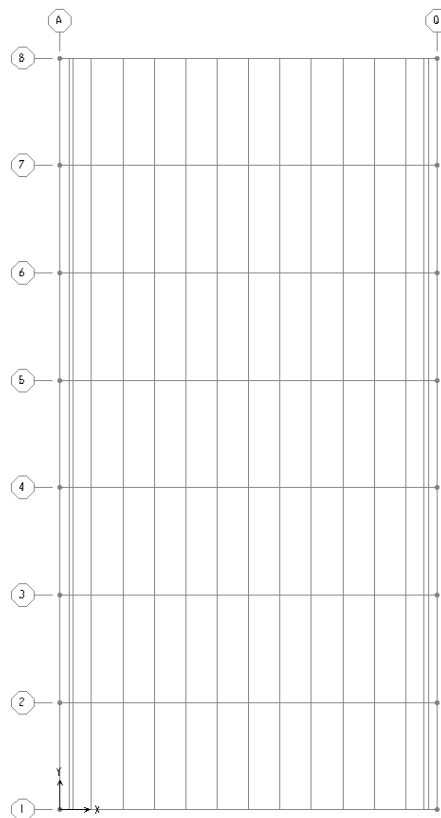
Display Color

Section Name		HE340A	
Properties			
Cross-section (axial) area	0.0133	Section modulus about 3 axis	1.678E-03
Torsional constant	1.310E-06	Section modulus about 2 axis	4.957E-04
Moment of Inertia about 3 axis	2.769E-04	Plastic modulus about 3 axis	1.850E-03
Moment of Inertia about 2 axis	7.436E-05	Plastic modulus about 2 axis	7.560E-04
Shear area in 2 direction	3.135E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0.1443
Shear area in 3 direction	8.250E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0.0748

**Πίνακας 5.5** Χαρακτηριστικά διατομής υποστυλώματος

Στον Πίνακα 5.6 φαίνονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στη στάθμη έδραση της γερανογέφυρας. Τα αποτελέσματα προέκυψαν με τη χρήση του λειτουργικού SAP2000 v.14. Στο σχήμα 5.7 παρουσιάζεται το υπόμνημα των κόμβων στους οποίους μετρήθηκαν οι μετακινήσεις σε ύψος 6.5 μέτρα.

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζεται στον κόμβο Q2 και έχει τιμή 35mm. Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3 η μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση είναι  $h/400$  που στην περίπτωση μας για στάθμη έδρασης ίση με 6.5 μέτρα αντιστοιχεί σε μετακίνηση ίση με 16.25 mm. Καταλήγουμε έτσι στο συμπέρασμα ότι για διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ, οι μετακινήσεις που εμφανίζονται είναι μεγαλύτερες από τις επιτρεπόμενες.



Σχήμα 5.7 Κόμβοι στη στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας

TABLE: Joint Displacements				TABLE: Joint Displacements			
Joint	U1	U2	U3	Joint	U1	U2	U3
Text	mm	mm	mm	Text	mm	mm	mm
A1	-15.913747	-0.209377	-0.313699	Q1	12.730935	-0.087785	-0.20748
A1	12.802948	0.139911	-0.143739	Q1	33.2655	-0.204974	-0.24752
A2	-18.955638	-0.169463	-0.386601	Q2	13.621713	0.051151	-0.34755
A2	13.85769	0.031902	-0.217983	Q2	35.275517	-0.071814	-0.38096
A3	-18.587457	-0.079468	-0.386654	Q3	9.566161	0.046558	-0.24781
A3	16.974257	0.057247	-0.178602	Q3	34.459406	-0.041643	-0.32109
A4	-18.561105	-0.020243	-0.379762	Q4	7.721014	0.01682	-0.21397
A4	18.246267	0.009979	-0.168417	Q4	34.232516	-0.011501	-0.29831
A5	-18.569	0.044145	-0.38745	Q5	7.462351	-0.00682	-0.22038
A5	18.24231	-0.02429	-0.1759	Q5	34.07031	0.022031	-0.30381
A6	-18.6656	0.116455	-0.37949	Q6	7.830447	-0.01896	-0.21831
A6	16.93154	-0.05191	-0.17175	Q6	33.27748	0.061193	-0.30025
A7	-19.0337	0.19773	-0.38772	Q7	8.917073	-0.00802	-0.25062
A7	13.76745	-0.00756	-0.21805	Q7	31.98747	0.099117	-0.31293
A8	-15.9191	0.2376	-0.31272	Q8	8.038179	0.028052	-0.18248
A8	12.80853	-0.15254	-0.14214	Q8	29.62966	0.206226	-0.24714

Πίνακας 5.6 Μετακινήσεις στη στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας



### 5.2.3 Διαστασιολόγηση σε ικανοποίηση των οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Με χρήση του λογισμικού SAP2000 v.14 έγινε επαναδιαστασιολόγηση των μελών του φορέα, έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι οριακές τιμές των παραμορφώσεων για κτίρια με γερανογέφυρες και προέκυψαν οι ακόλουθες βέλτιστες διατομές, οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.7. Παρουσιάζονται μόνο οι διατομές των υποστυλωμάτων και ζυγωμάτων αφού οι διατομές των υπολοίπων μελών παρέμειναν οι ίδιες.

Στον Πίνακα 5.8 παρουσιάζονται οι μέγιστες και ελάχιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας όπως προκύπτουν από το λειτουργικό SAP2000 v.14 με βάση τη νέα διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και ζυγωμάτων. Παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζεται στον κόμβο Q4 και έχει τιμή 14.3 mm.

Μέλος	Διατομή	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7
Υποστώλωμα	HEA 600	0.35	0.24	0.19	0.36	0.33	0.31	0.21
Ζύγωμα	IPE 500	0.71	0.29	0.27	0.66	0.46	0.46	0.38

Πίνακας 5.7 Διατομές μελών και βαθμός αξιοποίησης διατομών

TABLE: Joint Displacements				TABLE: Joint Displacements			
Joint	U1	U2	U3	Joint	U1	U2	U3
Text	mm	mm	mm	Text	mm	mm	mm
A1	-7.32124	-0.18554	-0.21337	Q1	5.652547	-0.09791	-0.15535
A1	3.283708	0.067068	-0.11638	Q1	12.1847	-0.16171	-0.17842
A2	-8.84973	-0.13665	-0.2621	Q2	6.138776	-0.00301	-0.23949
A2	3.481826	-0.03053	-0.15272	Q2	13.30304	-0.09036	-0.2568
A3	-9.62916	-0.06979	-0.27148	Q3	5.169763	-0.0101	-0.18954
A3	4.332993	0.025388	-0.14589	Q3	13.99761	-0.08153	-0.23136
A4	-9.94839	-0.02134	-0.27905	Q4	4.729807	-0.00737	-0.16948
A4	4.78899	0.009073	-0.14783	Q4	14.30281	-0.02897	-0.22015
A5	-9.948393	0.021343	-0.279048	Q5	4.700891	-0.011345	-0.17480
A5	4.78899	-0.009073	-0.147826	Q5	14.282572	0.015868	-0.22387
A6	-9.629164	0.06979	-0.271475	Q6	4.668109	0.00124	-0.17081
A6	4.332993	-0.025388	-0.145887	Q6	13.646452	0.075329	-0.21825
A7	-8.849727	0.136651	-0.262095	Q7	4.498405	0.026946	-0.17898
A7	2.481826	0.030528	-0.152717	Q7	12.154784	0.10712	-0.21444
A8	-7.321235	0.185539	-0.213365	Q8	3.96549	0.049213	-0.14043
A8	2.283708	-0.067068	-0.116375	Q8	10.999657	0.140435	-0.17834

Πίνακας 5.8 Μετακινήσεις στη στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας

➤ Πρώτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η πρώτη απαίτηση ορίζει πως η οριζόντια μετατόπιση  $\delta y$  του πλαισίου ή υποστυλώματος στη στάθμη στηρίζεως της γερανογέφυρας ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\delta y \leq h_c / 400 \quad (\text{όπου } h_c \text{ το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται})$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\delta y = 14.3 \text{ mm} \leq h_c / 400 = 6500/400 = 16.25 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται.

➤ Δεύτερη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η δεύτερη απαίτηση ορίζει πως η διαφορική οριζόντια μετατόπιση  $\Delta \delta y$  προσκείμενων πλαισίων ή υποστυλωμάτων που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης στο εσωτερικό χώρου ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\Delta \delta y \leq L / 600$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\max \Delta \delta y = 1.2 \text{ mm} \leq L / 600 = 6000/600 = 10 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται

➤ Τρίτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η τρίτη απαίτηση ορίζει τη μεταβολή  $\Delta s$  της απόστασης μεταξύ των κέντρων των τροχιών της γερανογέφυρας να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\Delta s \leq 10 \text{ mm}$$

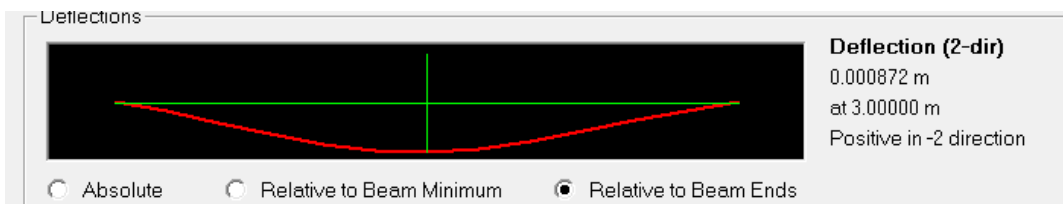
Στην περίπτωση μας μπορούμε να θεωρήσουμε τον κοντό πρόβολο απαραμόρφωτο και έτσι να ισχυριστούμε ότι η μετακίνηση του κέντρου της τροχιάς ταυτίζεται με αυτή του κόμβου του υποστυλώματος. Οπότε από τον Πίνακα 5.8 προκύπτει ότι η μεγαλύτερη διαφορική μετατόπιση είναι ίση με  $\Delta s = 9.4 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται.

➤ Τέταρτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η τέταρτη απαίτηση ορίζει την οριζόντια παραμόρφωση  $\delta y$  της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς να ικανοποιεί τη σχέση:

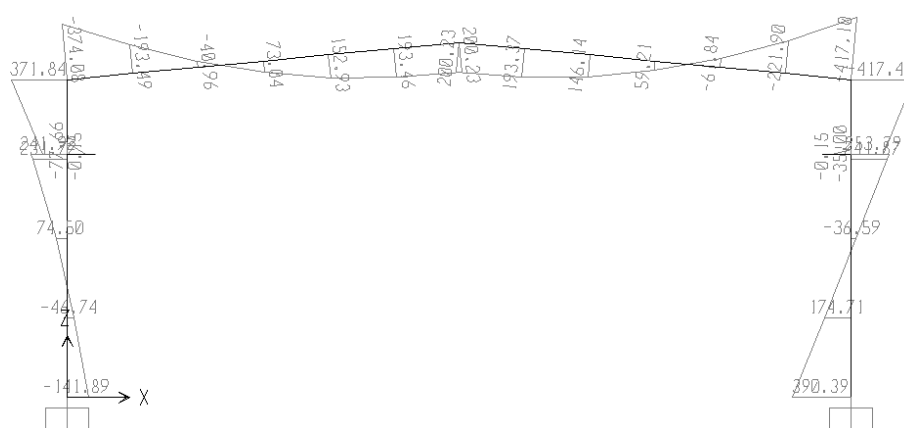
$$\delta y \leq L / 600$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\delta y = 0.9 \text{ mm} \leq L / 600 = 6000/600 = 10 \text{ mm}$  όπως φαίνεται από τον Πίνακα 5.9 που αντιστοιχεί στην δυσμενέστερη παραμόρφωση της δοκού κυλίσεως.

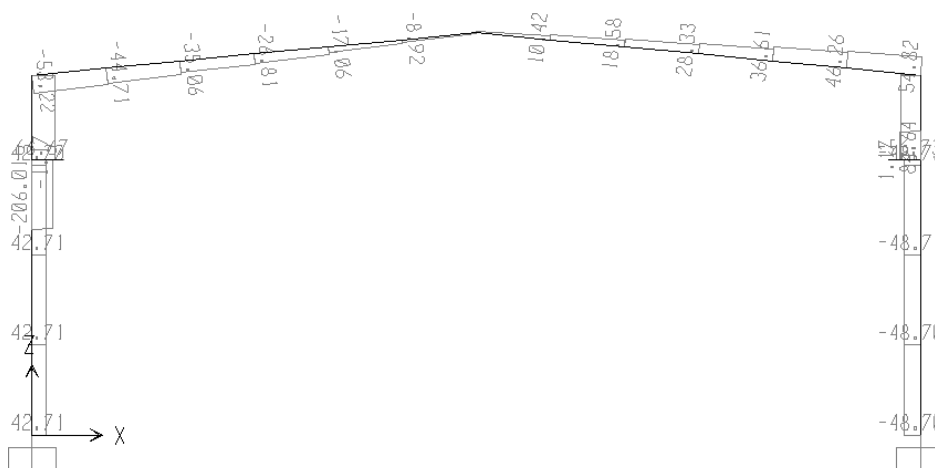


Πίνακας 5.9 Δυσμενέστερη παραμόρφωση δοκού κυλίσεως

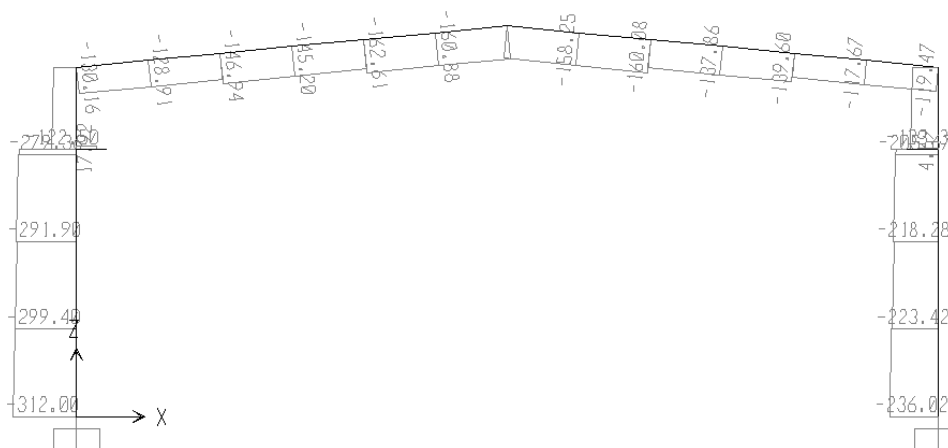
Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών και οι έλεγχοι διατομών για τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα όπως προέκυψαν από την ανάλυση με το λειτουργικό SAP2000 v.14. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αφορούν το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που είναι ο COMB4 όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.7.



Σχήμα 5.8 Διάγραμμα ροπών κάμψης [M<sub>y</sub>]



Σχήμα 5.9 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [V<sub>z</sub>]



Σχήμα 5.10 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : COMB4							
Units : KN, m, C							
Frame :	84	Design Sect:	HE600A				
X Mid :	21.000	Design Type:	Column				
Y Mid :	6.000	Frame Type :	Moment Resisting Frame				
Z Mid :	4.250	Sect Class :	Class 1				
Length :	8.500	Major Axis :	0.000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc :	0.000	RLLF :	1.000				
Area :	0.023	SMajor :	0.005	rMajor :	0.250	AUMajor :	0.008
IMajor :	0.001	SMinor :	7.513E-04	rMinor :	0.071	AUMinor :	0.013
IMinor :	1.127E-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	-123.998	-417.403	0.179	-98.647	-0.977	0.023	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.2)	0.356	= 0.023	+ 0.332	+ 0.000	0.950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd		
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor		
Axial	-123.998	5311.000	5311.000	5311.000	5311.000		
MOMENT DESIGN							
	Med	Mc,Rd	Mu,Rd	Mb,Rd			
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity			
Major Moment	-417.403	1257.250	1257.250	1257.250			
Minor Moment	0.179	271.660	271.660				
	K	L	k	kzy	kyz	C1	
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	
Major Moment	1.000	0.765	1.002	0.998		2.700	
Minor Moment	1.962	0.250	1.015		0.609		
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress Ratio	Status Check	Ted		
	Force	Capacity			Torsion		
Major Shear	98.647	1040.645	0.095	OK	0.000		
Minor Shear	0.977	1695.966	0.001	OK	0.000		

Πίνακας 5.10 Έλεγχος διατομής υποστυλώματος

Ο έλεγχος της διατομής του ζυγώματος δεν παρουσιάζεται ξανά αφού το ζύγωμα δεν άλλαξε διατομή και έτσι παραμένει ο ίδιος. Ο λόγος που δεν αλλάξαμε διατομή στο ζύγωμα και τη διατηρούμε την ίδια έχει να κάνει με τις λειτουργικές απαιτήσεις για κατακόρυφα βέλη σε μη βατές στέγες. Θεωρώντας πως τα ζυγώματα παραλαμβάνουν τα φορτία χιονιού από τις τεγίδες και στη συνέχεια τα μεταβιβάζουν στα υποστυλώματα, η μεγάλη διατομή τους διασφαλίζει μικρά κατακόρυφα βέλη.

#### 5.2.4 Συμπέρασμα

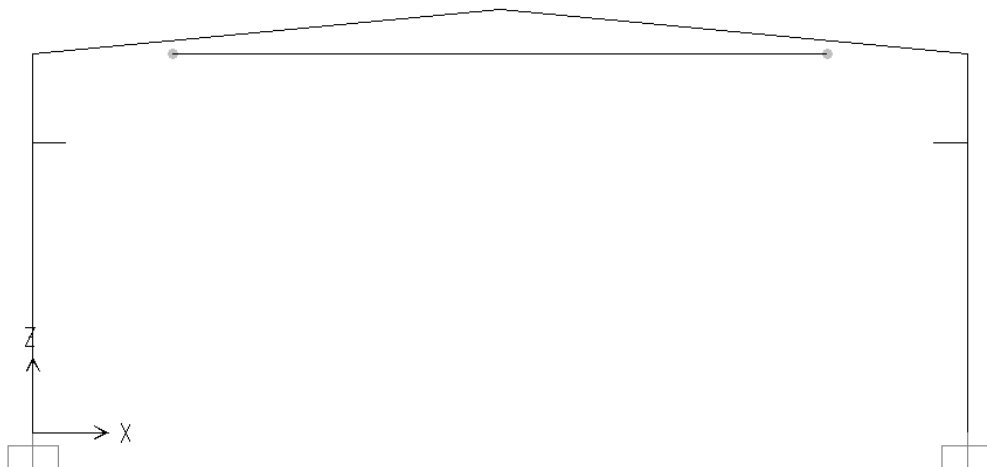
Όταν ξεκινήσαμε την μελέτη του κτιρίου μας επιλέξαμε να κάνουμε σχεδιασμό με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας του κτιρίου μας, όπως θα κάναμε για οποιαδήποτε άλλη τυπική μεταλλική κατασκευή. Οι βέλτιστες διατομές που προέκυψαν από τη διαδικασία του σχεδιασμού ήταν οι βέλτιστες μεν αλλά οι παραμορφώσεις τους δεν ικανοποιούσαν τις οριακές τιμές των παραμορφώσεων που ορίζει ο Ευρωκώδικας 3 για κτίρια με γερανογέφυρα. Έτσι αυξήσαμε τις διατομές των υποστυλωμάτων από HEA 340 σε HEA 600 έτσι ώστε να ικανοποιούνται και αυτοί οι περιορισμοί. Η αύξηση αυτή των διατομών μετρούμενη σε βάρος ανά μέτρο είναι της τάξης των 73 kg/m και 60% ποσοστιαία.

### 5.3 Παραλλαγή Β

Η δεύτερη περίπτωση διαστασιολόγησης αφορά μεταλλικό υπόστεγο αποτελούμενο από διαδοχικά πλαίσια, με γερανογέφυρα ανοίγματος 20 μέτρων και ύψους ανύψωσης 6.5 μέτρων. Τα πλαίσια είναι αμφίπακτα και διατάσσονται ανά 6 μέτρα. Η διαφορά σε σχέση με την παραλλαγή Α είναι η παρουσία ελκυστήρα, ο οποίος ενώνει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων.

#### 5.3.1 Γεωμετρία

Τα βασικά στοιχεία της παραλλαγής αυτής παραμένουν τα ίδια με της παραλλαγή Α. Οπότε έχουμε οκτώ διαδοχικά ισαπέχοντα ισοκλινή πλαίσια και συνολικό μήκος 42 μέτρα (Σχήμα 5.1). Στην πλάγια όψη του κτιρίου διακρίνονται τα υποστυλώματα επίσης με ύψος 8.5 μέτρων, όπως επίσης οι κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας και οι μηκίδες (Σχήμα 5.2). Το άνοιγμα των πλαισίων είναι 21 μέτρα με την παρουσία ελκυστήρα σε ύψος 8.5 μέτρων, που ενώνει τις κορυφές των υποστυλωμάτων όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.11. Ο ελκυστήρας έχει αρθρωτή σύνδεση με τα ζυγώματα.



Σχήμα 5.11 Μετωπική όψη

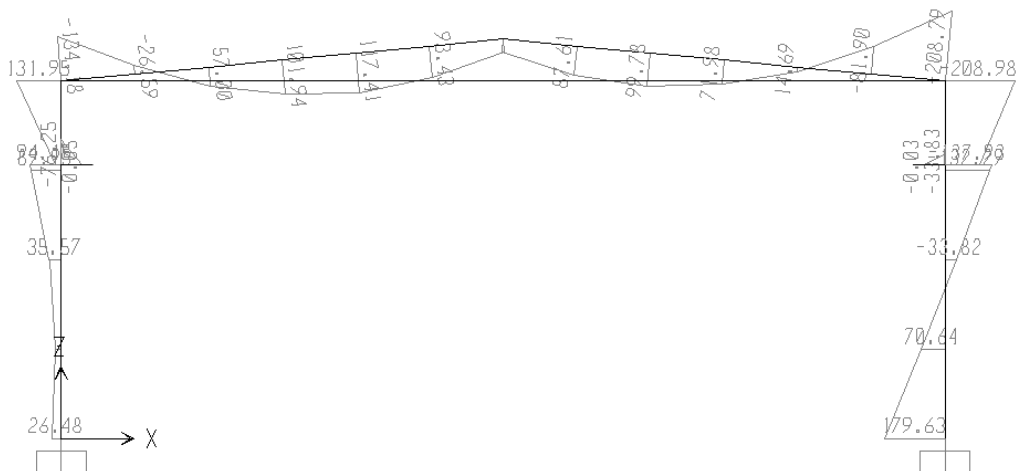
### 5.3.2 Διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

Με τη χρήση του λογισμικού SAP2000 v.14 έγινε διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου και προέκυψαν οι βέλτιστες διατομές που ικανοποιούν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι προκύπτουσες διατομές παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.11. Παρουσιάζονται μόνο οι διατομές των υποστυλωμάτων, των ζυγωμάτων και των ελκυστήρων, αφού οι διατομές των υπολοίπων μελών παρέμειναν οι ίδιες με την παραλλαγή Α.

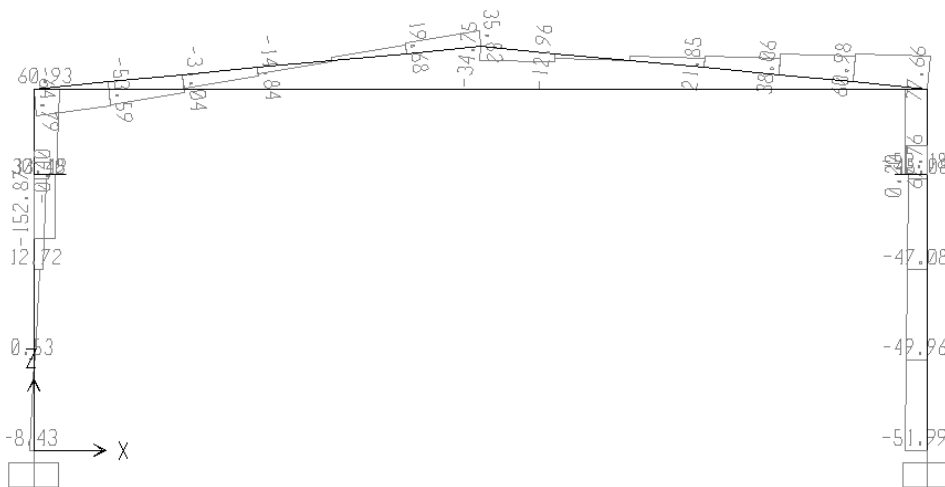
Μέλος	Διατομή	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7
Υποστύλωμα	HEA 300	0.63	0.55	0.30	0.75	0.73	0.44	0.29
Ζύγωμα	IPE 400	0.78	0.44	0.36	0.88	0.71	0.67	0.43
Ελκυστήρας	HEA 140	0.49	0.14	0.17	0.47	0.29	0.31	0.27

Πίνακας 5.11 Διατομές μελών και βαθμός αξιοποίησης διατομών

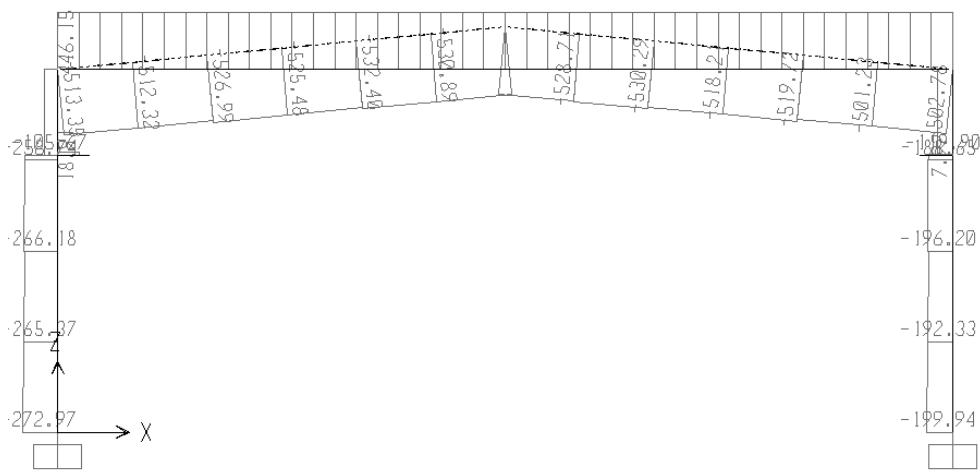
Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών και οι έλεγχοι διατομών για τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα όπως προέκυψαν από την ανάλυση με το λειτουργικό SAP2000 v.14. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αφορούν το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που είναι ο COMB4 όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.11.



Σχήμα 5.12 Διάγραμμα ροπών κάμψης [Μγ]



Σχήμα 5.13 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [Vz]



Σχήμα 5.14 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

Από το Σχήμα 5.12, το οποίο παρουσιάζει το διάγραμμα των ροπών κάμψης, παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή της ροπής παρουσιάζεται στον κόμβο ένωσης του υποστυλώματος με το ζύγωμα, αλλά είναι αισθητά μειωμένη. Άπο το Σχήμα 5.13, το οποίο παρουσιάζει το διάγραμμα των τεμνουσών δυνάμεων, παρατηρούμε ότι η μέγιστη τέμνουσα δυναμη παρουσιάζεται στο σημείο της αρθρωτής σύνδεσης του υποστυλώματος με τον ελκυστήρα. Τέλος από το Σχήμα 5.14, το οποίο παρουσιάζει το διάγραμμα των αξονικών δυνάμεων παρατηρούμε ότι η μέγιστη αξονική δύναμη εμφανίζεται στο σημείο ένωσης του ζυγώματος με το υποστυλώμα.

Ο Πίνακας 5.12 παρουσιάζει τον έλεγχο της διατομής του ελκυστήρα , στο δυσμενέστερο σημείο της διατομής, όπως λαμβάνεται από το λογισμικό SAP2000 v.14 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Στον Πίνακα 5.13 παρουσιάζεται ο έλεγχος της διατομής του υποστυλώματος στο δυσμενέστερο σημείο της διατομής, επίσης όπως λαμβάνεται από το λογισμικό SAP2000 v.14 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : COMB4							
Units : KN, m, C							
Frame : 3	Design Sect: HE1400						
X Mid : 10.500	Design Type: Beam						
Y Mid : 12.000	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 8.500	Sect Class : Class 1						
Length : 21.000	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 10.500	RLLF : 1.000						
Area : 0.003	SMajor : 1.553E-04	rMajor : 0.057	AUMajor : 7.315E-04				
IMajor : 1.033E-05	SMinor : 5.557E-05	rMinor : 0.035	AUMinor : 0.002				
IMinor : 3.890E-06	ZMajor : 1.730E-04	E : 210000000.00					
Ixy : 0.000	ZMinor : 8.480E-05	Fy : 235000.000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
10.500	345.890	0.000	0.000	0.000	0.000	1.264E-05	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.2.1)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0.469	= 0.469	+ 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	345.890	16.984	737.900	44.620	16.984		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	0.000	40.655	40.655	40.655			
Minor Moment	0.000	19.928	19.928				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1.000	1.000	7.202	-1.715		1.000	
Minor Moment	1.000	1.000	29.512		17.707		
SHEAR DESIGN							
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	0.000	99.248	0.000	OK	0.000		
Minor Shear	0.000	269.093	0.000	OK	0.000		

Πίνακας 5.12 Έλεγχος διατομής ελκυστήρα



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo	: COMB4						
Units	: KN, m, C						
Frame	: 84	Design Sect	: HE300A				
X Mid	: 21.000	Design Type	: Column				
Y Mid	: 6.000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 4.250	Sect Class	: Class 3				
Length	: 8.500	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000				
Area	: 0.011	SMajor	: 0.001	rMajor	: 0.127	AUMajor	: 0.002
IMajor	: 1.826E-04	SMinor	: 4.207E-04	rMinor	: 0.075	AUMinor	: 0.007
IMinor	: 6.310E-05	ZMajor	: 0.001	E	: 210000000.00		
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 6.410E-04	Fy	: 235000.000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0.000	-110.823	-208.977	0.234	-51.782	-0.304	0.010	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.2)	0.750	= 0.042	+ 0.706	+ 0.002	0.950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-110.823	2655.500	2655.500	2655.500	2655.500		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	-208.977	295.938	295.938	295.938			
Minor Moment	0.234	98.857	98.857				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1.000	0.765	1.014	0.998		2.216	
Minor Moment	1.972	0.250	1.015		1.015		
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	51.782	334.445	0.155	OK	0.000		
Minor Shear	0.304	949.741	0.000	OK	0.000		

Πίνακας 5.13 Έλεγχος διατομής υποστυλώματος

Στον Πίνακα 5.14 φαίνονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στη στάθμη έδραση της γερανογέφυρας. Τα αποτελέσματα προέκυψαν με τη χρήση του λειτουργικού SAP2000 v.14. Στο σχήμα 5.7 παρουσιάζεται το υπόμνημα των κόμβων στους οποίους μετρήθηκαν οι μετακινήσεις σε ύψος 6.5 μέτρα.

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζεται στον κόμβο Q4 και έχει τιμή 50mm. Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3 η μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση είναι  $h/400$  που στην περίπτωση μας για στάθμη έδρασης ίση με 6.5 μέτρα αντιστοιχεί σε μετακίνηση ίση με 16.25 mm. Καταλήγουμε έτσι στο συμπέρασμα ότι για διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ, οι μετακινήσεις που εμφανίζονται είναι μεγαλύτερες από τις επιτρεπόμενες.

TABLE: Joint Displacements				TABLE: Joint Displacements			
Joint	U1	U2	U3	Joint	U1	U2	U3
Text	mm	mm	mm	Text	mm	mm	mm
A1	-10.5829	-0.33248	-0.35284	Q1	10.62914	-0.32828	-0.35357
A1	33.01851	0.171344	-0.19971	Q1	45.27351	-0.24451	-0.28882
A2	-15.1288	-0.2405	-0.43293	Q2	12.89595	-0.0552	-0.37976
A2	33.54054	0.056186	-0.61387	Q2	48.48201	-0.16398	-0.42858
A3	-15.2845	-0.12572	-0.45916	Q3	9.329969	0.021276	-0.28761
A3	37.18605	0.084449	-0.19585	Q3	49.71785	-0.1039	-0.38017
A4	-15.3347	-0.04163	-0.45608	Q4	6.130622	0.016239	-0.24703
A4	40.3525	0.020804	-0.18935	Q4	50.50712	-0.0277	-0.35301
A5	-15.337193	0.044957	-0.46559	Q5	5.278558	0.010694	-0.25509
A5	40.405568	-0.033837	-0.198353	Q5	49.979423	0.050573	-0.36006
A6	-15.303854	0.137083	-0.449472	Q6	5.438986	0.014638	-0.24875
A6	37.276088	-0.078002	-0.186857	Q6	47.068328	0.128175	-0.35226
A7	-15.155151	0.241606	-0.434922	Q7	6.185012	0.030839	-0.27406
A7	31.895578	-0.063316	-0.230696	Q7	42.737464	0.186207	-0.34309
A8	-10.576921	0.327193	-0.352456	Q8	4.977862	0.057143	-0.20072
A8	29.64814	-0.202453	-0.13732	Q8	39.146084	0.253276	-0.28773

Πίνακας 5.14 Μετακινήσεις στη στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας

### 5.3.3 Διαστασιολόγηση σε ικανοποίηση των οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Με χρήση του λογισμικού SAP2000 v.14 έγινε επαναδιαστασιολόγηση των μελών του φορέα, έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι οριακές τιμές των παραμορφώσεων για κτίρια με γερανογέφυρες και προέκυψαν οι ακόλουθες βέλτιστες διατομές, οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.15.

Στον Πίνακα 5.16 παρουσιάζονται οι μέγιστες και ελάχιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας όπως προκύπτουν από το λειτουργικό SAP2000 v.14 με βάση τη νέα διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και ζυγωμάτων. Παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζεται στον κόμβο Q4 και έχει τιμή 16.2 mm.

Μέλος	Διατομή	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7
Υποστόλωμα	HEA 450	0.28	0.25	0.15	0.32	0.34	0.29	0.15
Ζύγωμα	IPE 400	0.86	0.28	0.30	0.80	0.50	0.53	0.42
Ελκυστήρας	HEA 260	0.19	0.06	0.06	0.18	0.12	0.12	0.09

Πίνακας 5.15 Διατομές μελών και βαθμός αξιοποίησης διατομών

TABLE: Joint Displacements				TABLE: Joint Displacements			
Joint	U1	U2	U3	Joint	U1	U2	U3
Text	mm	mm	mm	Text	mm	mm	mm
A1	-3.331608	-0.190002	-0.221586	Q1	3.346914	-0.19223	-0.22213
A1	12.429058	0.18824	-0.136187	Q1	16.19363	-0.17635	-0.18426
A2	-5.222637	-0.128681	-0.305432	Q2	4.882166	-0.03901	-0.26059
A2	12.638202	0.016527	-0.415496	Q2	15.68487	-0.09991	-0.29322
A3	-5.023813	-0.069763	-0.303712	Q3	2.964483	-0.00625	-0.19389
A3	14.042563	0.025822	-0.140549	Q3	16.00811	-0.06904	-0.24933
A4	-5.086222	-0.024851	-0.301719	Q4	1.808455	-0.00758	-0.16919
A4	14.120271	0.001376	-0.135442	Q4	16.17268	-0.02622	-0.23333
A5	-5.08621	0.022214	-0.308008	Q5	1.722041	-0.00693	-0.17434
A5	14.132253	-0.015049	-0.141567	Q5	16.13549	0.017185	-0.23776
A6	-5.040321	0.072786	-0.297335	Q6	1.799833	-0.00041	-0.16991
A6	13.070317	-0.028824	-0.134398	Q6	16.12383	0.063883	-0.23219
A7	-5.227591	0.130867	-0.30685	Q7	2.133885	0.01166	-0.19185
A7	11.504492	0.004055	-0.16137	Q7	16.19203	0.099763	-0.23996
A8	-3.326951	0.185729	-0.221297	Q8	1.63061	0.030124	-0.13668
A8	10.720351	-0.186483	-0.103393	Q8	13.74205	0.164932	-0.18328

Πίνακας 5.16 Μετακινήσεις στη στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας

➤ Πρώτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η πρώτη απαίτηση ορίζει πως η οριζόντια μετατόπιση  $\delta y$  του πλαισίου ή υποστυλώματος στη στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\delta y \leq h_c / 400 \quad (\text{όπου } h_c \text{ το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται})$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\delta y = 16.2 \text{ mm} \leq h_c / 400 = 6500/400 = 16.25 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται.

➤ Δεύτερη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η δεύτερη απαίτηση ορίζει πως η διαφορική οριζόντια μετατόπιση  $\Delta \delta y$  προσκείμενων πλαισίων ή υποστυλωμάτων που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης στο εσωτερικό χώρου ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\Delta \delta y \leq L / 600$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\max \Delta \delta y = 2.4 \text{ mm} \leq L / 600 = 6000/600 = 10 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται

➤ Τρίτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η τρίτη απαίτηση ορίζει τη μεταβολή  $\Delta s$  της απόστασης μεταξύ των κέντρων των τροχιών της γερανογέφυρας να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\Delta s \leq 10 \text{ mm}$$

Στην περίπτωση μας μπορούμε να θεωρήσουμε τον κοντό πρόβολο απαραμόρφωτο και έτσι να ισχυριστούμε ότι η μετακίνηση του κέντρου της τροχιάς ταυτίζεται με αυτή του κόμβου του υποστυλώματος. Οπότε από τον Πίνακα 5.8 προκύπτει ότι η μεγαλύτερη διαφορική μετατόπιση είναι ίση με  $\Delta s = 4.6 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται.

➤ Τέταρτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η τέταρτη απαίτηση ορίζει την οριζόντια παραμόρφωση  $\delta y$  της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\delta y \leq L / 600$$

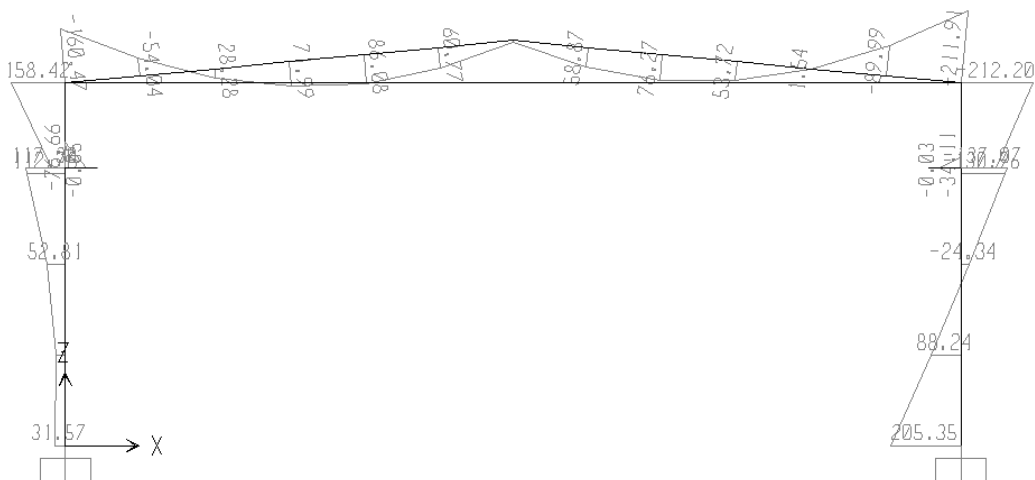
Στην περίπτωση μας είναι  $\delta y = 3.0 \text{ mm} \leq L / 600 = 6000/600 = 10 \text{ mm}$  όπως φαίνεται από τον Πίνακα 5.17 που αντιστοιχεί στην δυσμενέστερη παραμόρφωση της δοκού κυλίσεως.



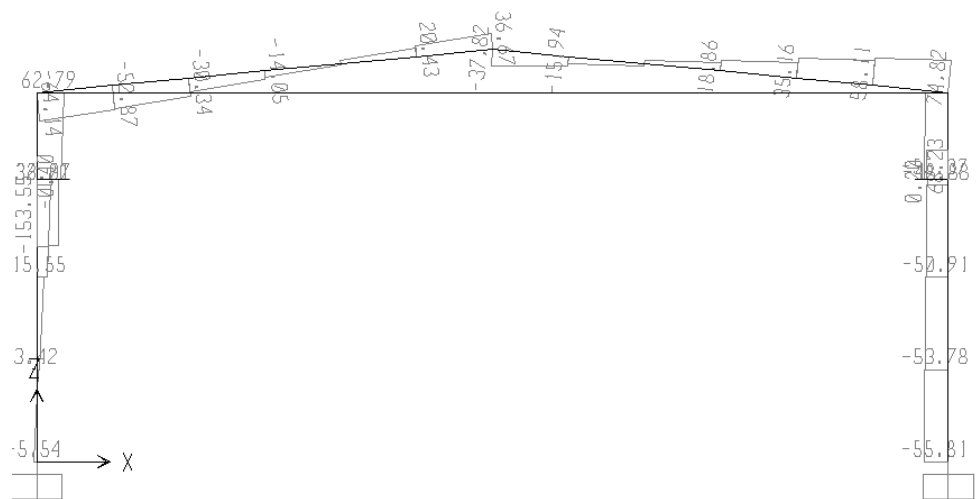
**Πίνακας 5.17** Δυσμενέστερη παραμόρφωση δοκού κυλίσεως

Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών για τα υποστυλώματα, τα ζυγώματα και τους ελκυστήρες όπως προέκυψαν από την ανάλυση με το λειτουργικό SAP2000 v.14. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αφορούν το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που είναι ο COMB4 όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.15.

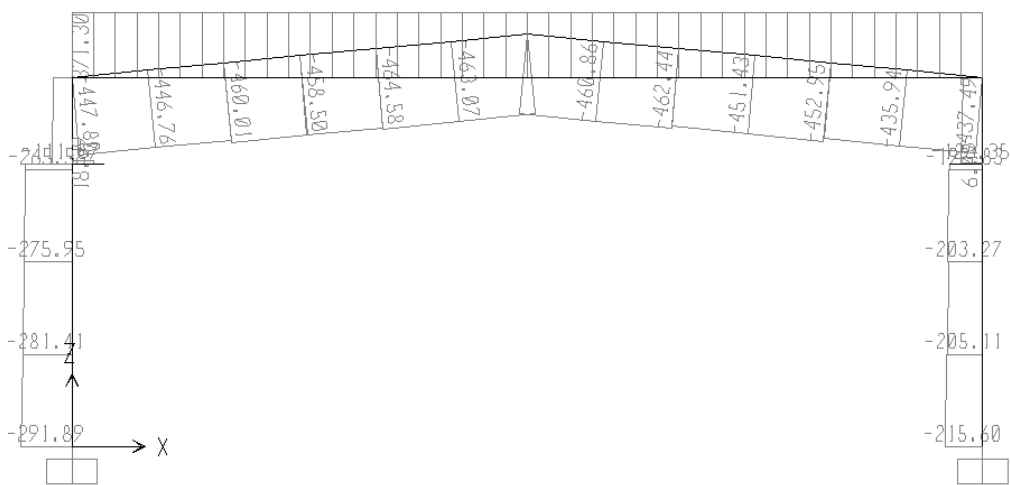
Παρατηρούμε ότι στο ζύγωμα δεν αλλάξαμε διατομή τη διατηρούμε την ίδια. Αυτό έχει να κάνει με τις λειτουργικές απαιτήσεις για κατακόρυφα βέλη σε μη βατές στέγες. Θεωρώντας πως τα ζυγώματα παραλαμβάνουν τα φορτία χιονιού από τις τεγίδες και στη συνέχεια τα μεταβιβάζουν στα υποστυλώματα, η μεγάλη διατομή τους διασφαλίζει μικρά κατακόρυφα βέλη.



Σχήμα 5.15 Διάγραμμα ροπών κάμψης [M<sub>γ</sub>]



Σχήμα 5.16 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [V<sub>z</sub>]



Σχήμα 5.14 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

### 5.3.4 Συμπέρασμα

Στην παραλλαγή αυτή επιλέξαμε πάλι να ξεκινήσουμε τον σχεδιασμό σε οριακή κατάσταση αστοχίας με την τοποθέτηση ελκυστήρα έτσι ώστε να ενώνει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων. Παρατηρήσαμε ότι με την ύπαρξη του ελκυστήρα οι διατομές μειώθηκαν σε σχέση με την παραλλαγή Α, όπως επίσης και καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών. Οι βέλτιστες διατομές ωστόσο αν και μικρότερες δεν ικανοποιούσαν πάλι τις οριακές τιμές των παραμορφώσεων για κτίρια με γερανογέφυρα, αφού μας έδιναν μεγαλύτερη παραμόρφωση από την επιτρεπόμενη και έτσι αυξήσαμε και πάλι τις διατομές των υποστυλωμάτων και των ελκυστήρων ώστε οι απαιτήσεις να ικανοποιηθούν. Η αύξηση των διατομών αυτή τη φορά, μετρούμενη σε βάρος ανά μέτρο είναι της τάξης των 52 kg/m και 60% ποσοστιαία για τα υποστυλώματα.

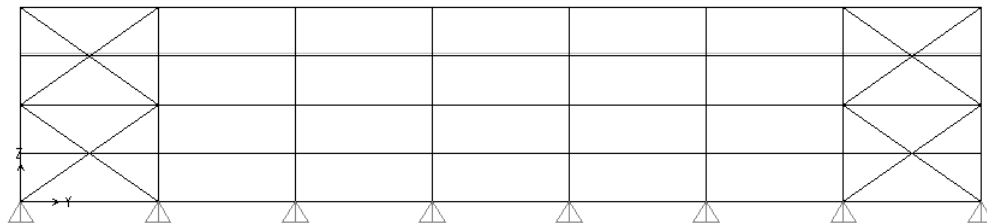
## 5.4 Παραλλαγή Γ

Η τρίτη περίπτωση διαστασιολόγησης αφορά μεταλλικό υπόστεγο αποτελούμενο από διαδοχικά πλαίσια, με γερανογέφυρα ανοίγματος 20 μέτρων και ύψους ανύψωσης 6.5 μέτρων. Τα πλαίσια διατάσσονται ανά 6 μέτρα και αυτή τη φορά θεωρούμε αρθρωτές εδράσεις, για να εξετάσουμε έτσι τη δυνατότητα θεμελίωσης σε κακής ποιότητας έδαφος. Αυτή είναι ουσιαστικά η διαφορά με την παραλλαγή Α.

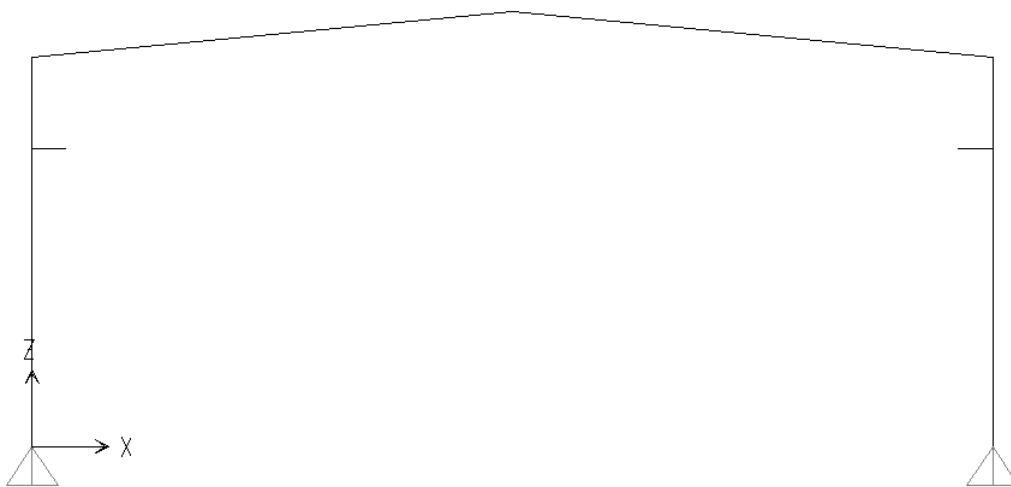
### 5.4.1 Γεωμετρία

Τα βασικά στοιχεία της παραλλαγής αυτής παραμένουν τα ίδια με της παραλλαγή Α. Οπότε έχουμε οκτώ διαδοχικά ισαπέχοντα ισοκλινή πλαίσια και συνολικό μήκος 42 μέτρα, με χαρακτηριστικές τις αρθρωτές εδράσεις (Σχήμα 5.15). Στο πρώτο και στο τελευταίο φάτνωμα διατάσσονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Κατά μήκος του κτιρίου διατάσσονται τεγίδες ανά 1.75 μέτρα στη στάθμη της οροφής. Οι κεφαλές των υποστυλωμάτων ενώνονται με κεφαλοδοκό. Στην πλάγια όψη του κτιρίου διακρίνονται τα υποστυλώματα επίσης με ύψος 8.5 μέτρων, όπως επίσης οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και οι μηκίδες. Το άνοιγμα των πλαισίων είναι 21 μέτρα.

Στην μετωπική όψη του κτιρίου (Σχήμα 5.16) διακρίνονται οι κοντοί πρόβολοι στους οποίους εδράζεται η δοκός κυλίσεως της γερανογέφυρας και οι αρθρωτές εδράσεις. Ο άξονας της διατομής τους βρίσκεται σε ύψος 6.5 μέτρων και το μήκος τους είναι 0,75 μέτρα. Η κλίση των ζυγωμάτων είναι περίπου 5.5 μοίρες.



Σχήμα 5.15 Πλάγια όψη



Σχήμα 5.16 Μετωπική όψη

#### 5.4.2 Διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

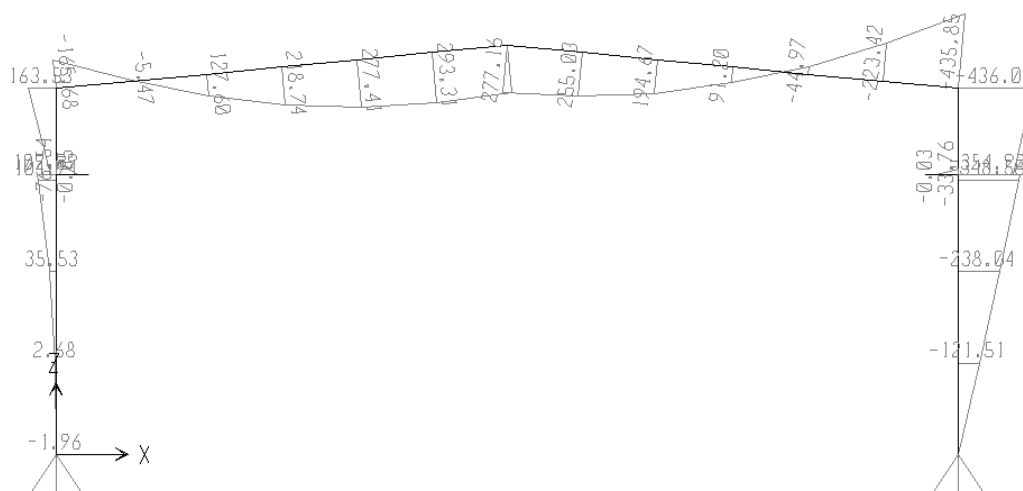
Με τη χρήση του λογισμικού SAP2000 v.14 έγινε διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου και προέκυψαν οι βέλτιστες διατομές που ικανοποιούν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι προκύπτουσες διατομές παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.18 καθώς και ο βαθμός αξιοποίησης της κάθε διατομής για τους διάφορους συνδυασμούς αστοχίας.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών και οι έλεγχοι διατομών για τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα όπως προέκυψαν από την ανάλυση με το λειτουργικό SAP2000 v.14. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αφορούν το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που είναι ο COMB4 όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.18.

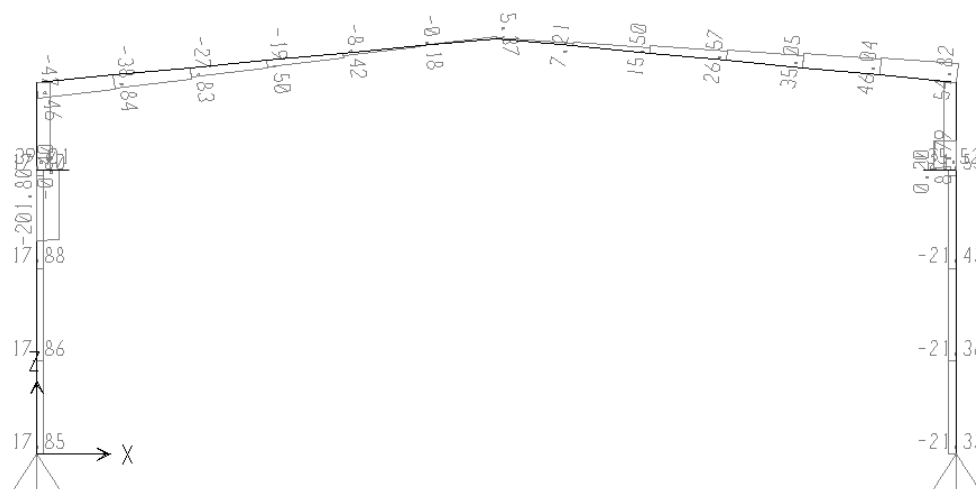
Από το Σχήμα 5.17, παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή της ροπής παρουσιάζεται στον κόμβο ένωσης του υποστυλώματος με το ζύγωμα. Απο το Σχήμα 5.18, παρατηρούμε ότι η μέγιστη τέμνουσα δυναμη παρουσιάζεται και πάλι στον κόμβο ένωσης του υποστυλώματος με το ζύγωμα. Τέλος από το Σχήμα 5.19 παρατηρούμε ότι η μέγιστη αξονική δύναμη εμφανίζεται στο 'πόδι' του υποστυλώματος.

Μέλος	Διατομή	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7
Υποστώλωμα	HEA 360	0.66	0.66	0.36	0.93	0.89	0.77	0.41
Ζύγωμα	IPE 500	0.64	0.63	0.35	0.88	0.85	0.75	0.39
Κεφαλοδοκός	HEA 120	0.54	0.16	0.19	0.49	0.31	0.32	0.25
Μηκίδες	UPN 180	0.06	0.43	0.04	0.28	0.43	0.27	0.05
Τεγίδες	IPE 120	0.31	0.22	0.31	0.96	0.60	0.66	0.46
Οριζόντιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας	UPN 120	0.53	0.10	0.13	0.52	0.24	0.27	0.22
Κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας	UPN 160	0.12	0.86	0.04	0.58	0.88	0.63	0.05

Πίνακας 5.18 Διατομές μελών και βαθμός αξιοποίησης διατομών

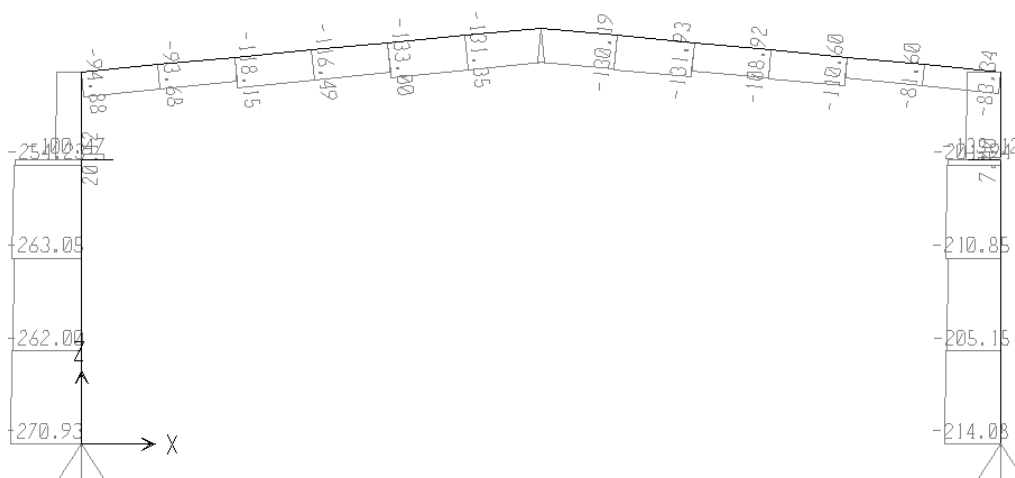


Σχήμα 5.17 Διάγραμμα ροπών κάμψης [M<sub>y</sub>]



Σχήμα 5.18 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [V<sub>z</sub>]





Σχήμα 5.19 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : COMB4						
Units : KN, m, C						
Frame : 84	Design Sect: HE360A					
X Mid : 21.000	Design Type: Column					
Y Mid : 6.000	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 4.250	Sect Class : Class 1					
Length : 8.500	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0.000	RLLF : 1.000					
Area : 0.014	SMajor : 0.002	rMajor : 0.152	AVMajor: 0.004			
IMajor : 3.309E-04	SMinor : 5.258E-04	rMinor : 0.074	AVMinor: 0.009			
IMinor : 7.887E-05	ZMajor : 0.002	E : 210000000.00				
Ixy : 0.000	ZMinor : 8.020E-04	Fy : 235000.000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0.000	-127.172	-436.006	0.160	-56.766	-0.510	0.010
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2)	0.927	= 0.038	+ 0.889	+ 0.000	0.950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-127.172	3360.500	3360.500	3360.500	3360.500	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Nb,Rd Capacity		
Major Moment	-436.006	490.680	490.680	490.680		
Minor Moment	0.160	188.470	188.470			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
Major Moment	1.000	0.765	1.010	0.997		1.217
Minor Moment	2.072	0.250	1.025		0.615	
SHEAR DESIGN						
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	56.766	474.871	0.120	OK	0.000	
Minor Shear	0.510	1187.176	0.000	OK	0.000	

Πίνακας 5.19 Έλεγχος διατομής υποστυλώματος

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : COMB4							
Units : KN, m, C							
Frame	: 82	Design Sect:	IPE500				
X Mid	: 15.750	Design Type:	Brace				
Y Mid	: 6.000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 9.000	Sect Class	: Class 1				
Length	: 10.548	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 10.548	RLLF	: 1.000				
Area	: 0.012	SMajor	: 0.002	rMajor	: 0.204	AMMajor	: 0.005
IMajor	: 4.820E-04	SMinor	: 2.142E-04	rMinor	: 0.043	AMMinor	: 0.005
IMinor	: 2.142E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 210000000.00		
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 3.360E-04	Fy	: 235000.000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
10.548		-83.342	-435.851	-0.008	126.890	0.095	-0.329
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation		Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2)		0.876	= 0.031	+ 0.845	+ 0.000	0.950	OK
AXIAL FORCE DESIGN							
		Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial		-83.342	2726.000	2726.000	2726.000	2726.000	
MOMENT DESIGN							
		Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment		-435.851	515.590	515.590	515.590		
Minor Moment		-0.008	78.960	78.960			
		K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment		1.000	1.000	0.404	0.998		1.667
Minor Moment		1.000	0.167	1.000		0.605	
SHEAR DESIGN							
		Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear		126.890	691.954	0.183	OK	0.000	
Minor Shear		0.095	723.612	0.000	OK	0.000	

Πίνακας 5.20 Έλεγχος διατομής ζυγώματος

Στον Πίνακα 5.21 φαίνονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στη στάθμη έδραση της γερανογέφυρας. Τα αποτελέσματα προέκυψαν με τη χρήση του λειτουργικού SAP2000 v.14. Στο σχήμα 5.7 παρουσιάζεται το υπόμνημα των κόμβων στους οποίους μετρήθηκαν οι μετακινήσεις σε ύψος 6.5 μέτρα.

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζεται στον κόμβο Q7 και έχει τιμή 135mm. Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3 η μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση είναι h/400 που στην περίπτωση μας για στάθμη έδρασης ίση με 6.5 μέτρα αντιστοιχεί σε μετακίνηση ίση με 16.25 mm. Καταλήγουμε έτσι στο συμπέρασμα ότι για διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ με αρθρωτές εδράσεις, οι μετακινήσεις που εμφανίζονται είναι κατά πολύ μεγαλύτερες από τις επιτρεπόμενες.

TABLE: Joint Displacements				TABLE: Joint Displacements			
Joint	U1	U2	U3	Joint	U1	U2	U3
Text	mm	mm	Mm	Text	mm	mm	mm
A1	-19.686272	-0.407246	-0.318216	Q1	19.80634	-0.40315	-0.31879
A1	119.880642	0.174879	-0.152156	Q1	144.5119	-0.30215	-0.29445
A2	-25.155144	-0.308826	-0.36132	Q2	25.07715	-0.06426	-0.33079
A2	120.155072	0.062761	-0.48631	Q2	148.2238	-0.23055	-0.39489
A3	-25.872957	-0.166161	-0.38948	Q3	19.99145	-0.00836	-0.27624
A3	124.796315	0.187262	-0.150122	Q3	152.4397	-0.15577	-0.36027
A4	-26.079183	-0.055098	-0.38708	Q4	14.30918	0.048775	-0.22308
A4	132.939746	0.058996	-0.142881	Q4	155.593	-0.03412	-0.33982
A5	-26.081102	0.058587	-0.394759	Q5	11.05145	0.033638	-0.22847
A5	133.135135	-0.063353	-0.150052	Q5	153.494	0.096742	-0.34482
A6	-25.890321	0.178136	-0.381668	Q6	10.27704	0.027789	-0.22347
A6	124.997221	-0.15213	-0.14293	Q6	145.0249	0.208009	-0.33668
A7	-25.204132	0.310283	-0.362981	Q7	11.07435	0.042471	-0.24367
A7	113.822564	-0.135634	-0.189632	Q7	135.1854	0.265989	-0.32143
A8	-19.707663	0.402107	-0.317913	Q8	9.56115	0.069404	-0.18869
A8	111.328649	-0.278226	-0.1	Q8	130.8919	0.319032	-0.29313

Πίνακας 5.21 Μετακινήσεις στη στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας

### 5.4.3 Διαστασιολόγηση σε ικανοποίηση των οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Λόγω των τεράστιων μετατοπίσεων και των συνθηκών στήριξης της κατασκευής μας για να επανέλθουμε σε αποδεκτές τιμές μετατοπίσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, είναι απαραίτητη η αύξηση της ακαμψίας της διατομής μας, με τοποθέτηση διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας, με σημαντική αύξηση των διατομών είτε με συνδυασμό των δύο προηγούμενων. Επίσης τοποθετούμε ξανά τον ελκυστήρα έτσι ώστε να φτάσουμε πιο εύκολα στις απαιτήσεις του κανονισμού.

Με χρήση του λογισμικού SAP2000 v.14 έγινε επαναδιαστασιολόγηση των μελών του φορέα, αυξάνοντας τις διατομές των υποστυλωμάτων και των ζυγωμάτων και τοποθετώντας σε όλα τα ακραία φατνώματα της στέγης οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Οι διατομές που επιλέχθηκαν παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.22.

Στον Πίνακα 5.23 παρουσιάζονται οι μέγιστες και ελάχιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας όπως προκύπτουν από το λειτουργικό SAP2000 v.14 με βάση τη νέα διαστασιολόγηση. Παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζεται στον κόμβο Q4 και έχει τιμή 16.2 mm.

Μέλος	Διατομή	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7
Υποστώλωμα	HEA 900	0.18	0.19	0.12	0.23	0.23	0.20	0.13
Ζύγωμα	IPE 750×210	0.25	0.24	0.15	0.32	0.31	0.27	0.16
Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας	2UPN 200/8	0.14	0.06	0.08	0.13	0.09	0.10	0.09
Ελκυστήρας	HEA 500	0.07	0.03	0.04	0.06	0.05	0.05	0.04

Πίνακας 5.22 Διατομές μελών και βαθμός αξιοποίησης διατομών

TABLE: Joint Displacements				TABLE: Joint Displacements			
Joint	U1	U2	U3	Joint	U1	U2	U3
Text	mm	mm	mm	Text	mm	mm	mm
A1	-1.800599	-0.107814	-0.198034	Q1	1.713901	-0.09247	-0.20291
A1	14.356443	0.028047	-0.138188	Q1	16.03564	-0.0556	-0.19929
A2	-2.437933	-0.075166	-0.263985	Q2	2.344467	-0.057	-0.26865
A2	14.385821	-0.044853	-0.30615	Q2	16.21098	-0.00275	-0.27722
A3	-2.208165	-0.042386	-0.253408	Q3	2.116142	-0.02201	-0.25662
A3	14.557062	-0.022252	-0.214007	Q3	16.19683	0.008655	-0.24293
A4	-2.179552	-0.015589	-0.249287	Q4	1.833132	0.041412	-0.19669
A4	14.56822	-0.020028	-0.17343	Q4	16.22035	0.038126	-0.23175
A5	-2.183429	0.013333	-0.252853	Q5	1.581588	0.072739	-0.18417
A5	14.445944	-0.00273	-0.145873	Q5	15.9407	0.063507	-0.23379
A6	-2.206205	0.042487	-0.249808	Q6	1.335357	0.066256	-0.18274
A6	14.144237	-0.007325	-0.143117	Q6	15.51266	0.077922	-0.23242
A7	-2.443598	0.076353	-0.264808	Q7	1.47739	0.069607	-0.19984
A7	13.650501	0.012997	-0.165251	Q7	15.40958	0.091405	-0.24401
A8	-1.804557	0.106057	-0.197886	Q8	1.256465	0.084091	-0.16153
A8	13.43484	-0.064703	-0.121218	Q8	15.89992	0.124752	-0.20092

Πίνακας 5.23 Μετακινήσεις στη στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας

➤ Πρώτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η πρώτη απαίτηση ορίζει πως η οριζόντια μετατόπιση  $\delta y$  του πλαισίου ή υποστυλώματος στη στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\delta y \leq h_c / 400 \quad (\text{όπου } h_c \text{ το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται})$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\delta y = 16.2 \text{ mm} \leq h_c / 400 = 6500/400 = 16.25 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται.

➤ Δεύτερη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η δεύτερη απαίτηση ορίζει πως η διαφορική οριζόντια μετατόπιση  $\Delta\delta y$  προσκείμενων πλαισίων ή υποστυλωμάτων που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης στο εσωτερικό χώρου ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\Delta\delta y \leq L / 600$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\max\Delta\delta y = 0.8 \text{ mm} \leq L / 600 = 6000/600 = 10 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται

➤ Τρίτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η τρίτη απαίτηση ορίζει τη μεταβολή  $\Delta s$  της απόστασης μεταξύ των κέντρων των τροχιών της γερανογέφυρας να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\Delta s \leq 10 \text{ mm}$$

Στην περίπτωση μας μπορούμε να θεωρήσουμε τον κοντό πρόβολο απαραμόρφωτο και έτσι να ισχυριστούμε ότι η μετακίνηση του κέντρου της τροχιάς ταυτίζεται με αυτή του κόμβου του υποστυλώματος. Οπότε από τον Πίνακα 5.8 προκύπτει ότι η μεγαλύτερη διαφορική μετατόπιση είναι ίση με  $\Delta s = 2.4 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται.

➤ Τέταρτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η τέταρτη απαίτηση ορίζει την οριζόντια παραμόρφωση  $\delta y$  της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς να ικανοποιεί τη σχέση:

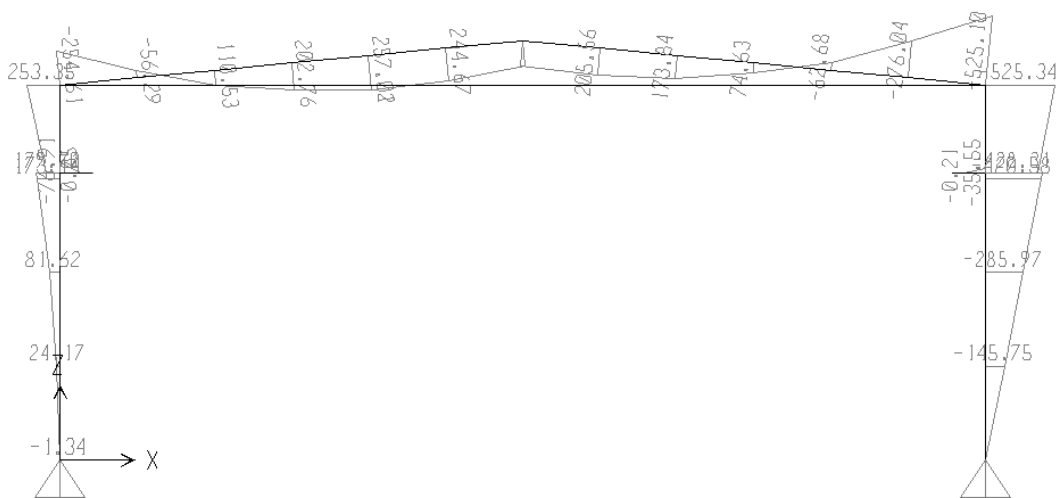
$$\delta y \leq L / 600$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\delta y = 0.3 \text{ mm} \leq L / 600 = 6000/600 = 10 \text{ mm}$  όπως φαίνεται από τον Πίνακα 5.9 που αντιστοιχεί στην δυσμενέστερη παραμόρφωση της δοκού κυλίσεως.

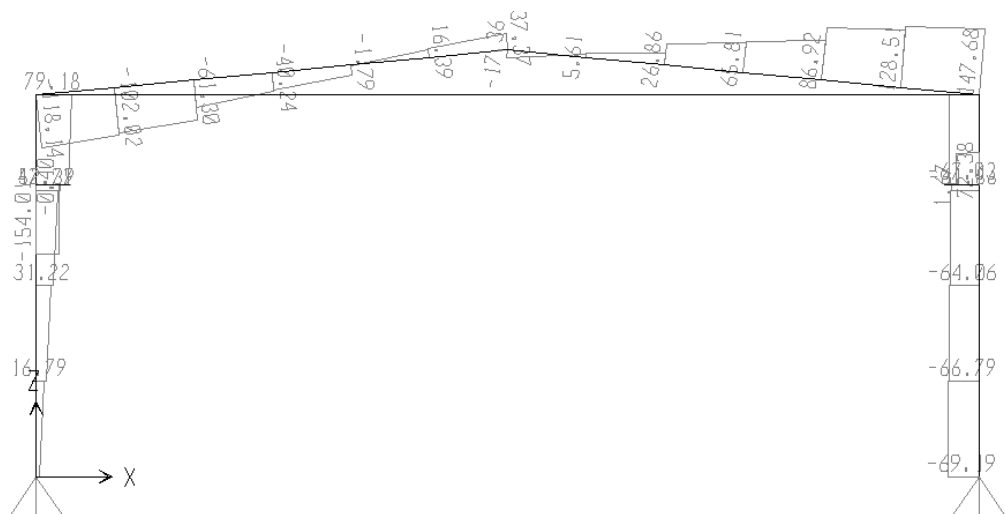


Πίνακας 5.24 Δυσμενέστερη παραμόρφωση δοκού κυλίσεως

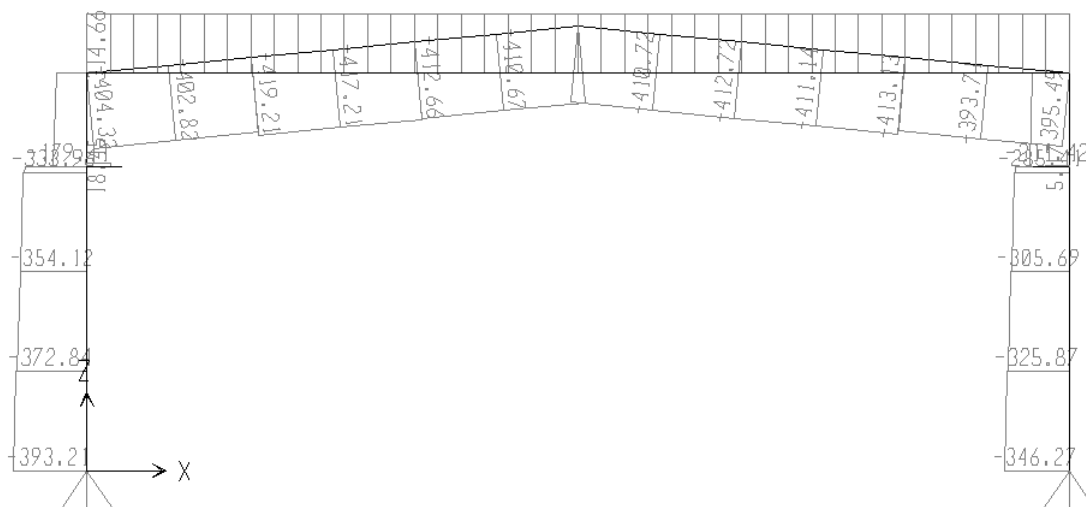
Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών και οι έλεγχοι διατομών για τα υποστυλώματα, τα ζυγώματα και τους ελκυστήρες όπως προέκυψαν από την ανάλυση με το λειτουργικό SAP2000 v.14. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αφορούν το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που είναι ο COMB4 όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.22.



Σχήμα 5.20 Διάγραμμα ροπών κάμψης [M<sub>y</sub>]



Σχήμα 5.21 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [V<sub>z</sub>]



Σχήμα 5.22 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

#### 5.4.4 Συμπέρασμα

Παρατηρούμε ότι τελικά καταφέραμε να ικανοποιήσουμε τις απαιτήσεις των οριακών τιμών των παραμορφώσεων, αλλά για να το επιτύχουμε αυτό αυξήσαμε πάρα πολύ τις διατομές και ο βαθμός αξιοποίησης τους είναι κατά πολύ μειωμένος. Έτσι έχουμε μεγάλη σπατάλη υλικού και υπερβολική αύξηση του βάρους της κατασκευής. Συμπεραίνουμε ότι η πρόταση για μόρφωση πακτώσεων στις στηρίξεις κτηρίων με γερανογέφυρες είναι επιβεβλημένη, εκτός αν τέτοια μορφή έδρασης είναι αδύνατον ή υπερβολικά δαπανηρό να υλοποιηθεί.

#### 5.5 Παραλλαγή Δ

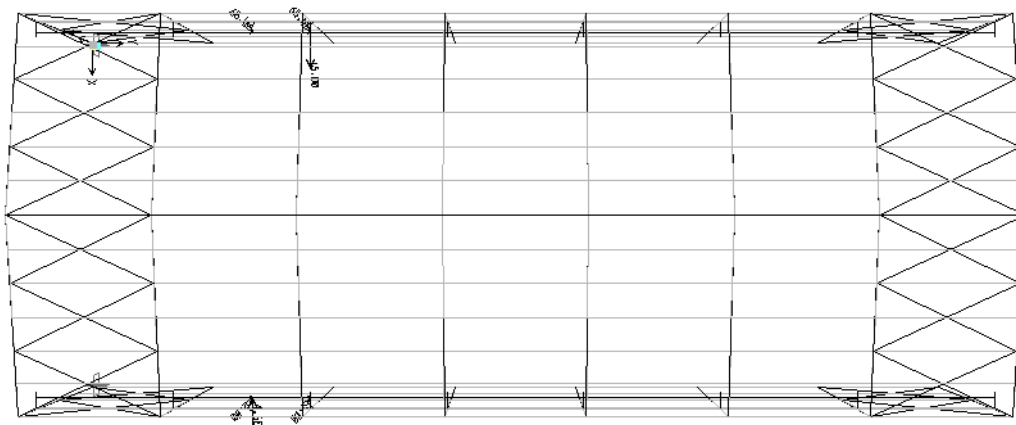
Για λόγους αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων και απόκτησης μίας πιο γενικής εικόνας της μελέτης κτηρίων με γερανογέφυρα επέλεγουμε να εξετάσουμε ένα δεύτερο μεταλλικό κτίριο όμοιας γεωμετρίας, αλλά διαφορετικών διαστάσεων. Σκοπός της παραλλαγής αυτής είναι η επιβεβαίωση ότι οι περιορισμοί λειτουργικότητας παραμένουν κρίσιμοι σε ότι αφορά τη διαστασιολόγηση ενός μεταλλικού μονώροφου με γερανογέφυρα, ανεξαρτήτου των διαστάσεων του και των απαιτήσεων της γερανογέφυρας.

### 5.5.1 Γεωμετρία

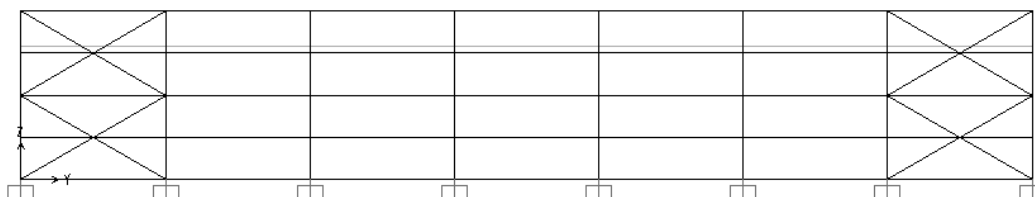
Όπως φαίνεται στην κάτοψη (Σχήμα 5.23) το κτίριο αποτελείται από οκτώ διαδοχικά ισαπέχοντα ισοκλινή πλαίσια και έχει συνολικό μήκος 42 μέτρα. Το άνοιγμα των πλαισίων είναι 17 μέτρα. Στο πρώτο και στο τελευταίο φάτνωμα διατάσσονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Κατά μήκος του κτιρίου διατάσσονται τεγίδες ανα 1.41 μέτρα στη στάθμη της οροφής. Οι κεφαλές των υποστυλωμάτων ενώνονται με κεφαλοδοκό.

Στην πλάγια όψη του κτιρίου (Σχήμα 5.24) φαίνονται τα υποστυλώματα, τα οποία έχουν ύψος 7 μέτρα. Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται στο πρώτο και τελευταίο φάτνωμα κατά αντιστοιχία με τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Επίσης κατά μήκος του κτιρίου διατάσσονται οι μηκίδες ανά 1.75 μέτρα.

Στην μετωπική όψη του κτιρίου (Σχήμα 5.25) διακρίνονται οι κοντοί πρόβολοι στους οποίους εδράζεται η δοκός κυλίσεως της γερανογέφυρας. Ο άξονας της διατομής τους βρίσκεται σε ύψος 5.5 μέτρων και το μήκος τους είναι 0,75 μέτρα. Η κλίση των ζυγωμάτων είναι περίπου 6.7 μοίρες.

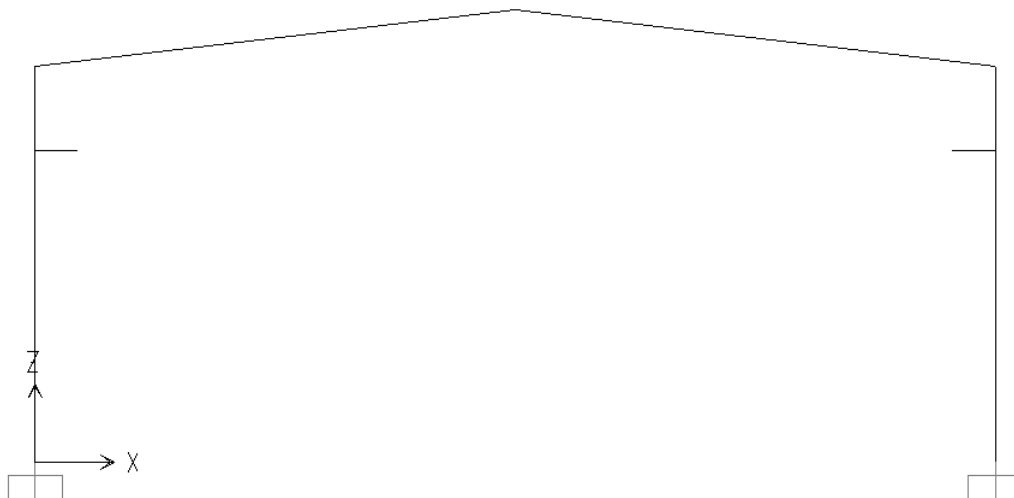


Σχήμα 5.23 Κάτοψη



Σχήμα 5.24 Πλάγια όψη





Σχήμα 5.25 Μετωπική όψη

### 5.5.2 Διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

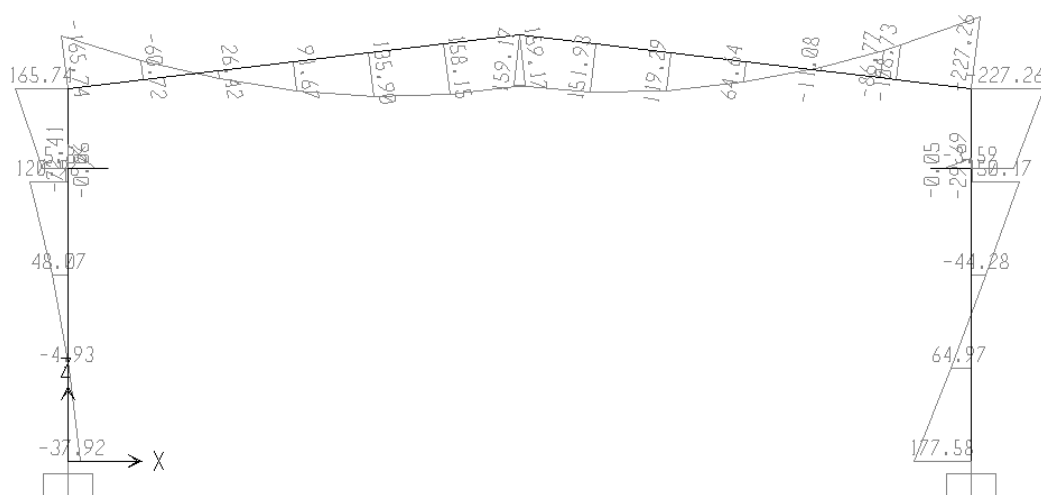
Με τη χρήση του λογισμικού SAP2000 v.14 έγινε διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου και προέκυψαν οι βέλτιστες διατομές που ικανοποιούν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Οι προκύπτουσες διατομές παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.25 καθώς και ο βαθμός αξιοποίησης της κάθε διατομής για τους διάφορους συνδυασμούς αστοχίας.

Μέλος	Διατομή	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7
Υποστώλωμα	HEA 320	0.59	0.40	0.24	0.64	0.49	0.47	0.26
Ζύγωμα	IPE 450	0.71	0.29	0.27	0.66	0.46	0.46	0.38
Κεφαλοδοκός	HEA 120	0.34	0.11	0.14	0.33	0.21	0.23	0.22
Μηκίδες	UPN 160	0.09	0.28	0.07	0.29	0.09	0.22	0.03
Τεγίδες	IPE 120	0.86	0.21	0.29	0.91	0.52	0.60	0.41
Οριζόντιοι συνδέσμοι δυσκαμψίας	UPN 120	0.53	0.15	0.13	0.52	0.25	0.31	0.22
Κατακόρυφοι συνδέσμοι δυσκαμψίας	UPN 140	0.09	0.81	0.06	0.58	0.76	0.56	0.08

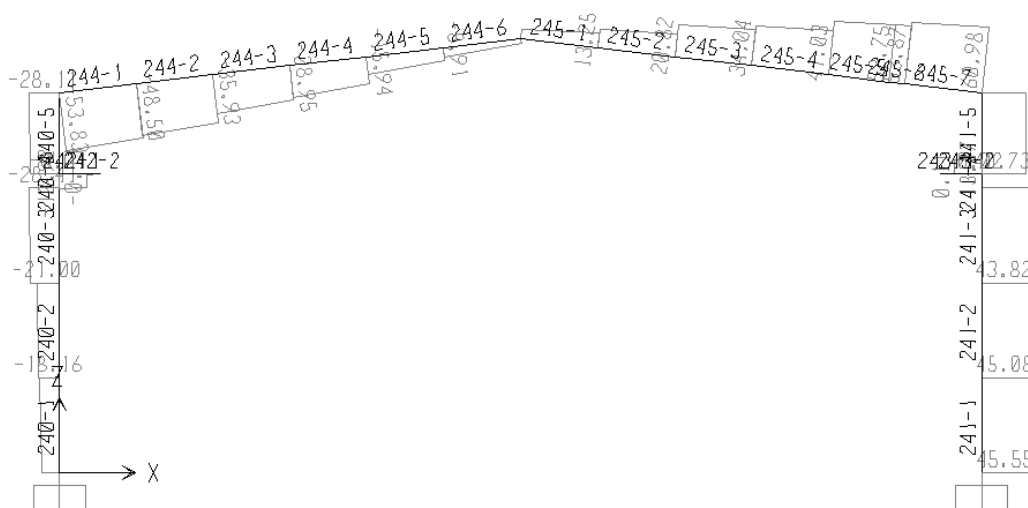
Πίνακας 5.25 Διατομές μελών και βαθμός αξιοποίησης διατομών

Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών και οι έλεγχοι διατομών για τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα όπως προέκυψαν από την ανάλυση με το λειτουργικό SAP2000 v.14. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αφορούν το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που είναι ο COMB4 όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.25.

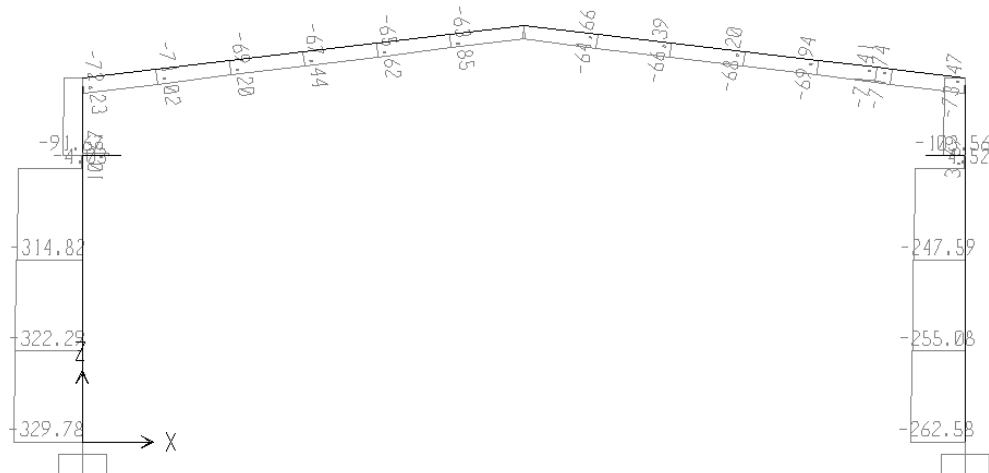
Από το Σχήμα 5.26 παρατηρούμε ότι η μέγιστη τιμή της ροπής παρουσιάζεται στον κόμβο ένωσης του υποστυλώματος με το ζύγωμα. Από το Σχήμα 5.27, παρατηρούμε ότι η μέγιστη τέμνουσα δύναμη παρουσιάζεται και πάλι στον κόμβο ένωσης του υποστυλώματος με το ζύγωμα. Τέλος από το Σχήμα 5.28, παρατηρούμε ότι η μέγιστη αξονική δύναμη εμφανίζεται στο 'πόδι' του υποστυλώματος.



Σχήμα 5.26 Διάγραμμα ροπών κάμψης [M<sub>y</sub>]



Σχήμα 5.27 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [V<sub>z</sub>]



Σχήμα 5.28 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo	: COMB4						
Units	: KN, m, C						
Frame	: 129	Design Sect:	: IPE450				
X Mid	: 12.750	Design Type:	: Brace				
Y Mid	: 18.000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 7.500	Sect Class	: Class 1				
Length	: 8.559	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 8.559	RLLF	: 1.000				
Area	: 0.010	SMajor	: 0.001	rMajor	: 0.185	AUMajor	: 0.004
IMajor	: 3.374E-04	SMinor	: 1.764E-04	rMinor	: 0.041	AUMinor	: 0.005
IMinor	: 1.676E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 210000000.00		
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 2.760E-04	Fy	: 235000.000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
8.559	-67.702	-232.027	-0.018	92.824	0.008	-0.019	
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.2)	0.610	= 0.029	+ 0.580	+ 0.000	0.950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-67.702	2321.800	2321.800	2321.800	2321.800		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Hc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	-232.027	399.970	399.970	399.970			
Minor Moment	-0.018	64.860	64.860				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1.000	1.000	0.483	0.971		1.501	
Minor Moment	1.000	0.168	1.004		0.602		
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	92.824	573.915	0.162	OK	0.000		
Minor Shear	0.008	627.281	1.241E-05	OK	0.000		

Πίνακας 5.26 Έλεγχος διατομής ζυγώματος

Ο Πίνακας 5.26 παρουσιάζει τον έλεγχο της διατομής του ζυγώματος, στο δυσμενέστερο σημείο της διατομής, όπως λαμβάνεται από το λογισμικό SAP2000 v.14 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Στον Πίνακα 5.27 παρουσιάζεται ο έλεγχος της διατομής του υποστυλώματος στο δυσμενέστερο σημείο της διατομής, επίσης όπως λαμβάνεται από το λογισμικό SAP2000 v.14 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : COMB4							
Units : KN, m, C							
Frame	: 125	Design Sect:	HE320A				
X Mid	: 17.000	Design Type:	Column				
Y Mid	: 18.000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 3.500	Sect Class	: Class 2				
Length	: 7.000	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 7.000	RLLF	: 1.000				
Area	: 0.012	SMajor	: 0.001	rMajor	: 0.136	AUMajor	: 0.003
IMajor	: 2.293E-04	SMinor	: 4.657E-04	rMinor	: 0.075	AUMinor	: 0.008
IMinor	: 6.985E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 210000000.00		
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 7.100E-04	Fy	: 235000.000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
7.000	-101.737	-232.027	0.011	56.391	-0.407	-0.006	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.2)	0.641	= 0.035	+ 0.606	+ 0.000	0.950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-101.737	2914.000	2914.000	2914.000	2914.000		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	-232.027	382.580	382.580	382.580			
Minor Moment	0.011	166.850	166.850				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1.000	0.786	1.000	0.998		2.037	
Minor Moment	1.886	0.250	1.012		0.607		
SHEAR DESIGN							
	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	56.391	378.540	0.149	OK	0.000		
Minor Shear	0.407	1051.499	0.000	OK	0.000		

Πίνακας 5.27 Έλεγχος διατομής υποστυλώματος

Στον Πίνακα 5.28 φαίνονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στη στάθμη έδραση της γερανογέφυρας. Τα αποτελέσματα προέκυψαν με τη χρήση του λειτουργικού SAP2000 v.14. Στο σχήμα 5.7 παρουσιάζεται το υπόμνημα των κόμβων στους οποίους μετρήθηκαν οι μετακινήσεις σε ύψος 5.5 μέτρα.

TABLE: Joint Displacements				TABLE: Joint Displacements			
Joint	U1	U2	U3	Joint	U1	U2	U3
Text	mm	mm	mm	Text	mm	mm	mm
A1	-8.475802	-0.043404	-0.305093	Q1	5.973245	-0.02238	-0.22116
A1	8.61561	0.013533	-0.185481	Q1	18.69868	-0.0453	-0.2686
A2	-11.09751	-0.034424	-0.450275	Q2	6.743278	-0.01655	-0.36934
A2	9.132081	0.011386	-0.315037	Q2	20.53976	-0.03694	-0.41094
A3	-11.327394	-0.022728	-0.467004	Q3	7.233072	-0.01842	-0.40899
A3	10.697617	0.009316	-0.311392	Q3	22.16506	-0.03247	-0.44937
A4	-11.425256	-0.005845	-0.455289	Q4	6.261174	-0.00992	-0.3361
A4	11.560819	0.004175	-0.296432	Q4	22.26984	-0.01338	-0.39701
A5	-11.411434	0.00508	-0.464263	Q5	5.175808	-0.00624	-0.33482
A5	11.606727	-0.004455	-0.304392	Q5	21.54155	0.000524	-0.39775
A6	-11.323465	0.020904	-0.458859	Q6	4.76649	-0.00437	-0.34162
A6	10.707613	-0.009787	-0.303937	Q6	20.44398	0.014447	-0.40072
A7	-11.126805	0.034236	-0.454086	Q7	5.007862	-0.00133	-0.3501
A7	9.095401	-0.011117	-0.318433	Q7	19.31123	0.023344	-0.3984
A8	-8.465489	0.038909	-0.303968	Q8	4.286801	-0.00417	-0.21936
A8	8.609102	-0.016324	-0.184554	Q8	17.50262	0.024824	-0.26697

Πίνακας 5.28 Μετακινήσεις στη στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζεται στον κόμβο Q4 και έχει τιμή 22mm. Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3 η μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση είναι  $h/400$  που στην περίπτωση μας για στάθμη έδρασης ίση με 5.5 μέτρα αντιστοιχεί σε μετακίνηση ίση με 13.75 mm. Καταλήγουμε έτσι στο συμπέρασμα ότι για διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ, οι μετακινήσεις που εμφανίζονται είναι μεγαλύτερες από τις επιτρεπόμενες.

### 5.5.3 Διαστασιολόγηση σε ικανοποίηση των οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Με χρήση του λογισμικού SAP2000 v.14 έγινε επαναδιαστασιολόγηση των μελών του φορέα, έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι οριακές τιμές των παραμορφώσεων για κτίρια με γερανογέφυρες και προέκυψαν οι ακόλουθες βέλτιστες διατομές, οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.29. Παρουσιάζονται μόνο οι διατομές των υποστυλωμάτων και ζυγωμάτων αφού οι διατομές των υπολοίπων μελών παρέμειναν οι ίδιες.

Στον Πίνακα 5.30 παρουσιάζονται οι μέγιστες και ελάχιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας όπως προκύπτουν από το λειτουργικό SAP2000 v.14 με βάση τη νέα διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων και ζυγωμάτων. Παρατηρούμε ότι η μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζεται στον κόμβο Q4 και έχει τιμή 8.7 mm.

Μέλος	Διατομή	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6	COMB7
Υποστώλωμα	HEA 500	0.28	0.20	0.11	0.31	0.28	0.26	0.16
Ζύγωμα	IPE 450	0.62	0.28	0.34	0.65	0.48	0.47	0.33

Πίνακας 5.29 Διατομές μελών και βαθμός αξιοποίησης διατομών

TABLE: Joint Displacements				TABLE: Joint Displacements			
Joint	U1	U2	U3	Joint	U1	U2	U3
Text	mm	mm	mm	Text	mm	mm	mm
A1	-3.727804	-0.02917	-0.194436	Q1	2.379631	-0.02154	-0.14781
A1	2.44788	0.003878	-0.126556	Q1	6.89405	-0.03902	-0.17423
A2	-5.128377	-0.022974	-0.297755	Q2	2.804666	-0.01729	-0.24771
A2	2.599764	0.002733	-0.209264	Q2	7.878909	-0.0321	-0.27375
A3	-5.010485	-0.015526	-0.301542	Q3	3.289939	-0.01539	-0.26426
A3	3.418502	0.002378	-0.205633	Q3	8.80534	-0.02518	-0.28786
A4	-5.076473	-0.002886	-0.292405	Q4	2.636736	-0.00489	-0.22268
A4	3.742436	0.002126	-0.194593	Q4	8.683835	-0.00807	-0.25963
A5	-5.055156	0.004481	-0.299136	Q5	2.15653	-0.00448	-0.22235
A5	3.770242	-0.000197	-0.201182	Q5	8.359344	0.000538	-0.2594
A6	-5.02413	0.016364	-0.296482	Q6	2.002257	-0.00416	-0.22365
A6	3.407478	-0.000915	-0.200636	Q6	7.900057	0.01061	-0.25942
A7	-5.138893	0.024435	-0.298143	Q7	2.197775	-0.00186	-0.23425
A7	2.584776	-0.000967	-0.209638	Q7	7.449495	0.017761	-0.26439
A8	-3.729576	0.028605	-0.194796	Q8	1.819586	-0.00173	-0.14791
A8	2.445198	-0.004269	-0.12692	Q8	6.49666	0.021787	-0.17423

Πίνακας 5.30 Μετακινήσεις στη στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας

➤ Πρώτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η πρώτη απαίτηση ορίζει πως η οριζόντια μετατόπιση  $\delta y$  του πλαισίου ή υποστυλώματος στη στάθμη στηρίξεως της γερανογέφυρας ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\delta y \leq h_c / 400 \quad (\text{όπου } h_c \text{ το ύψος της στάθμης στην οποία η γερανογέφυρα στηρίζεται})$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\delta y = 8.7 \text{ mm} \leq h_c / 400 = 5500/400 = 13.75 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται.

- Δεύτερη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η δεύτερη απαίτηση ορίζει πως η διαφορική οριζόντια μετατόπιση  $\Delta\delta y$  προσκείμενων πλαισίων ή υποστυλωμάτων που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως μιας γερανογέφυρας κινούμενης στο εσωτερικό χώρου ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$\Delta\delta y \leq L / 600$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\max\Delta\delta y = 1.1 \text{ mm} \leq L / 600 = 6000/600 = 10 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται

- Τρίτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η τρίτη απαίτηση ορίζει τη μεταβολή  $\Delta s$  της απόστασης μεταξύ των κέντρων των τροχιών της γερανογέφυρας να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\Delta s \leq 10 \text{ mm}$$

Στην περίπτωση μας μπορούμε να θεωρήσουμε τον κοντό πρόβολο απαραμόρφωτο και έτσι να ισχυριστούμε ότι η μετακίνηση του κέντρου της τροχιάς ταυτίζεται με αυτή του κόμβου του υποστυλώματος. Οπότε από τον Πίνακα 5.8 προκύπτει ότι η μεγαλύτερη διαφορική μετατόπιση είναι ίση με  $\Delta s = 5.4 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm}$  άρα ικανοποιείται.

- Τέταρτη απαίτηση οριακών τιμών των παραμορφώσεων

Η τέταρτη απαίτηση ορίζει την οριζόντια παραμόρφωση  $\delta y$  της δοκού κυλίσεως της γερανογέφυρας μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς να ικανοποιεί τη σχέση:

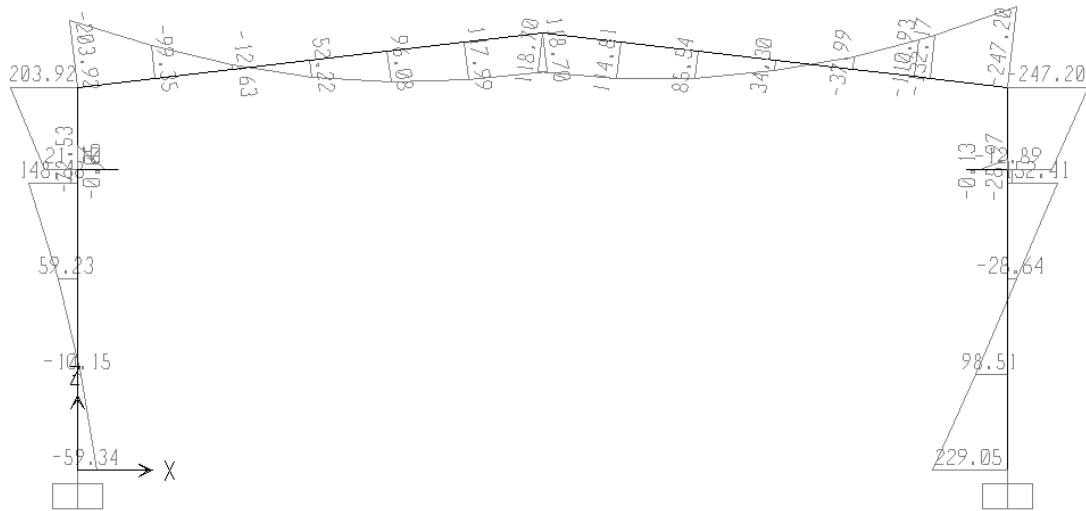
$$\delta y \leq L / 600$$

Στην περίπτωση μας είναι  $\delta y = 0.2 \text{ mm} \leq L / 600 = 6000/600 = 10 \text{ mm}$  όπως φαίνεται από τον Πίνακα 5.9 που αντιστοιχεί στην δυσμενέστερη παραμόρφωση της δοκού κυλίσεως.

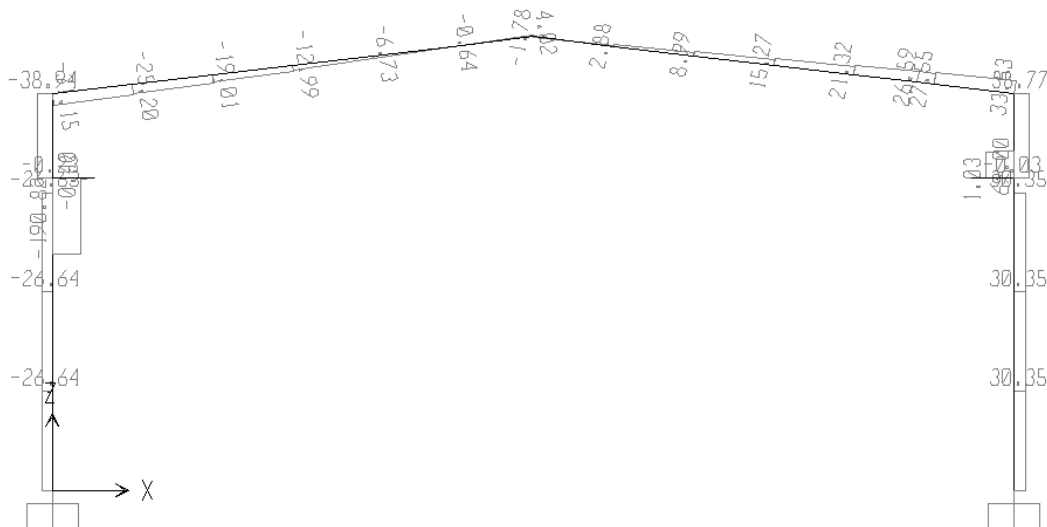


**Πίνακας 5.31** Δυσμενέστερη παραμόρφωση δοκού κυλίσεως

Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών όπως προέκυψαν από την ανάλυση με το λειτουργικό SAP2000 v.14. Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται αφορούν το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που είναι ο COMB4 όπως φαίνεται στον Πίνακα 5.29.

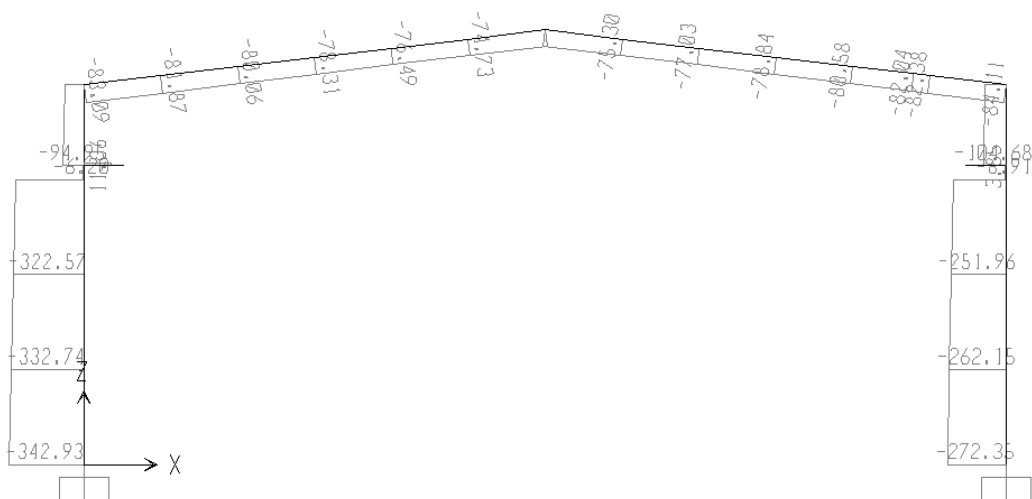


Σχήμα 5.29 Διάγραμμα ροπών κάμψης [ $M_y$ ]



Σχήμα 5.30 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [ $V_z$ ]





Σχήμα 5.31 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

### 5.5.4 Συμπέρασμα

Το συμπέρασμα αυτής της παραλλαγής είναι απλώς η επιβεβαίωση, ότι η διαστασιολόγηση ενός τυπικού μονόροφου με γερανογέφυρα, πρέπει να πραγματοποιείται με γνώμονα την ικανοποίηση των περιορισμών που προβλέπει ο Ευρωκώδικας 3 για τις παραμορφώσεις στη στάθμη κυλίσεως της γερανογέφυρας.

**ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ**

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας εξετάσαμε κτίρια, που αντιστοιχούν σε βιομηχανικά κτίρια, με γερανογέφυρα. Στα κτίρια αυτά η δοκός κυλίσεως της γερανογέφυρας εδράζεται σε κοντούς προβόλους από τα υποστυλώματα ολόσωμων πλαισίων. Σκοπός της εργασίας ήταν να μελετηθεί η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας σε βιομηχανικά κτίρια με γερανογέφυρα και να αναδειχθεί κατά πόσο οι απαιτήσεις λειτουργικότητας επηρεάζουν τη διαστασιολόγηση των κύριων φορέων της κατασκευής, όπως επίσης να μελετηθούν διάφορες παραλλαγές για βιομηχανικά κτίρια. Εξετάστηκε επίσης ο τρόπος διαστασιολόγησης της δοκού κυλίσεως και προσδιορίστηκαν με ακρίβεια τα φορτία που δρουν στην κατασκευή. Ο αντίκτυπος στο κόστος ανέγερσης της κατασκευής στις διάφορες παραλλαγές ήταν εξεταζόμενος. Η ανάλυση που έγινε περιλάμβανε διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας για τις διάφορες παραλλαγές, οι οποίες αφορούσαν κατασκευές με και χωρίς ελκυστήρα σύνδεσης των κατώτερων σημείων των ζυγωμάτων, όπως επίσης μία ίδια κατασκευή σε κακής ποιότητας έδαφος, δηλαδή με αρθρωτές στηρίξεις έδρασης και μια κατασκευή με διαφορετική γεωμετρία των πλαισίων.

Όσο αφορά τους κύριους φορείς της κατασκευής μας παρατηρούμε από την πρώτη κιόλας παραλλαγή ότι οι ελάχιστες διατομές που προκύπτουν από την διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας δεν ικανοποιούν τις ιδιαίτερες απαιτήσεις μετακινήσεων, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, για κατασκευές με γερανογέφυρα και έτσι απαιτείται αύξηση των διατομών τους. Οι απαιτήσεις μετακινήσεων αφορούν κυρίως τα υποστυλώματα και έτσι ως πρώτος τρόπος αντιμετώπισης του προβλήματος αυτού επιλέγεται η αύξηση των διατομών των υποστυλωμάτων. Η αύξηση αυτή είναι της τάξης του 70%. Έτσι συμπεραίνουμε ότι σε κτίρια με γερανογέφυρες κρίσιμη απαίτηση είναι αυτή για μικρές μετακινήσεις στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας.

Στην δεύτερη παραλλαγή, όπου τοποθετούμε ελκυστήρα, επιβεβαιώνουμε το προηγούμενο συμπέρασμα. Επίσης παρατηρούμε ότι με την τοποθέτηση του ελκυστήρα υπάρχει μια καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών στον φορέα. Η απαιτούμενη διατομή του υποστυλώματος είναι πιο μικρή από τη διατομή χωρίς ελκυστήρα. Αυτή η διαφορά είναι της τάξεως του 25%. Λόγω της παρουσίας ελκυστήρα και του μεγάλου μήκους του, αν και μικραίνει η διατομή του υποστυλώματος, έχουμε απαίτηση για περισσότερο χάλυβα από την προηγούμενη περίπτωση, αλλά η απαίτηση αυτή είναι μικρή και μπορεί να αμεληθεί. Σε αυτή την παραλλαγή έτσι αν και έχουμε περίπου την ίδια απαίτηση σε υλικό, οι κύριοι φορείς της κατασκευής καταπονούνται ομαλότερα έχουμε καλύτερη συμπεριφορά της κατασκευής σε τοπικούς ελέγχους των μελών.

Η τρίτη παραλλαγή μας οδηγεί στο συμπέρασμα ότι είναι σχεδόν αδύνατη η υλοποίηση κατασκευών με γερανογέφυρα σε εδάφη που δεν είναι καλά και απαιτούνται αρθρωτές συνθήκες

στήριξης των πλαισίων. Το συμπέρασμα αυτό προκύπτει από το γεγονός ότι προκύπτουν τεράστιες διατομές για να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις σχεδιασμού σύμφωνα με τους κανονισμούς, οι οποίες δεν είναι καθόλου συμφέρουσες. Σημαντικό είναι να αναφέρουμε ότι οι μετακινήσεις σε αυτή την περίπτωση που προκύπτουν στη φάση διαστασιολόγησης σε οριακή κατάσταση αστοχίας είναι πάρα πολύ μεγάλες σε σχέση με τις άλλες παραλλαγές.

Τέλος η τελευταία παραλλαγή μας επιβεβαιώνει ότι τα προηγούμενα συμπεράσματα, τα οποία εξάγαμε με την εξέταση της πρώτης παραλλαγής, είναι αξιόπιστα αφού η μεταβολή των διαστάσεων της κατασκευής δεν μας οδήγησαν σε κάποιο διαφορετικό αποτέλεσμα. Έτσι μπορούμε να πούμε ότι τα συμπεράσματα μας είναι αξιόπιστα και καλύπτουν όλες τις βιομηχανικές κατασκευές με γερανογέφυρα ίδιας διαμόρφωσης, με ολόσωμα πλαίσια, ανεξαρτήτως γεωμετρίας.

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ**



## ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΕΩΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ

## 1) Δεδομένα γερανογέφυρας

Ανυψωτική ικανότητα	100 kN	Μήκος αμφιρέιστης	6 m
Άνοιγμα	20 m	Κατηγορία ανύψωσης	HC1
Απόσταση Τροχών	2.5 m	Κατηγορία κόπωσης	S6
Συνολικό Βάρος	95.07 kN	Βάρος φορείου	8.14 m
Απόσταση αγκίστρου από ακραία θέση	1,17 m		

## 2) Προσδιορισμός των φορτίων

## ➤ Δυναμικοί συντελεστές

$$\varphi_1 = 1 + \alpha \rightarrow \varphi_1 = 1.1$$

$$\alpha = 0.1$$

$$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \times v_h \rightarrow \varphi_2 = 1.145$$

$$\beta_2 = 0.34 \text{ και } v_h = 8 \text{ m/min} = 0.133 \text{ m/s}$$

$$\varphi_3 = 1$$

$$\varphi_4 = 1$$

$$\varphi_5 = 1.5$$

## ➤ Κατακόρυφα φορτία

Ελάχιστες τιμές

$$q_c = (95.07 - 8.14) / 20 = 4.347 \text{ kN/m}$$

(Φορτίο γερανογέφυρας εκτός φορείου ανηγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο)

$$\varphi_1 \times q_c = 1.10 \times 4.347 = 4.781 \text{ kN/m}$$

(Δυναμική προσαύξηση)

$$\varphi_1 \times G_c = 1.10 \times 8.14 = 8.954 \text{ kN}$$

(Συγκεντρωμένο φορτίο από το φορείο)

$$\Sigma Q_r^{\min} = \frac{1}{2} \times 4.781 \times 20 + 8.954 \times 18.83 / 20$$

(Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως (τροχιά 2))

$$\rightarrow \Sigma Q_r^{\min} = 56.24 \text{ kN}$$

$$Q_r^{\min} = 28.12 \text{ kN}$$

(ανά τροχό)

$$\Sigma Q_{r,\min} = \frac{1}{2} \times 4.781 \times 20 + 8.954 \times 1.17 / 20$$

(Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως (τροχιά 1))

$$\rightarrow \Sigma Q_{r,\min} = 48.33 \text{ kN}$$

$$Q_{r,\min} = 24.165 \text{ kN}$$

(ανά τροχό)

$$Q_r^{\min} = 25.56 \text{ kN}$$

(Με δυναμικό συντελεστή 1 αντί 1.1)

$$Q_{r,\min} = 21.97 \text{ kN}$$

(Με δυναμικό συντελεστή 1 αντί 1.1)

Μέγιστες τιμές

Συνδυασμός Φορτίων 1

$$Q_H = \varphi_2 \times Q_{r,nom} = 1.145 \times 100$$

$$\rightarrow Q_H = 114.5 \text{ kN}$$

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{2} \times 4.781 \times 20 + (8.954 + 114.5) \times 18.83 / 20 \quad (\text{Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως})$$

$$\rightarrow \Sigma Q_{r,max} = 164.04 \text{ kN}$$

$$Q_{r,max} = 82.02 \text{ kN}$$

(ανά τροχό)

$$\Sigma Q_r^{max} = \frac{1}{2} \times 4.781 \times 20 + (8.954 + 114.5) \times 1.17 / 20$$

(Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως)

$$\rightarrow \Sigma Q_r^{max} = 55.03 \text{ kN}$$

$$Q_r^{max} = 27.515 \text{ kN}$$

(ανά τροχό)

Συνδυασμός Φορτίων 2

$$Q_H = \varphi_3 \times Q_{r,nom} = 1.0 \times 100$$

$$\rightarrow Q_H = 100 \text{ kN}$$

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{2} \times 4.781 \times 20 + (8.954 + 100) \times 18.83 / 20 \quad (\text{Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως})$$

$$\rightarrow \Sigma Q_{r,max} = 150.39 \text{ kN}$$

$$Q_{r,max} = 75.195 \text{ kN}$$

(ανά τροχό)

$$\Sigma Q_r^{max} = \frac{1}{2} \times 4.781 \times 20 + (8.954 + 100) \times 1.17 / 20 \rightarrow$$

(Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως)

$$\Sigma Q_r^{max} = 54.18 \text{ kN}$$

$$Q_r^{max} = 27.09 \text{ kN}$$

(ανά τροχό)

Συνδυασμός Φορτίων 4,5 ( $\varphi_4 = 1$ )

$$Q_H = \varphi_3 \times Q_{r,nom} = 1.0 \times 100$$

$$\rightarrow Q_H = 100 \text{ kN}$$

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{2} \times 4.347 \times 20 + (8.14 + 100) \times 18.83 / 20 \quad (\text{Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως})$$

$$\rightarrow \Sigma Q_{r,max} = 145.28 \text{ kN}$$

$$Q_{r,max} = 72.64 \text{ kN}$$

(ανά τροχό)

$$\Sigma Q_r^{max} = \frac{1}{2} \times 4.347 \times 20 + (8.14 + 100) \times 1.17 / 20 \rightarrow$$

(Φορτίο που αντιστοιχεί στη λιγότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως)

$$\Sigma Q_r^{max} = 49.80 \text{ kN}$$

$$Q_r^{max} = 24.90 \text{ kN}$$

(ανά τροχό)

➤ **Εκκεντρότητα των κατακόρυφων φορτίων**

$$b_r = 50 \text{ mm}$$

(Πλάτος τροχιάς)

$$e = \frac{1}{4} b_r = 12.5 \text{ mm}$$

(Εκκεντρότητα)

$$h_f = 30 \text{ mm}$$

(Υψος τροχιάς)

➤ **Οριζόντια φορτία**

Οφειλόμενα σε επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας

α) Κατά μήκος δυνάμεις

$$\mu = 0.20$$

(Συντελεστής τριβής τροχιάς – τροχού)

$$K = \mu \times \Sigma Q_{r,\min}^* = \mu \times m_w \times Q_{r,\min} = 0.2 \times 2 \times 21.97 \rightarrow K = 8.79 \text{ kN}$$

(Κινητήρια δύναμη)

$$H_{L1} = H_{L2} = \varphi_5 \times K \times 1/n_r = 1.5 \times 8.79 \times 1/2 = 6.59 \text{ kN}$$

(Οριζόντιες κατά μήκος δυνάμεις)

β) Εγκάρσιες δυνάμεις

$$\xi_1 = \Sigma Q_{r,\max} / \Sigma Q_r = \Sigma Q_{r,\max} / (\Sigma Q_{r,\max} + \Sigma Q_r^{\max}) = 145.28 / (145.28 + 49.8) \rightarrow \xi_1 = 0.747$$

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

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 1 - 0.747 = 0.253$$

$$l_s = (\xi_1 - 0.5) \times l = (0.747 - 0.5) \times 20 = 4.94 \text{ m}$$

(Απόσταση του κέντρου βάρους S του συστήματος από τον άξονα της κίνησης)  
(Ροπή στροφής που προκαλείται από την κινητήρια δύναμη)

$$M = K \times l_s = 8.79 \times 4.94 = 43.42 \text{ KNm}$$

$$H_{T1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times M / a = 1.5 \times 0.253 \times 43.42 / 2.5 = 6.59 \text{ kN}$$

(Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στη λιγότερο φορτιζόμενη τροχιά)

$$H_{T2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times M / a = 1.5 \times 0.747 \times 43.42 / 2.5 = 19.46 \text{ kN}$$

(Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στην περισσότερο φορτιζόμενη τροχιά)

Οφειλόμενα στην παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας

$$a = 0.015 \text{ rad}$$

(γωνία λοξότητας)

$$f = 0.3[1 - \exp(-250a)] = 0.3[1 - \exp(250 \times 0.015)]$$

$$\rightarrow f = 0.293 \leq 0.3$$

$$e_1 = 0$$

(Χρήση τροχών εφοδιασμένοι με επίπεδα ελάσματα καθοδήγησης)

$$e_2 = a = 2.5 \text{ m}$$

$$m = 0$$

(Δεν υπάρχουν ζεύγη συνεζευγμένων τροχών)

$$h = (m \times \xi_1 \times \xi_2 \times l^2 + \Sigma e_i^2) / \Sigma e_i = \Sigma e_i^2 / \Sigma e_i = 2.5^2 / 2.5$$

$$\rightarrow h = 2.5 \text{ m}$$

$$\lambda_s = 1 - \Sigma e_i / n \times h = 1 - 2.5 / 2 \times 2.5 = 0.5$$

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

$$\lambda_{s,1,T} = \xi_2 \times (1 - e_1/h) / n = 0.253 \times (1 - 0) / 2 = 0.1265$$

(Πρώτο ζεύγος τροχών - άξονας 1)

$$\lambda_{s,2,T} = \xi_1 \times (1 - e_1/h) / n = 0.747 \times (1 - 0) / 2 = 0.3735$$

(Πρώτο ζεύγος τροχών - άξονας 2)

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

(Δεύτερο ζεύγος τροχών - άξονας 1)

$$\lambda_{s,2,2T} = \xi_1 \times (1 - e_2/h) / n = 0$$

(Δεύτερο ζεύγος τροχών - άξονας 2)



$$S = f \times \lambda_s \times \Sigma Q_{r,max} = 0.293 \times 0.5 \times 145.28 = 21.28 \text{ kN}$$

$$H_{S,1,1T} = f \times \lambda_{S,1,1T} \times \Sigma Q_{r,max} = 0.293 \times 0.1265 \times 145.8$$

$$\rightarrow H_{S,1,1T} = 5.32 \text{ kN}$$

$$H_{S,2,1T} = f \times \lambda_{S,2,1T} \times \Sigma Q_{r,max} = 0.293 \times 0.3735 \times 145.8$$

$$\rightarrow H_{S,2,1T} = 15.96 \text{ kN}$$

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

$$H_{S,1T} = H_{S,1,1T} - S = 5.32 - 21.28 = -15.96 \text{ kN}$$

(Επί της τροχιάς 1 στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών)

$$H_{S,2T} = H_{S,2,1T} = 15.96$$

(Επί της τροχιάς 2 στη θέση του προπορευόμενου ζεύγους τροχών)

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

➤ **Ανακεφαλαιωτικός πίνακας – Φορτία σχεδιασμού**

			1	2	3	4	5
Κατακόρυφα φορτία	Ίδιο βάρος της γερανογέφυρας	$Q_r^{\min}$	28.12 37.96	28.12 37.96	25.56 34.51	25.56 34.51	25.56 34.51
		$Q_{r,min}$	24.17 32.63	24.17 32.63	21.97 29.66	21.97 29.66	21.97 29.66
	Ίδιο βάρος γερανογέφυρας + ανυψούμενο φορτίο	$Q_{r,max}$	82.02 110.73	75.20 101.52	-	72.64 98.06	72.64 98.06
		$Q_r^{\max}$	27.52 37.15	27.09 36.58	-	24.90 33.62	24.90 33.62
Οριζόντια φορτία	Επιτάχυνση επιβράδυνση της γερανογέφυρας	$H_{L1}$	6.59 8.90	6.59 8.90	6.59 8.90	6.59 8.90	-
		$H_{L2}$	6.59 8.90	6.59 8.90	6.59 8.90	6.59 8.90	-
		$H_{T1}$	6.59 8.90	6.59 8.90	6.59 8.90	6.59 8.90	-
		$H_{T2}$	19.46 26.27	19.46 26.27	19.46 26.27	19.46 26.27	-
	Παράγωγη κίνηση της γερανογέφυρας	$H_{S,1T}$	-	-	-	-	15.96 21.55
		$H_{S,2T}$	-	-	-	-	15.96 21.55

ΣΗΜ: οι πρώτοι αριθμοί δηλώνουν τα φορτία λειτουργίας ( $\gamma=1$ ) και οι δεύτεροι τα φορτία σχεδιασμού ( $\gamma=1.35$ )

**3) Έλεγχος της δοκού κυλίσεως στην οριακή κατάσταση αστοχίας**

➤ Χαρακτηριστικά συγκολλητής διατομής

$$b = 35 \text{ cm} \quad t_f = 3 \text{ cm} \quad t_w = 2 \text{ cm} \quad d = 30 \text{ cm} \quad h_{ολ} = 36 \text{ cm}$$

$$A = 270 \text{ cm}^2 \quad (\text{εμβαδόν διατομής})$$

$$I_y = 61672.5 \text{ cm}^4 \quad (\text{ροπές αδρανείας ως προς τους κύριους άξονες})$$

$$I_z = 21438 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 3915 \text{ cm}^3 \quad (\text{πλαστικές ροπές αντιστάσεως})$$

$$W_{pl,z} = 1837.5 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,y} = 3426 \text{ cm}^3 \quad (\text{ελαστικές ροπές αντιστάσεως})$$

$$W_{el,z} = 1225 \text{ cm}^3$$

$$J = 710 \text{ cm}^4 \quad (\text{σταθερά στρέψεως})$$

$$J_w = 5836359.4 \text{ cm}^6 \quad (\text{σταθερά στρεβλώσεως})$$

$$f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 51 \text{ kN/cm}^2$$

➤ Κατάταξη διατομής

$$\text{Κορμός : } d/t_w = 15 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

$$\text{Πέλμα: } c/t_f = 5,83 < 9\varepsilon = 9$$

➤ Εντατικά μεγέθη σχεδιασμού

α) συνδυασμός 1, μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας λόγω των κινητών φορτίων

$$\max M_y = Q_{r,max} \times (2l - a)^2 / 8l = 208.2 \text{ kNm}$$

$$M_{ta} = 690 \text{ kNcm} = 6.9 \text{ kNm}$$

$$M_{t\beta} = -413.3 \text{ kNcm} = -4.1 \text{ kNm}$$

β) συνδυασμός 1 μέγιστη τέμνουσα δύναμη

$$\max V_{y,Sd} = 175.3 \text{ kN}$$

γ) συνδυασμός 5, μέγιστη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας

$$\max M_y = 184.4 \text{ kNm}$$

$$M_z = 30.9 \text{ kNm} \quad (\text{αντίστοιχη ροπή περί τον ασθενή άξονα αδρανείας})$$

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

$$\max M_z = 32.3 \text{ kNm}$$

$$M_y = 171.6 \text{ kNm} \quad (\text{αντίστοιχη ροπή περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας})$$

ε) εντατικά μεγέθη σχεδιασμού λόγω του ιδίου βάρους της δοκού κυλίσεως

$$G = 2.31 \text{ kN/m} \quad (\text{ίδιο βάρος δοκού κυλίσεως περιλαμβανόμενης και της τροχιάς})$$

$$M_{g,Sd} = 14 \text{ kNm}$$

$$V_{g,Sd} = 9.4 \text{ kN}$$

➤ Έλεγχος κορμού σε διάτμηση

$$A_v = 60 \text{ cm}^2 \quad (\text{επιφάνεια διάτμησης})$$

$$V_{y,Rd} = A_v \times f_y / (\sqrt{3} \gamma_M) = 1118 \text{ kN} \quad (\text{αντοχή σε διάτμηση})$$

$$V_{y,Sd} = 175.3 + 9.4 = 184.7 \text{ kN} < V_{y,Rd} \quad (\text{έλεγχος})$$

Επειδή  $d/t_w = 15 < 69\epsilon$  δεν απαιτείται έλεγχος σε κύρτωση του κορμού

➤ Έλεγχος του άνω πέλματος σε διάτμηση

$$V_{z,Sd} = 21.55 \text{ kN}$$

$$V_{y,Rd} = 1956 \text{ kN} > V_{z,Sd} = 21.55 \text{ kN} \quad (\text{έλεγχος})$$

➤ Συνδυασμένη διάτμηση από κάμψη και στρέψη

$$V_{Sd} = 87.7 \text{ kN} \quad (\text{τέμνουσα δύναμη})$$

$$M_{t,Sd} = 2.8 \text{ kNm} \quad (\text{στρεπτική ροπή})$$

$$\tau_{v,Ed} = M_{t,Sd} \times t / J = 0.79 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{διατμητική τάση από στρέψη})$$

Επειδή  $\beta_v = (V_{Sd}/A_v) / [(f_y/\sqrt{3})/\gamma_M] + [\tau_{v,Ed}/(1.25 \times (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0})]^2 = 0.08 < 0.50$  δεν απαιτείται να γίνει απομείωση των αντοχών σε κάμψη λόγω διατμητικών τάσεων

➤ Έλεγχος σε λοξή κάμψη και αξονική δύναμη

$$H_\alpha = 20.9 \text{ kN}$$

$$H_\beta = -12.4 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος θα γίνει με βάση τη σχέση:

$$N_{Sd} / (A \times f_y / \gamma_{M1}) + M_{\phi,y,Sd} / (W_{pl} \times f_y / \gamma_{M1}) + M_{\phi,z,Sd} / (a_T \times W_{el,z} \times f_y / \gamma_{M1}) + \sigma_{\phi,w,Ed} / (a_T \times f_y / \gamma_{M1}) \leq 1$$

Αμελούμενης της επιρροής φαινομένων β' τάξης.

$$N_{Sd} = H_L = 8.9 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = 222.2 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Sd} = 39.4 \text{ kNm}$$

$$A = 105 \text{ cm}^2$$

$$a_T = W_{pl,z}/W_{el,y} = 1.5 \rightarrow a_T = 1.25$$

$$M_a = 41.2$$

$$W_{e,\pi} = 612.5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{w,Ed} = 8.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$8.9 \times 1.1 / 105 \times 35.5 + 22220 \times 1.1 / 3915 \times 35.5 + 3940 \times 1.1 / 1.25 \times 1225 \times 35.5 + 8.7 \times 1.1 / 1.25 \times 35.5 = 0.47 < 1$$

➤ Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η δοκός κυλίσεως θεωρείται πλευρικά εξασφαλισμένη στις θέσεις των στηρίξεων της δηλαδή ανά αποστάσεις  $c = l = 6 \text{ m}$

$$I_{z,g} = 3 \times 35^3 / 12 = 10718.8 \text{ cm}^4$$

$$A_{f,g} = 35 \times 2 + 30 \times 2 / 5 = 82 \text{ cm}^2$$

$$i_{z,g} = (I_{z,g} / A_g)^{0.5} = (10718.8 / 82)^{0.5} = 11.4 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \pi \times (E / f_y)^{0.5} = 76.4$$

$$M_{pl,y,Rd} = 3915 \times 35.5 / 1.1 \times 100 = 1263.5 \text{ kNm}$$

$$c = 600 \text{ cm} < 0.4 \times i_{z,g} \times \lambda_1 \times (M_{pl,y,Rd} / M_{Sd})^{0.5} = 830 \text{ cm}$$

Η δοκός μπορεί να θεωρηθεί ως πλευρικά προστατευμένη

$$\lambda = l / i_{z,g} = 600 / 11.4 = 52.6$$

$$\lambda_{\text{μεσο}} = \lambda / \lambda_1 = 52.6 / 76.4 = 0.69$$

$$\chi = 0.75 \quad (\text{από καμπύλη λυγισμού } c)$$

$$N_{f,Sd} = 673.3 \text{ kN} < \chi \times A_{f,g} \times f_y / \gamma_{M1} = 1984.8 \text{ kN}$$

Η δοκός θεωρείται επαρκής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

➤ Έλεγχος των ραφών συγκολλήσεως κορμού – πέλματος

α) Διατμητικές τάσεις από κάμψη

$$V_{y,Sd} = 184.7 \text{ kN} \quad (\text{μέγιστη δρώσα τέμνουσα})$$

$$\Gamma = V_{y,Sd} \times S / J_y = 3.46 \text{ kN/cm} \quad (\text{δύναμη ολίσθησης, όπου } S = 35 \times 2 \times 16.5 = 1155 \text{ cm}^3)$$

$$\tau_w = 3.46 / 2 = 1.7 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{διατμητική τάση λόγω ολίσθησης})$$

β) Ορθές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού

$$b_{fr} = 5 \text{ cm} \quad (\text{πλάτος της τροχιάς στην έδραση της επί της δοκού κυλίσεως})$$

$$\Delta t_r = 0.35 \times 3 = 1.05 \text{ cm} \quad (\text{φθορά της τροχιάς})$$

$$d_r = 3 - 1.05 + 3 = 4.95 \text{ cm} \quad (\text{απόσταση του ανώτερου σημείου της τροχιάς από το ανώτερο σημείο του κορμού})$$

$$b_{eff} = b_{fr} + d_r = 9.95 \text{ cm} < b = 35 \text{ cm} \quad (\text{ενεργό πλάτος πέλματος})$$

$$I_{f,eff} = 9.95 \times 3^3 / 12 = 22.4 \text{ cm}^4 \quad (\text{ροπή αδρανείας ενεργού πλάτους του πέλματος ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό του άξονα})$$

$$I_r = 5 \times 2.25^3 / 12 = 6 \text{ cm}^4 \quad (\text{ροπή αδρανείας τροχιάς ως προς τον οριζόντιο κεντροβαρικό της άξονα})$$

$$I_{rf} = I_r + I_{f,eff} = 28.4 \text{ cm}^4$$

$$I_{eff} = 3 [I_{rf} / t_w]^{1/3} = 7.3 \text{ cm} \quad (\text{ενεργό μήκος ραφής})$$

$$\sigma_w = 110.73 / 7.3 \times 2 = 7.6 \text{ kNcm} \quad (\text{ορθή τάση λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου του τροχού})$$

γ) Ορθές τάσεις (κάθετες επί τον άξονα των συγκολλήσεων) οφειλόμενες στη στροφή του άνω πέλματος

$$M_{t,Sd} = 110.7 \times 1.25 + 26.27(3+3) = 296 \text{ kNcm} \quad (\text{στρεπτική ροπή})$$

$$\alpha = 600 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}$$

$$\pi \times d / \alpha = 0.157$$

$$\sinh(\pi \times d / \alpha) = 0.158$$

$$\sinh(2\pi \times d / \alpha) = 0.319$$

$$I_t = 315 \text{ cm}^4$$

$$n = [(0.75 \times \alpha \times t_w^3 / I_t) \times (\sinh^2(\pi \times d / \alpha) / (\sinh(2\pi \times d / \alpha) - 2\pi \times d / \alpha))]^{0.5} = 7.6$$

$$\sigma_{w,Ed} = [6 \times M_{t,Sd} / (\alpha \times t_w^2)] \times n \times \tanh(n) = 5.6 \text{ kN/cm}^2$$

δ) Συνισταμένη τάση – Έλεγχος επάρκειας

$$\sigma_{Sd} = [(\sigma_w + \sigma_{w,Ed})^2 + \tau_w^2]^{0.5} = 13.3 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{συνισταμένη τάση})$$

$$f_{v,wd} = f_u / (\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}) = 29.4 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{αντοχή της συγκολλήσεως})$$

$$\sigma_{Sd} = 13.3 < f_{v,wd} = 29.4 \rightarrow \text{η συγκόλληση είναι επαρκής}$$

**4) Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**

## ➤ Φορτία

Μόνιμα και κινητά φορτία λαμβάνονται υπόψη με επί μέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma=1.0$ . Τα κινητά φορτία από τη γερανογέφυρα εισάγονται στο συνδυασμό φορτίων περιλαμβανομένου του δυναμικού μεγεθυντικού συντελεστή.

## ➤ Παραμόρφωση υπό τα κατακόρυφα φορτία

α) Παραμόρφωση λόγω των συγκεντρωμένων κινητών φορτίων

$$\delta_{1z} = P \times c \times (3l^2 - 4c^2) / (24 \times E \times I_y) = 0.44 \text{ cm}$$

β) Παραμόρφωση λόγω του ίδιου βάρους της δοκού κυλίσεως

$$\delta_{2z} = 0.03$$

γ) Συνολική παραμόρφωση – Αποδεκτά όρια

$$\delta_z = \delta_{1z} + \delta_{2z} = 0.47 \text{ cm} \rightarrow \text{αποδεκτή}$$

## ➤ Παραμόρφωση υπό τα οριζόντια φορτία

Δυσμενέστερη περίπτωση προκαλείται όταν το φορτίο  $H_s$  ασκηθεί στο μέσο του ανοίγματος.

$$I_z = 3 \times 35^3 / 12 = 10718.8 \text{ cm}^4$$

$$\delta_y = P \times l^3 / (48 \times E \times I) = 0.32 \text{ cm} < l/6 = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{αποδεκτό}$$

## ➤ Δυνατότητα ταλάντωσης του κάτω πέλματος

$$I_z = 3 \times 35^3 / 12 = 10718.8 \text{ cm}^4$$

$$i_z = 10.9 \text{ cm}$$

$$L/i_z = 600/10.9 = 55 < 250 \rightarrow \text{δεν υπάρχει κίνδυνος ταλάντωσης του κάτω πέλματος}$$

## 5) Έλεγχος σε κόπωση

### ➤ Γενικά

Ο έλεγχος σε κόπωση κατά τους Ευρωκώδικες 1 και 3 γίνεται με βάση ιδεατά φορτία, τα οποία, επαναλαμβανόμενα σε  $2 \times 10^6$  κύκλους, θεωρείται ότι φέρουν ισοδύναμο, από πλευράς κόπωσης, αποτέλεσμα με την πραγματική ιστορία φορτίσεως της δοκού κυλίσεως.

Οι γερανογέφυρες με βάση τη χρήση τους και τον τρόπο λειτουργίας τους, κατατάσσονται σε δέκα κατηγορίες ( $s_1, s_2, s_3, \dots$ ) με προιούσα ευαισθησία στα φαινόμενα κοπώσεως. Η γερανογέφυρα στο παράδειγμα μας ανήκει στην κατηγορία  $s_6$ .

Οι τάσεις που προκαλούνται από τα οριζόντια φορτία δεν λαμβάνονται υπόψη κατά τον έλεγχο σε κόπωση επειδή έχουμε υποθέσει ότι παραλαμβάνονται αποκλειστικά από τη λεπίδα του άνω πέλματος της δοκού κυλίσεως.

### ➤ Ιδεατά ισοδύναμα φορτία κοπώσεως

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

Για κατηγορία  $S_6 \rightarrow \lambda_i = 0.794$  (για ορθές τάσεις)

$$\lambda_i = 0.871 \text{ (για διατμητικές τάσεις)}$$

$$Q_{max,i} = 72.64 \text{ kN} \quad (\text{χωρίς δυναμικούς συντελεστές})$$

$$\varphi_{fat} = (1 + \varphi_2) / 2 = 1.0725 \quad (\text{δυναμικός συντελεστής})$$

$$Q_{e,i} = 61.9 \text{ kN} \quad (\text{ισοδύναμο ιδεατό φορτίο κοπώσεως για ορθές τάσεις})$$

$$Q_{e,i} = 67.9 \text{ kN} \quad (\text{ισοδύναμο ιδεατό φορτίο κοπώσεως για διατμητικές τάσεις})$$

### ➤ Σχέση ελέγχου επάρκειας έναντι κοπώσεως

Ο έλεγχος επάρκειας έναντι κοπώσεως από ορθές τάσεις θα γίνει με βάση τη σχέση:

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

$$\gamma_{FF} = 1$$

$$\gamma_{Mf} = 1.25$$

➤ Έλεγχος έναντι κοπώσεως της συγκόλλησης άνω πέλματος κορμού

- Ορθές τάσεις

α) λόγω συγκεντρωμένου φορτίου τροχού

$$0.875t_r = 2.625 \text{ cm} \quad I_r = 7.54 \text{ cm}^4 \quad I_{rf} = 13.7 \text{ cm}^4 \quad L_{\text{eff}} = 7.3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \sigma_1 = 5.62 \text{ kN/cm}^2$$

β) λόγω στροφής του άνω πέλματος

$$\tau_{sd} = F_{zd} \times e_y = 102.5 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_2 = 5.6 \times 102.5 / 119 = 4.8 \text{ kN/cm}^2$$

γ) λόγω των ορθών τάσεων

Η σύνδεση με εσωραφές πλήρους διεισδύσεως κατατάσσεται στην κατηγορία 71. Άρα

$$\Delta\sigma_c = 7.1 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 5.62 + 4.8 = 10.42 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E2} = 7.1 < \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} = 8.3 \rightarrow \text{η συγκόλληση επαρκεί}$$

- Διατμητικές τάσεις

α) ολισθήσεως

$$V = 96.2 \text{ kN} \quad (\text{μέγιστη τέμνουσα δύναμη αντιστοιχούσα στο ιδεατό ισοδύναμο φορτίο κοπώσεως})$$

$$\tau_1 = V \times S / (b \times J) = 1.35 \text{ kN/cm}^2$$

β) πρόσθετες διατμητικές τάσεις λόγω συγκεντρωμένου φορτίου τροχού

$$\tau_1 = 1.7 \text{ kN/cm}^2$$

γ) έλεγχος σε κόπωση λόγω διατμητικών τάσεων

$$\Delta\tau_{E2} = 1.35 + 2 \times 1.7 = 4.75 \text{ kN/cm}^2$$

Κατηγορία λεπτομέρειας 100 (συγκόλληση με το χέρι)

$$\rightarrow \gamma_{Ff} \Delta\tau_{E2} = 4.75 < \Delta\tau_c / \gamma_{Mf} = 10 / 1.25 = 8 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{η συγκόλληση επαρκεί}$$



- Αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων

Ο έλεγχος γίνεται με τη σχέση:

$$[\gamma_{FF}\Delta\sigma_{E2} / (\Delta\sigma_c/\gamma_{MF})]^3 + [\gamma_{FF}\Delta\tau_{E2} / (\Delta\tau_c/\gamma_{MF})]^5 \leq 1$$

Είναι:

$$(7.1/8.3)^3 + (4.75/8)^5 = 0.7 < 1$$

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ιωάννης, 2003. ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ Ανάλυση και διαστασιολόγηση, Εκδόσεις ΚΛΕΙΔΑΡΙΘΜΟΣ.
2. Βάγιας Ιωάννης, 2001. ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, Εκδόσεις ΚΛΕΙΔΑΡΙΘΜΟΣ.
3. Βάγιας Ι. Dubina D., 2004. Σιδηρές κατασκευές από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης, Εκδόσεις ΚΛΕΙΔΑΡΙΘΜΟΣ.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., 2005. ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι, Εκδόσεις ΚΛΕΙΔΑΡΙΘΜΟΣ.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., 2004. ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ – Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις ΚΛΕΙΔΑΡΙΘΜΟΣ.
6. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., 2005. ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ Με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων, Εκδόσεις ΚΛΕΙΔΑΡΙΘΜΟΣ.
7. ΕΑΚ, 2000. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, (Φ.Ε.Κ. 2184 Β'/20-12-1999, τροποποίηση ΦΕΚ 1154/Β'/12-8-2003), ΥΠΕΧΩΔΕ
8. Ερμόπουλος Ιωάννης, 2005. Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών – Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, 2<sup>η</sup> Έκδοση, Εκδόσεις ΚΛΕΙΔΑΡΙΘΜΟΣ.
9. Ερμόπουλος Ιωάννης, 2008. ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΙ ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΓΕΦΥΡΕΣ – Ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 έως 8, Εκδόσεις ΚΛΕΙΔΑΡΙΘΜΟΣ.
10. Ιωαννίδης Γιώργος, Δοκοί κύλισης γερανογεφυρών: Σημειώσεις μαθήματος «Ειδικά θέματα ανάλυσης μεταλλικών κατασκευών».
11. Κουνάδης Αντώνιος, 1997. ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΘΕΩΡΙΑ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ, β' έκδοση, Εκδόσεις ΣΥΜΕΩΝ.
12. Μιχάλτσος Γεώργιος, 2004. ΕΛΑΦΡΕΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ, β' έκδοση, εκδόσεις Παπασωτηρίου.
13. Eurocode 1: Actions on structures, Part1-1: General actions – Densities, self-weight, imposed loads for buildings, European Committee of Standardisation, EN1991-1-1:2002.
14. Eurocode 1: Actions on structures, Part1-3: General actions – Snow loads, European Committee of Standardisation, EN1991-1-3:2003.
15. Eurocode 1: Actions on structures, Part1-4: General actions – Wind actions, European Committee of Standardisation, EN1991-1-4:2004.
16. Eurocode 1: Actions on structures, Part1-5: General actions – Thermal actions, European Committee of Standardisation, EN1991-1-5:2003.
17. Eurocode 1: Actions on structures, Part3: Actions induced by cranes and machinery, prEN 1991-3:2002.
18. Eurocode 3: Design of steel structures, Part1-1: General rules and rules for buildings, European Committee of Standardisation, EN1993-1-1:2004.
19. Eurocode 3: Design of steel structures, Part6: Crane supporting structures, European Committee of Standardisation, ENV 1993-6:1999.



**ΙΣΤΟΣΕΛΙΔΕΣ**

1. <http://framecad.com/>
2. <http://www.liaromatis.gr/gr/index.htm>
3. <http://www.michanikos.gr/>
4. <http://www.demagcranes.com/>
5. <http://www.dentsteel.co.uk/>
6. [http://www.csiberkeley.com/Support\\_WL\\_SAP.html](http://www.csiberkeley.com/Support_WL_SAP.html)
7. <https://wiki.csiberkeley.com/display/tutorials/SAP2000>
8. <http://mycourses.ntua.gr/>
9. <http://www.konecranes.com/portal/>

