

## Ευχαριστίες

Κατά αρχάς θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Γεώργιο Ιωαννίδη για τη συνεχή καθοδήγηση και υποστήριξη του σε όλη τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Η ηθική συμπαράσταση που προσέφερε ενίσχυσε κατακόρυφα το σεβασμό μου προς το πρόσωπό του.

Επίσης ευχαριστώ, τον καθηγητή κ. Ιωάννη Ερμόπουλο που συνετέλεσε καθοριστικά στα πρώτα μου βήματα στον χώρο των μεταλλικών κατασκευών.

Για την διεκπεραίωση της εργασία αυτής ευθύνονται ακόμα τόσο οι υποψήφιοι διδάκτορες Βασίλης Κάρλος, Δημακογιάννη Δανάη όσο και ο πολιτικός μηχανικός Γιώργος Ναυπακτίτης.

Τέλος, θεωρώ βαθιά μου ανάγκη να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την κατανόηση, υπομονή, συμπαράσταση και αγάπη που μου έδωσε όλα αυτά τα χρόνια.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση των κριτηρίων διαστασιολόγησης μεταλλικών κτιρίων με γερανογέφυρα που έχουν ως κύριους φορείς ολόσωμα πλαίσια, δεδομένων των ειδικών λειτουργικών απαιτήσεων που επιβάλλονται λόγω της παρουσίας της. Εξετάζεται επίσης το αντικείμενο της διαστασιολόγησης της- η δοκός κύλισης- επί της οποίας κινείται η γερανογέφυρα. Μνεία δίνεται τόσο στην λεπτομερή παρουσίαση των φορτίων που εισάγει η γερανογέφυρα στην κατασκευή όσο και τον τρόπο με τον οποίο αυτά προσομοιώνονται.

Ο φορέας του κτιρίου είναι μεταλλικός και αποτελείται από έξι επαναλαμβανόμενα πλαίσια. Στη διαμήκη διεύθυνση για την παραλαβή των φορτίων υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και στα αντίστοιχα φατνώματα επί της στέγης υπάρχουν οριζόντιοι σύνδεσμοι. Για τις ανάγκες μεταφοράς μαρμάρων λειτουργεί γερανογέφυρα εντός του υπόστεγου, ανυψωτικής ικανότητας 16 τόνων.

Η μελέτη της εργασίας περιλαμβάνει την περιγραφή των δομικών στοιχείων του στεγάστρου, την εύρεση των τιμών που καταπονούν την κατασκευή, τους έλεγχους στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας καθώς και τον ικανοτικό έλεγχο. Τέλος ασχολούμαστε με τον έλεγχο αντιπροσωπευτικών συνδέσεων του κτιρίου μας.

Εποπτικά λοιπόν σε κάθε κεφάλαιο έχουμε:

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στο χάλυβα ως δομικό υλικό, στα πλεονεκτήματα των χαλύβδινων κατασκευών και παράλληλα παρουσιάζονται τα στοιχεία του τυπικού μονώροφου μεταλλικού κτιρίου. Επίσης υπάρχει αναφορά στις διαστάσεις του έργου μας(κύριας λύσης).

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα φορτία που παίρνουν μέρος στις αναλύσεις και γίνεται υπολογισμός τους κατά τον ευρωκώδικα 1. Περιλαμβάνονται

ακόμα οι συνδυασμοί δράσεων με τους οποίους φορτίστηκε η κατασκευή μας για τις καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας (οριακές) ξεχωριστά.

Στο τρίτο κεφάλαιο εξετάζεται η γερανογέφυρα ως βιομηχανικό προϊόν και η δοκός κύλισης της. Παρουσιάζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, τα στοιχεία και τα εξαρτήματα από τα οποία αποτελείται μια γερανογέφυρα, όπως και οι μορφές των κύριων φορέων σε κτίρια όπου λειτουργούν. Όσον αφορά τη δοκό κύλισης παρουσιάζονται οι έλεγχοι στις οριακές καταστάσεις σύμφωνα με τους οποίους γίνεται η διαστασιολόγησή της και τα χαρακτηριστικά της, ενώ λύνεται αναλυτικά η δοκός κυλίσεως που τελικά επιλέγεται (παράρτημα).

Στο τέταρτο κεφάλαιο αρχικά προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές και οι κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού της κατασκευής. Στη συνέχεια περιγράφεται ο τρόπος λειτουργίας του λογισμικού που χρησιμοποιήσαμε (SAP2000): επικεντρώνουμε στην εισαγωγή του προσομοιώματος, μετά στην εισαγωγή φορτίων και στους συνδυασμούς τους και τέλος επεξηγείται ο τρόπος παρουσίασης των αποτελεσμάτων.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τέσσερα προσομοιώματα τα οποία εξετάστηκαν και τα αποτελέσματα των αναλύσεων τους με το λογισμικό SAP2000. Δίνονται για τους δυσμενέστερους κάθε φορά συνδυασμούς, τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών, οι έλεγχοι διατομών και μελών και οι μετακινήσεις στα κρίσιμα σημεία των κύριων φορέων. Ιδιαίτερη σημασία επίσης δίνεται στον έλεγχο των ειδικών λειτουργικών απαιτήσεων που προκύπτουν από την παρουσία της γερανογέφυρας στην κατασκευή μας. Ακολουθεί ο ικανοτικός έλεγχος σύμφωνα με τις ειδικές διατάξεις εφαρμογής για φέροντα στοιχεία από χάλυβα σε καταστάσεις σεισμού (EAK 2000).

Το έκτο κεφάλαιο πραγματεύεται τους ελέγχους συνδέσεων σύμφωνα με τον ευρω κώδικα 3 όπως αυτοί πραγματοποιήθηκαν στο INSTANT2000. Συγκεκριμένα ασχολούμαστε με τις λεπτομέρειες σύνδεσης του κορφιά, του κόμβου ζυγώματος και με την έδραση του υποστυλώματος του φορέα μας.

Στο έβδομο κεφάλαιο εξάγονται συμπεράσματα που αφορούν τα φορτία της κατασκευής, την δοκό κύλισης και κυρίως την διαστασιολόγηση των κύριων φορέων του κτιρίου μας. Εκτενέστερα παρουσιάζονται τα συμπεράσματα για την

αύξηση των διατομών των μελών που επιφέρει η ικανοποίηση των λειτουργικών απαιτήσεων για κτίρια με γερανογέφυρα.



# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΜΟΝΩΡΟΦΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

## 1.1 Εισαγωγή

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και για άλλες παραγωγικές, εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν τα ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα. Τα κτίρια αυτά συνδέονται, κατά κανόνα, με την απουσία ωφέλιμων φορτίων επί της οροφής τους και με τη χρήση ελαφρών υλικών, τόσο για την επικάλυψη, όσο και για την πλαγιοκάλυψή τους.

Η επιλογή του χάλυβα ως δομικό υλικό συγκεντρώνει μια σειρά από πλεονεκτήματα συγκριτικά με τα άλλα συνήθη δομικά υλικά και κυρίως το σκυρόδεμα. Τα σημαντικότερα είναι:

A) Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος των κατασκευών από χάλυβα το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδιαίτερα σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις.

B) Η ταχύτητα κατασκευής. Ο χρόνος που απαιτείται για την κατασκευή ενός κτιρίου, από χάλυβα, είναι πολύ πιο σύντομος από εκείνον μιας συμβατικής κατασκευής. Το υλικό είναι εξαιρετικά εύλεκτο, τόσο στην κατεργασία του, όσο και στην εφαρμογή του με αποτέλεσμα η ανέγερση ενός τυπικού μονώροφου από χάλυβα να διαρκεί πολύ μικρότερο χρονικό διάστημα από μια αντίστοιχη από σκυρόδεμα.

Γ) Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου έχει θετικές συνέπειες όσον αφορά στην ποιότητα, την ασφάλεια και την ακρίβεια του έργου

Δ) Η μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα, ως υλικό, εξασφαλίζει σε έναν μεγάλο βαθμό την ικανοποιητική απόκριση της κατασκευής σε συνθήκες σεισμού. Η απόκριση αυτή είναι ευκολότερα και ακριβέστερα μετρήσιμη και ελέγξιμη, λόγω ομοιογένειας υλικού, από ότι σε μια κατασκευή από σκυρόδεμα.

Ε) Η επισκευασιμότητα των κατασκευών από χάλυβα είναι άλλο ένα κριτήριο επιλογής μεταλλικού φέροντα οργανισμού. Επίσης η χρήση του χάλυβα επιτρέπει και την εύκολη επέκταση του κτιρίου, με την προσθήκη νέων στοιχείων.

Στ) Ο μεγάλος λόγος αντοχής του προς το ίδιο βάρος. Αυτό οδηγεί σε λεπτές διατομές το οποίο συνεπάγεται οικονομίας χώρου και υλικού, ευκολία διαμόρφωσης «απαιτητικών» αρχιτεκτονικών διατάξεων και μείωση ιδίων βαρών του φορέα.

Ζ) Ευχέρεια διάνοιξης οπών για τη διέλευση καναλιών κλιματισμού και άλλων ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων.

Η) Ο χάλυβας είναι φιλικός προς το περιβάλλον. Κάθε κατασκευή από χάλυβα είναι δυνατόν να αποσυναρμολογηθεί σχετικά εύκολα και τα μέλη της να ανακυκλωθούν και να επαναχρησιμοποιηθούν. Κατά την βασική διαδικασία παραγωγής μεταλλικών σκελετών σε κλίβανο οξυγόνου, χρησιμοποιείται τουλάχιστον 25% ανακυκλωμένος χάλυβας. Τα προγράμματα ανακύκλωσης του χάλυβα διαφυλάσσουν τους φυσικούς πόρους και ελαττώνουν σημαντικά την παραγωγή αποβλήτων. Κάθε τόνος ανακυκλωμένου χάλυβα εξοικονομεί 1.114 κιλά σιδηρομεταλλεύματος, 635 κιλά άνθρακα και 55 κιλά ασβεστόλιθου. Ετησίως εξοικονομεί το αντίστοιχο των αναγκών ρεύματος 1/5 των οικιών των ΗΠΑ – περίπου 18 εκατομμύρια σπίτια – για έναν χρόνο.

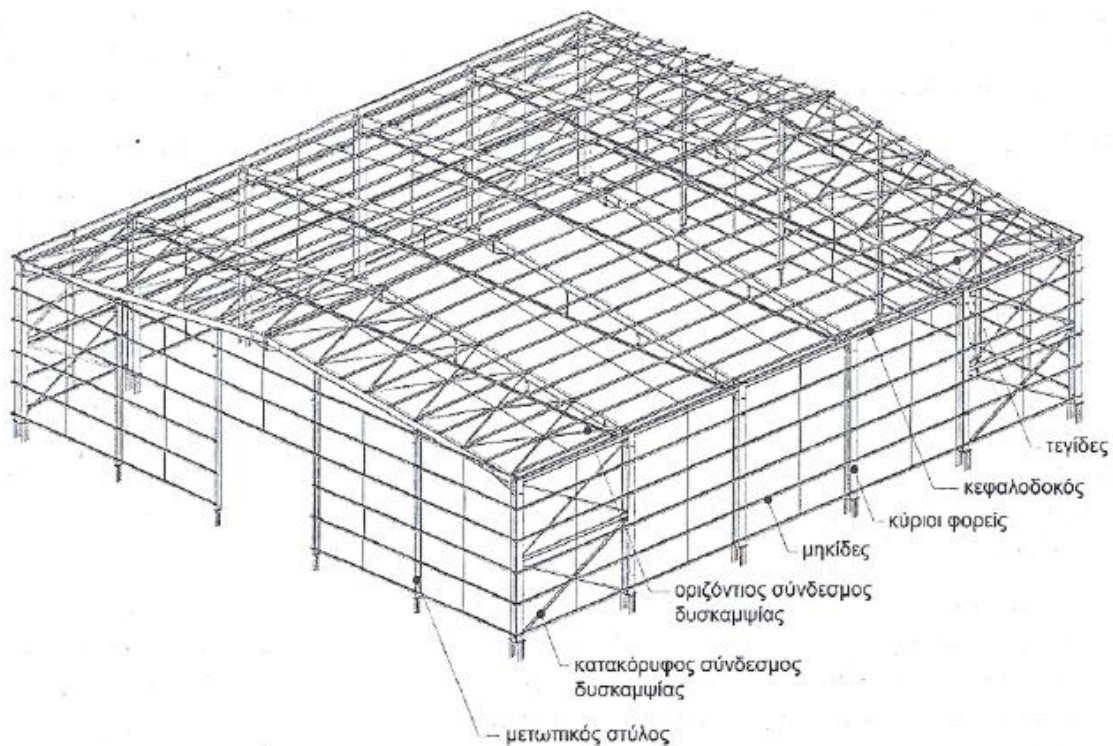
Ασφαλώς υπάρχουν και μειονεκτήματα στην ανάπτυξη κτιρίων από μεταλλικό φέροντα οργανισμό, όπως η ευαισθησία στα καιρικά φαινόμενα κατά τη διάρκεια της κατασκευής και όχι μόνο, η ευαισθησία στις ταλαντώσεις και σε υψηλές θερμοκρασίες, η συχνή υποχρεωτική συντήρηση, καθώς και το υψηλό κόστος του χάλυβα σαν πρώτη ύλη. Παρόλα αυτά, εάν καταβληθεί αυξημένη μελετητική προσπάθεια, ιδιαίτερα στη φάση της μελέτης εφαρμογής και της

διαμόρφωσης των κατασκευαστικών λεπτομερειών και εγκατασταθεί ένα σύστημα ποιοτικού ελέγχου, κυρίως των συγκολλήσεων, αλλά και τυχών ατελειών των κυρίων μελών του φέροντος οργανισμού και των κοχλιώσεων, εξασφαλίζονται σε μεγάλο βαθμό οι ευνοϊκές επιπτώσεις που προαναφέρθηκαν.

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

## 1.2 Το τυπικό μονώροφο

Ένα τυπικό μονώροφο μεταλλικό κτίριο (Εικόνα 1.1) αποτελείται από τα εξής επιμέρους στοιχεία: κύριους φορείς, τεγίδες, οριζόντιους και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, κεφαλοδοκούς, μηκίδες και φύλλα επί- και πλαγιοκάλυψης. Παρακάτω γίνεται εκτενέστερη περιγραφή και ανάλυση τη λειτουργίας καθενός από τα παραπάνω στοιχεία.



Εικόνα 1.1 Στοιχεία μεταλλικού φέροντος οργανισμού τυπικού υπόστεγου

## 1.3 Στοιχεία τυπικού μονώροφου

### 1.3.1 Κύριοι φορείς

Οι κύριοι φορείς είναι συνήθως πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις και έχουν τη δυνατότητα παραλαβής (μέσα στο επίπεδό τους) κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων.

Για δεδομένο μήκος κτιρίου, πρέπει να καθοριστεί η διάσταση μεταξύ των πλαισίων η οποία θα προσφέρει τη βέλτιστη διάταξη. Στις περισσότερες περιπτώσεις τυπικών μονώροφων, όπου κύριο κριτήριο μόρφωσης είναι η οικονομικότητα, η βέλτιστη αυτή διάταξη επιτυγχάνεται με τοποθέτηση των κυρίων φορέων ανά 6 μέτρα περίπου. Η ακριβής τιμή αυτής βέλτιστης απόστασης μεταβάλλεται ανάλογα με τα ειδικά δεδομένα της κατασκευής (όπως το ύψος του κτιρίου, τη μορφή των κυρίων φορέων, το σχετικό μέγεθος των διαφόρων φορτίων, κλπ).

Το δίστηλο πλαίσιο με όλα τα μέλη του (ζυγώματα και υποστυλώματα) από διατομές I αποτελεί συνηθέστερο τύπο πλαισίου στα βιομηχανικά κτίρια και τις αποθήκες ( Εικόνα 1.2). Σε σύγκριση προς πλαίσιο με ολόσωμα υποστυλώματα και δικτυωτό από μία ενδεικτική τιμή 25,0m. Στο υπό μελέτη τυπικό μονώροφο η ενδεικτική αυτή προϋπόθεση ικανοποιείται (ανοίγματα 20&24m).

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 υδάτων και τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Η καμπτική ροπή, σε περίπτωση ελαστικής ανάλυσης, στον κόμβο συμβολής ζυγώματος-υποστυλώματος είναι μικρότερη για τις μεγαλύτερες κλίσεις έως 5% μεταξύ των 2 προηγουμένως αναφερόμενων ακραίων τιμών της κλίσεως.



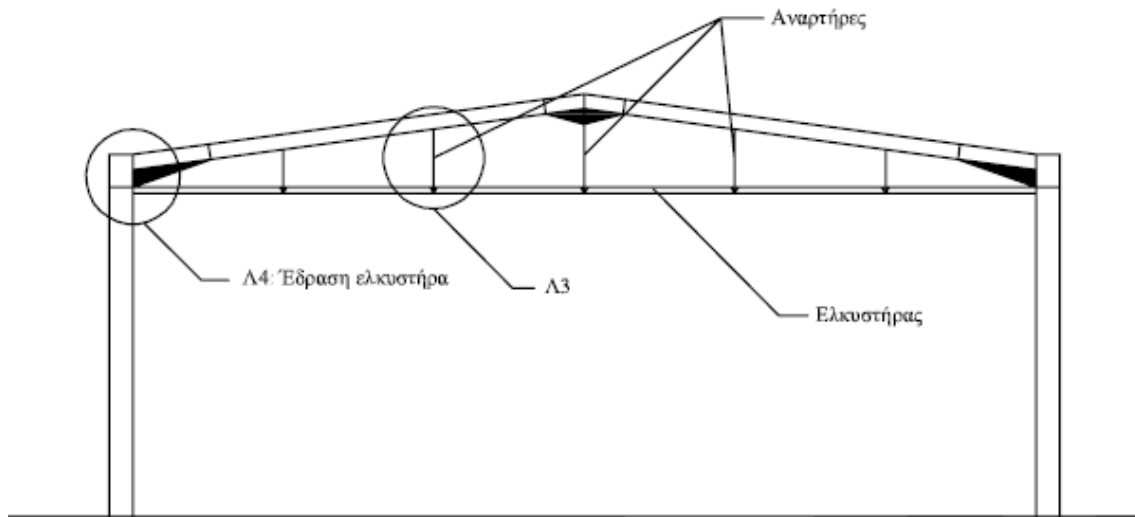
**Εικόνα 1.2 Δίστηλα πλαίσια με ολόσωμα στοιχεία**

Η ελαστική ανάλυση είναι γενικά καταλληλότερη για φορείς με μέλη μεταβλητής ροπής αδρανείας, μέλη με ιδιαίτερες διατομές, περιπτώσεις όπου η ευστάθεια των μελών είναι καθοριστικός παράγοντας διαστασιολόγησης ή περιπτώσεις στις οποίες η παραμορφωσιμότητα της κατασκευής είναι κρίσιμη (κρίσιμοι οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας). Τέτοια περίπτωση αποτελεί ένα μεταλλικό μονώροφο κτίριο μέσα στο οποίο λειτουργεί γερανογέφυρα.

Τα πλαίσια μπορούν να μορφωθούν ως αμφίπακτα ή αμφιαρθρωτά. Ένα αμφίπακτο πλαίσιο σε σύγκριση προς το αντίστοιχο 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 τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, που όπως προαναφέρθηκε, είναι κρίσιμοι για τη διαστασιολόγηση πλαισίων, κτιρίων στα οποία λειτουργεί γερανογέφυρα. Σε περιπτώσεις θεμελίωσης επί εδαφών κακής ποιότητας, επιλέγεται η λύση της αρθρωτής στήριξης δεδομένου ότι το κακό έδαφος δεν μπορεί να εξασφαλίσει συνθήκες πάκτωσης.

Σε αυτή την περίπτωση, 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 ζυγωμάτων υποστυλωμάτων (Εικόνα 1.3).

Ο ελκυστήρας εισάγει σημαντικές θλιπτικές δυνάμεις στο ζύγωμα, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις ζυγωμάτων μικρής κλίσης, γεγονός που απαιτεί η μελέτη ευστάθειας να γίνεται με μεγάλη προσοχή. Συνίσταται ο ελκυστήρας να παραμένει σε ελαστική περιοχή ακόμα και στην οριακή κατάσταση αστοχίας.



**Εικόνα 1.3 Πλαίσιο με ελκυστήρα**

Οι μεγαλύτερες απόλυτες τιμές καμπτικών ροπών παρουσιάζονται εν γένει στον κόμβο δοκού – υποστυλώματος (Εικόνα 1.4α). Η τοποθέτηση ενίσχυσης στα σημεία αυτά παρέχει πρόσθετο απαραίτητο χώρο για τη διαμόρφωση μιας, ικανή για να παραλάβει τη ροπή, κοχλιωτής σύνδεσης. Η ενίσχυση αυτή μπορεί να έχει μήκος  $g$  από 5 έως 10% του ανοίγματος. Ενίσχυση τοποθετείται επίσης και στον κόμβο που συμβάλλουν τα δύο ζυγώματα (κορφιάς) (Εικόνα 1.4).



**Εικόνα 1.4 Ενίσχυση στον κόμβο των ζυγωμάτων**

Όπως προαναφέρθηκε τα μέλη των κυρίων πλαισίων υπόκεινται κυρίως σε καμπτικές ροπές και αξονικές δυνάμεις. Οι διατομές εκλέγονται κατ' αρχήν 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 (στρεμπτοκαμπτικός λυγισμός). Όταν δεν είναι δυνατή η διαμόρφωση πλευρικής εξασφάλισης, εξετάζεται η αύξηση της διατομής.

Τα μήκη λυγισμού των υποστυλωμάτων αμφίπακτων ή αμφιαρθρωτών δικλινών, δίστηλων πλαισίων, μπορεί να προσδιορίζονται αγνοώντας την κλίση του ζυγώματος και υποθέτοντας οριζόντιο ευθύγραμμο ζύγωμα μήκους ίσου με 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 πλαίσια με ελκυστήρα η αξονική δύναμη είναι σημαντική. Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού του ημιζυγώματος μπορεί να προσδιορίζεται, για τις συνηθισμένες κλίσεις, λαμβάνοντας υπόψη τη δυσκαμψία που προσφέρεται στο ένα άκρο του από το υποστύλωμα (Διάγραμμα  $\mu$ - $k$ ). Για μικρές κλίσεις η περίπτωση αστοχίας μέσω ακαριαίου λυγισμού είναι πιο πιθανή να συμβεί.



### **1.3.2 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας**

Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χρησιμεύουν κυρίως στην παραλαβή και τη μεταφορά στη θεμελίωση των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου. 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.

#### **1.3.2 α Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας**

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμοιοι σύνδεσμοι) διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ( Εικόνα 1.5). Η δυσκαμψία του φατνώματος, στο επίπεδό του, επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων, οι οποίες σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες στις περισσότερες περιπτώσεις) διαμορφώνουν δικτυωτούς φορείς. Σε περιπτώσεις δικλινών πλαισίων με τις συνήθεις, σχετικά μικρές, κλίσεις οι δικτυωτοί αυτοί φορείς επιτρέπεται να υπολογίζονται και να θεωρούνται επίπεδοι.



**Εικόνα 1.5 . Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας**

Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων αυτής της κατηγορίας συνοψίζονται στα παρακάτω 5 σημεία:

A) 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.

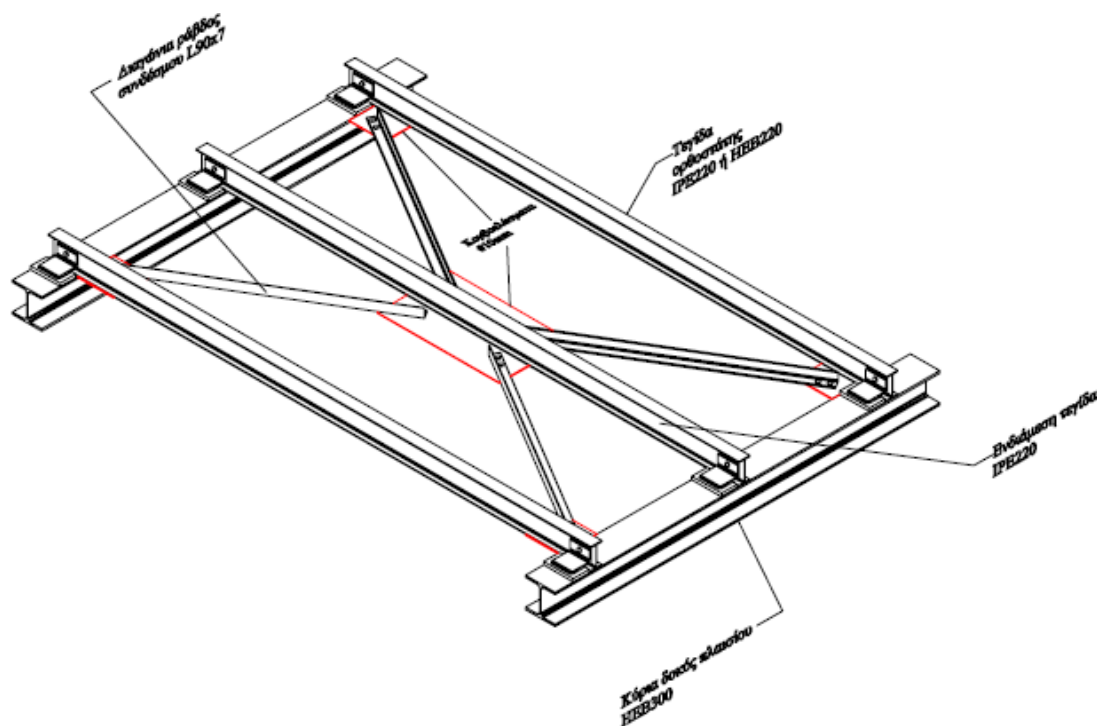
B) Η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων.

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 των κυρίων πλαισίων (Εικόνα 1). Κατά κανόνα, οριζόντιοι σύνδεσμοι τοποθετούνται στα ακραία φατνώματα. Σε περίπτωση κτιρίου μεγάλου μήκους και κατασκευής αρμού διαστολής τοποθετούνται στα φατνώματα εκατέρωθεν του αρμού.

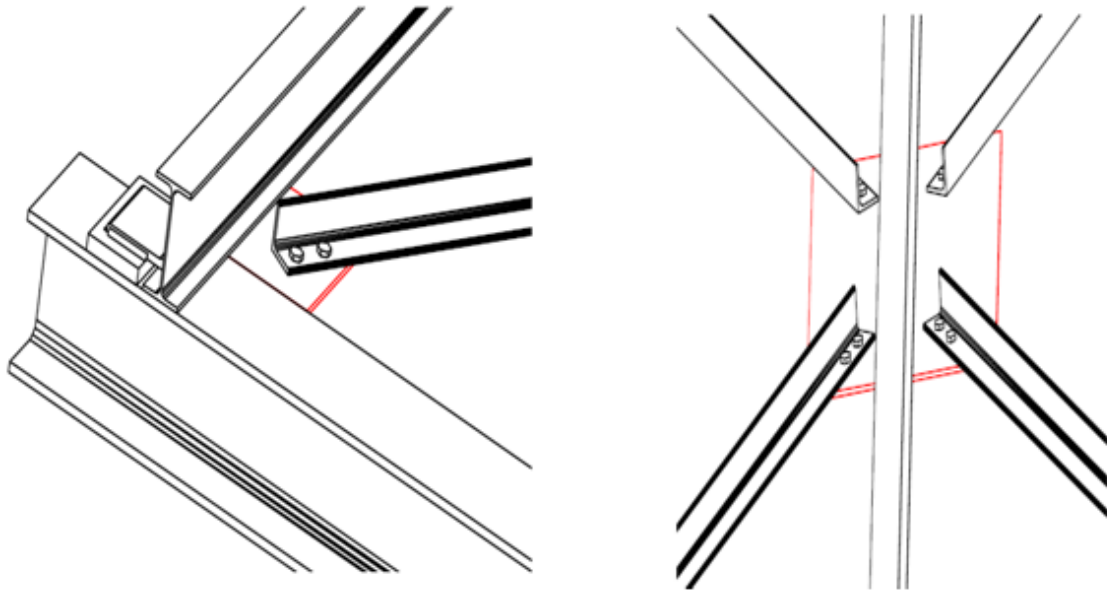
Οι διαγώνιες ράβδοι τοποθετούνται ανά δεύτερη τεγίδα. Η διάταξη τους μπορεί να διαμορφώνεται με (Εικόνα 1.6) ή χωρίς τη συμμετοχή των τεγίδων. Στο υπό μελέτη μεταλλικό κτίριο οι σύνδεσμοι σχεδιάστηκαν και υπολογίστηκαν με συμμετοχή των τεγίδων. Εκ των δύο διαγωνίων ράβδων με τις ενδιάμεσες τεγίδες εξυπηρετεί την αποφυγή βελών υπό το ίδιο βάρος και επομένως την άμεση ενεργοποίησή τους κατά τη δράση των οριζόντιων φορτίων.



**Εικόνα 1.6. Διάταξη συνδέσμου δυσκαμψίας με συμμετοχή τεγίδας**

Η διαστασιολόγηση των συνδέσμων γίνεται με βάση τις διαγώνιους των ακραίων φαντωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες. Κατά κανόνα, για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους. Οι συνδέσεις των διαγωνίων ράβδων στους κόμβους εκτελούνται στο εργοτάξιο και για το λόγο αυτό είναι κοχλιωτές (Εικόνα 1.7). Η συνήθως χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα ισοσκελή γωνιακά. Για τη διαστασιολόγηση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η μειωμένη αντοχή τους λόγω της έκκεντρης σύνδεσής τους μέσω του ενός σκέλους τους. Ως διαγώνιες ράβδοι μπορεί να χρησιμοποιούνται εναλλακτικά κοίλες κυκλικές διατομές χωρίς όμως να εξασφαλίζεται οικονομικότερο αποτέλεσμα ή και συρματόσκοινα με κατάλληλα

ακραία στοιχεία για τη σύνδεσή τους, των οποίων η τάνυση γίνεται μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής.



**Εικόνα 1.7. Κοχλιωτές συνδέσεις διαγώνιων ράβδων στους κόμβους**

### **1.3.2β Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας**

Όταν φορτία δρουν κατά τη διεύθυνση των κυρίων φορέων παραλαμβάνονται από αυτούς μέσω της πλαισιακής τους λειτουργίας και μεταφέρονται στη θεμελίωση. 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 σε επιλεγμένες θέσεις (αντιανέμοιοι σύνδεσμοι μεταξύ υποστυλωμάτων ή κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας), (Εικόνα 1.8).



**Εικόνα 1.8. Κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας**

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

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

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

Γ) Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά την διάρκεια της ανέγερσής της.

Τα κατά μήκος συστήματα δυσκαμψίας θα πρέπει να διαθέτουν επιπρόσθετη αντοχή για παραλαβή των απαιτούμενων δυνάμεων πλευρικής στήριξης των υποστυλωμάτων. Οι δυνάμεις αυτές φτάνουν στα εγκάρσια συστήματα δυσκαμψίας μέσω των μηκίδων

Όταν διαμορφώνονται πλαίσια και κατά την διαμήκη διεύθυνση υπάρχουν οι εξής εναλλακτικές δυνατότητες:

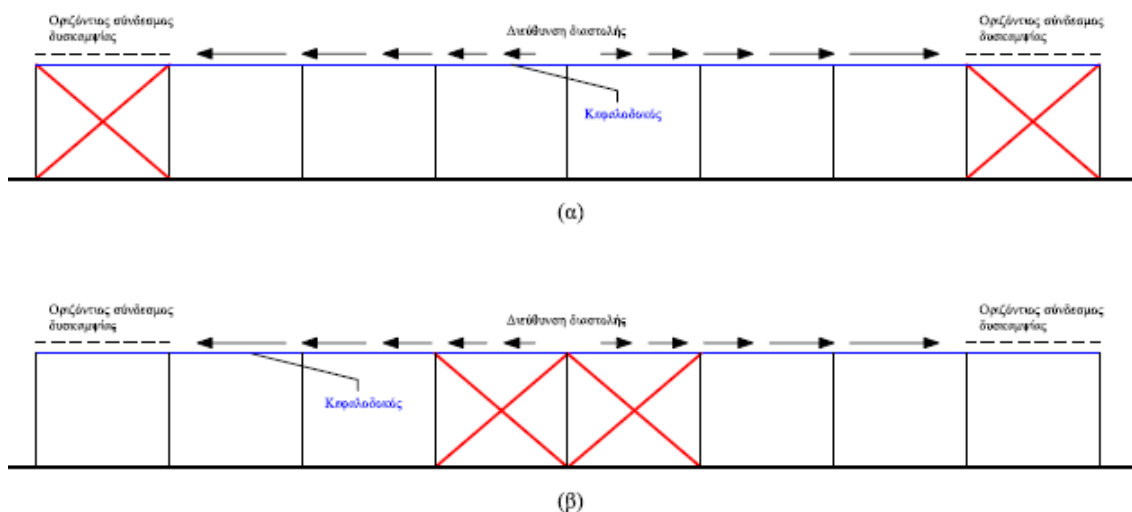
A) Διαμόρφωση κεφαλοδοκών με συνδέσεις ροπής προς όλα τα υποστυλώματα και διατομή επαρκή για την πλαισιακή λειτουργία. Στα κατά μήκος αυτά πλαίσια τα υποστυλώματα συμβάλλουν με την αδράνεια περί τον ασθενή τους άξονα.

B) Διαμόρφωση ενισχυμένων πλαισιακών φατνωμάτων με διαφοροποιούμενη 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.

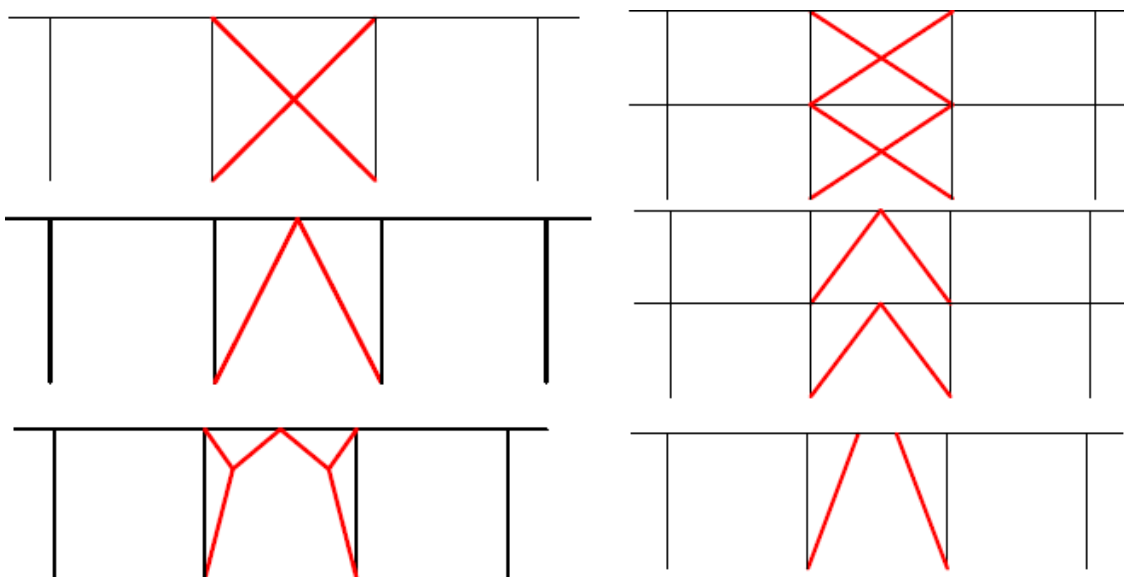
Για την εξασφάλιση της κατά μήκος δυσκαμψίας, συνηθέστερα διαμορφώνονται σε επιλεγόμενα φατνώματα μεταξύ υποστυλωμάτων δικτυωτού τύπου στοιχεία δυσκαμψίας τα οποία παραλαμβάνουν το σύνολο των οριζόντιων δυνάμεων.

Τα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας διατάσσονται επίσης ανά πέντε έως επτά φατνώματα, αναλόγως του συνολικού αριθμού φατνωμάτων. Κατ' αρχήν μπορεί να διατάσσονται στα ίδια φατνώματα, στα οποία τοποθετούνται τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας (α). 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 (β), 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.



**Εικόνα 1.9. Θέσεις κατακόρυφων συστημάτων δυσκαμψίας**

Από την εικόνα 1.10 διακρίνουμε διάφορες μορφές συνδέσμων στις οποίες, σε άλλες οι ράβδοι συμβάλλουν στους κόμβους χωρίς εκκεντρότητα και σε άλλες η διαγώνιος τοποθετείται έκκεντρα. Στους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα όλες οι ράβδοι συνδέονται κατά κανόνα στα άκρα τους με απλές κοχλιωτές συνδέσεις και επομένως καταπονούνται μόνο από αξονικές δυνάμεις.



**Εικόνα 1.10. Μορφές κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας**

Πολύ συνηθισμένος τύπος συνδέσμου είναι ο διαμορφούμενος με χιαστί ράβδους (Εικόνα 1.8) στον οποίο επιτρέπεται να υποτεθεί ότι κατά τη δράση των οριζόντιων φορτίων, εκ των δύο διαγωνίων κάθε φατνώματος του συνδέσμου, ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη. Οι διαγώνιες μπορούν να αναπτύξουν, ως εφελκόμενα στοιχεία, σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις προ της αστοχίας τους και έτσι οι σύνδεσμοι των μορφών αυτών δικαιολογούν μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς.

Για τις διαγώνιες ράβδους μπορεί να χρησιμοποιούνται διατομές από απλά ή διπλά γωνιακά, κοίλες διατομές U ή ακόμη και συρματόσκοινα (όμοια διαδικασία με τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας). Είναι δυνατόν οι δύο διαγώνιες ράβδοι των διαφορετικών κατευθύνσεων, να τοποθετούνται σε διαφορετικά φατνώματα, αντί να συνυπάρχουν στο ίδιο.

### **1.3.3 Τεγίδες**

Οι τεγίδες (όπως και οι μηκίδες και οι μετωπικοί στύλοι) αποτελούν δομικά στοιχεία συμπλήρωσης του κελύφους του μονώροφου. Τα επιβαλλόμενα φορτία (χιόνι, άνεμος κ.λπ.) ασκούνται κατ' αρχήν επί των φύλλων επικάλυψης και πλευρικής επένδυσης του κτιρίου, μεταφέρονται στις τεγίδες και τις μηκίδες και μέσω αυτών δρουν επί του φέροντος συστήματος.

Ο ρόλος των τεγίδων(Εικόνα 1.11) στο κτίριο είναι κυρίως η μεταφορά των δράσεων στους κύριους φορείς αλλά και δευτερευόντως η συμμετοχή τους στα συστήματα οριζόντιας δυσκαμψίας και πλευρικής στήριξης στα ζυγώματα.

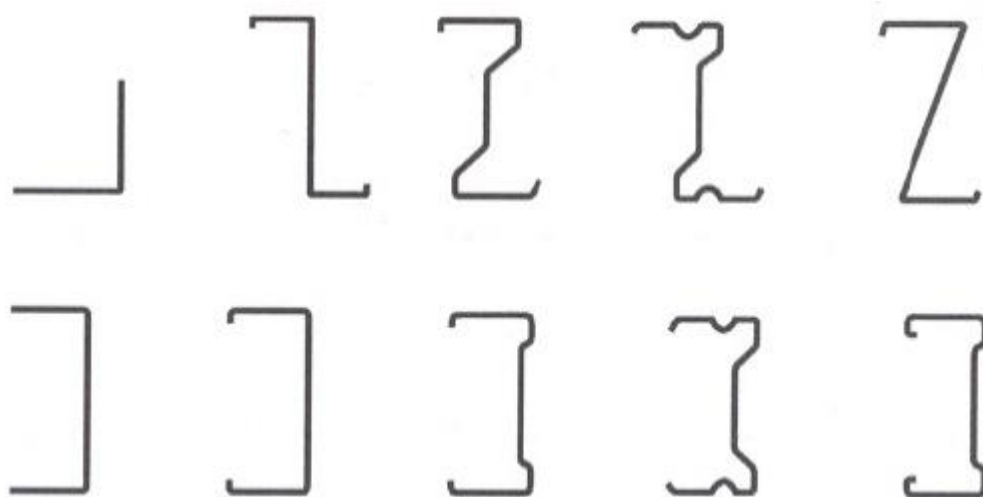




**Εικόνα 1.11. Τεγίδες**

Οι αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων κυμαίνονται μεταξύ 1,30 m και 4,00m. Η επιλογή της απόστασης κατά στο 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. Οικονομικές μπορεί να θεωρούνται αποστάσεις ίσες προς την ενδεικτική διάσταση των 1.80m.

Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, μπορεί δε να σχεδιάζονται ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I συνηθέστερα από τη σειρά ΙΡΕ. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων, όπου η κάμψη και ως προς του δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές συνήθως από σειρά ΗΕΑ. Όταν ορισμένες τεγίδες, χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανέμιων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές από τη σειρά ΗΕΒ. Οι συνηθέστερες παρόλα αυτά μορφές τεγίδων, είναι εν ψυχρώ διαμορφωμένες διατομές κατηγορίας C και ιδίως Z (Εικόνα 1.12). Τα πέλματα των διατομών αυτών είναι εφοδιασμένα με εγκάρσιες νευρώσεις στα άκρα τους ώστε το πέλμα, όταν βρίσκεται σε θλίψη, να καθίσταται ενεργό.



**Εικόνα 1.12. Διατομές ψυχρής έλασης**

Οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ των διαδοχικών 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.

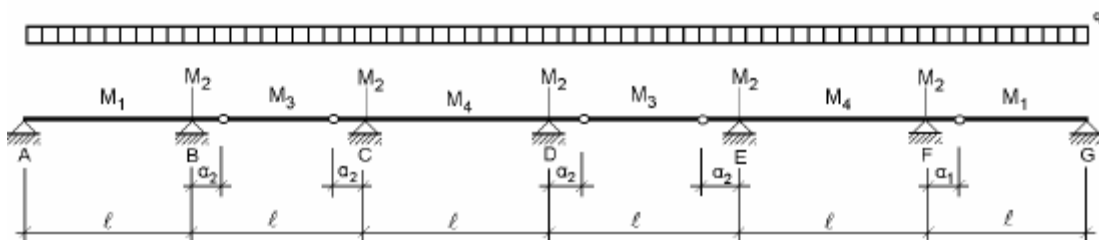
Τα αμφιέριστα στοιχεία παρουσιάζουν απλότητα στις συνδέσεις και ευκολία στην ανέγερση. Για δεδομένα όμως φορτία σχεδιασμού καταπονούνται, συγκριτικά με άλλες στατικές μορφές, από μεγάλες καμπτικές ροπές και παρουσιάζουν μεγάλες παραμορφώσεις, απαιτούν δηλαδή τελικώς σχετικά μεγαλύτερες διατομές. Οι συνδέσεις

σε κάθε άκρο, λαμβανομένων υπόψη και των δευτερευουσών λειτουργιών των τεγίδων είναι σκόπιμο να γίνονται με τουλάχιστον δύο βίδες.

Τεγίδες συνεχείς επί δυο διαδοχικών ανοιγμάτων μπορεί να κατασκευάζονται από ράβδους που έχουν εξαρχής το επιθυμητό μήκος και να περιορίζεται η απαιτούμενη κατεργασία (κοπές, συγκολλήσεις για τη διαμόρφωση τμημάτων επιθυμητού μήκους κλπ.). 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 της ανέγερσης.

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

Πολύ συνηθισμένος τύπος τεγίδας, όταν χρησιμοποιούνται ελατές διατομές, είναι οι συνεχείς τεγίδες με αρθρώσεις (δοκοί Gerber). Διαμορφώνονται κατά το μήκος τους τόσες αρθρώσεις, ώστε η δοκός να γίνει ισοστατική (Εικόνα 1.13).



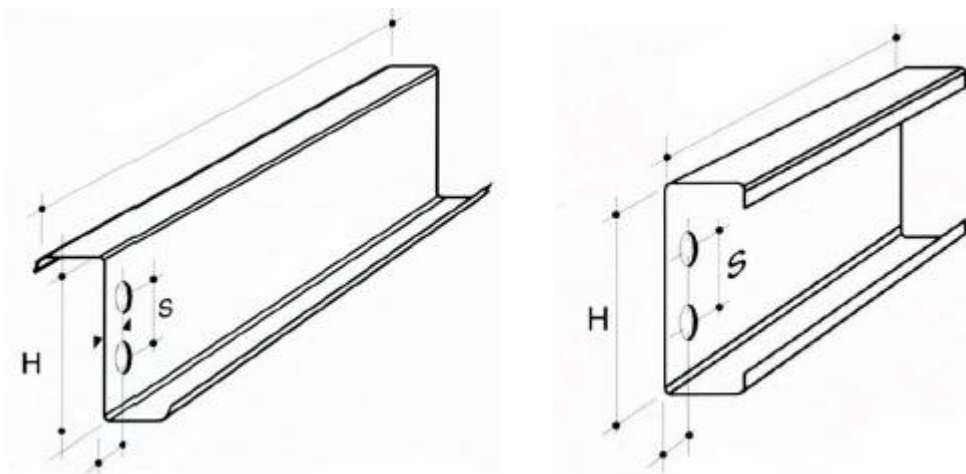
Εικόνα 1.13. Παράδειγμα Δοκού Gerber

### 1.3.4 Μηκίδες

Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο παρόμοιο με τις τεγίδες και πολλές φορές έχουν και ίδια διατομή. Βασική τους λειτουργία είναι η στήριξη των φύλλων πλευρικής επένδυσης, επομένως η κύρια φόρτισή τους είναι η ανεμοπίεση. Οι παραμορφώσεις λόγω κατακόρυφων φορτίων (ίδιο βάρος μηκίδας, βάρος επένδυσης) αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό από την πρόβλεψη ελκυστήρων, οι οποίοι άνω ή σε ενδιάμεσες θέσεις μεταφέρουν τα φορτία αυτά στα υποστυλώματα μέσω λοξών ράβδων.

Οι μηκίδες διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα, για τα οριζόντια φορτία, στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και αρθρωτές δοκοί.

Χρησιμοποιούνται οι ίδιες κατηγορίες, τύποι και μεγέθη διατομών που χρησιμοποιούνται και για τις τεγίδες, καθώς επίσης και οι ίδιοι τύποι στηριγμάτων.

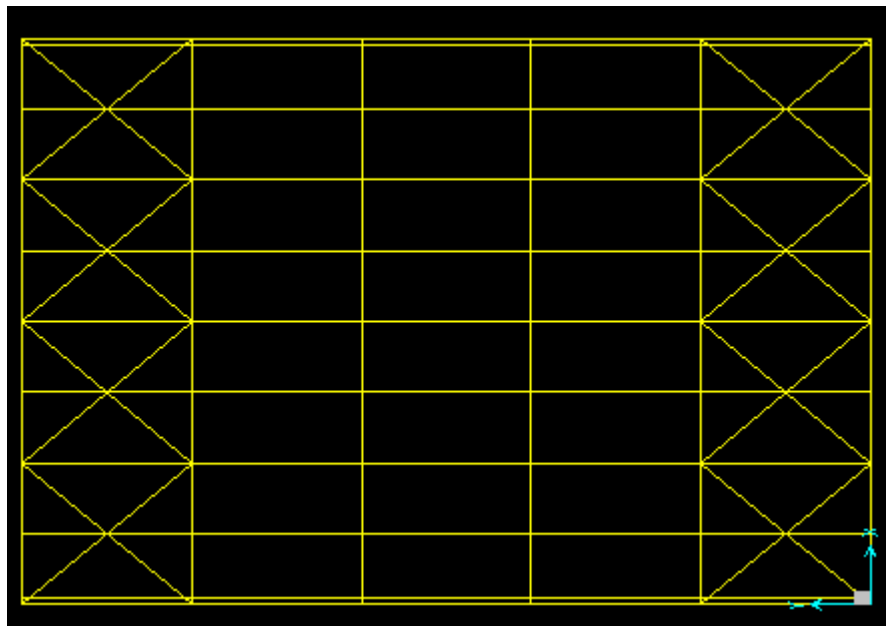


**Εικόνα 1.14. Διατομές ψυχρής έλασης C και Z**

Οι συνηθισμένες αποστάσεις μεταξύ μηκίδων είναι 1,50 m έως 2,50 m. Στις στάθμες των ποδιών και πρεκιών των παραθύρων τοποθετούνται πάντοτε μηκίδες, 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.

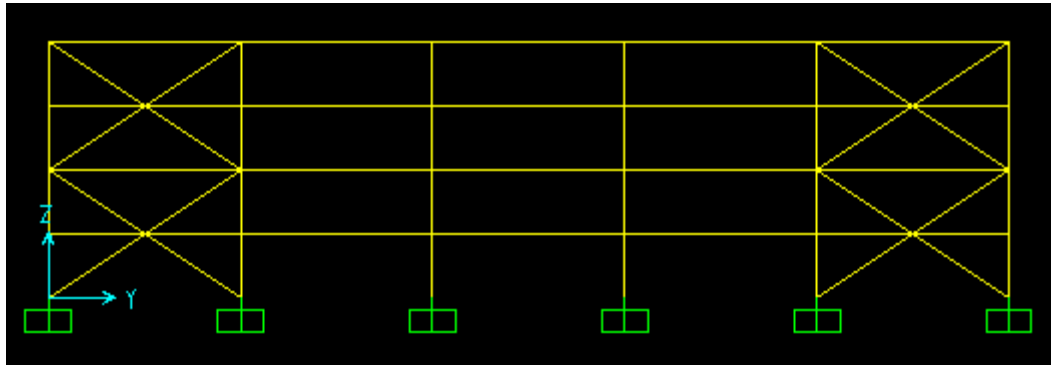
## 1.4 Γεωμετρία Φορέα (ΚΥΡΙΑΣ ΛΥΣΗΣ)

Όπως φαίνεται στην κάτοψη το κτίριο αποτελείται από έξι διαδοχικά ισαπέχοντα ισοκλινή πλαίσια και έχει συνολικό μήκος 30 μέτρα. Το άνοιγμα των πλαισίων είναι 20 μέτρα. Στο πρώτο και το τελευταίο φάτνωμα διατάσσονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Οι κεφαλές των υποστυλωμάτων ενώνονται με κεφαλοδοκό. Κατά μήκος του κτιρίου και στη στάθμη της οροφής του διατάσσονται τεγίδες ανά 2,50 μέτρα.



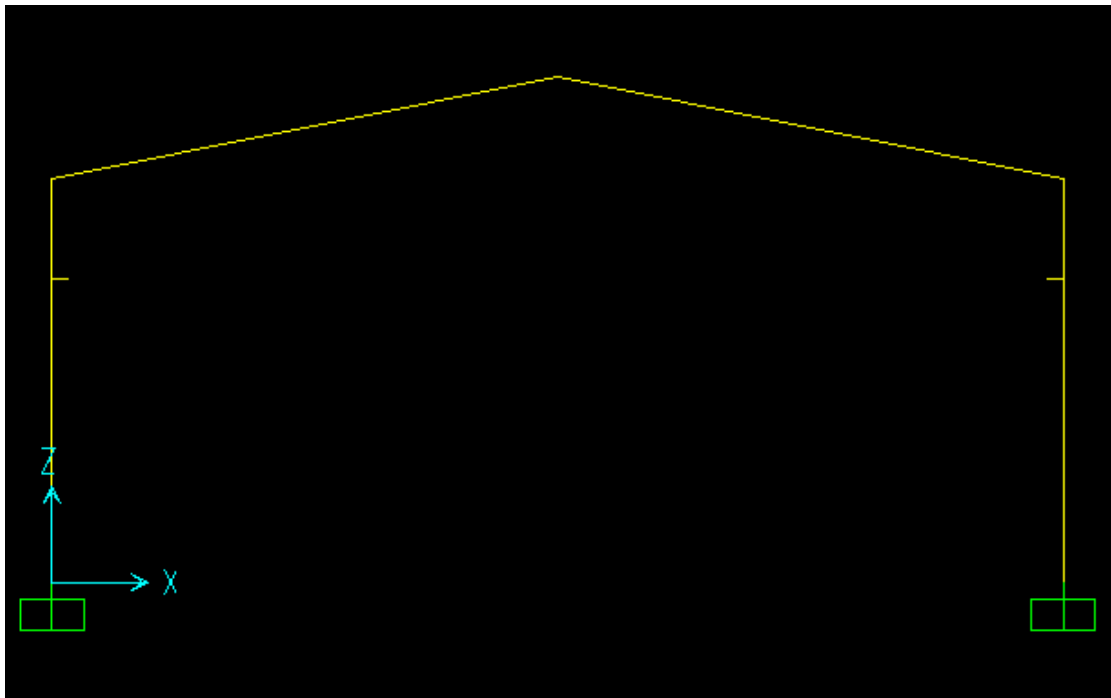
Σχήμα 1.7 Κάτοψη (στέγη και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας)

Στην πλάγια όψη του κτιρίου (Σχήμα 1.8) φαίνονται τα υποστυλώματα, τα οποία έχουν ύψος 8 μέτρα. Κατά αντιστοιχία με την διάταξη των οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας, διατάσσονται στα ίδια φάτνωματά οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι όπως φαίνεται στο κατώθι σχήμα. Στην πλάγια όψη παρουσιάζονται επίσης οι μηκίδες της κατασκευής μας που τοποθετούνται ανά 2 μέτρα.



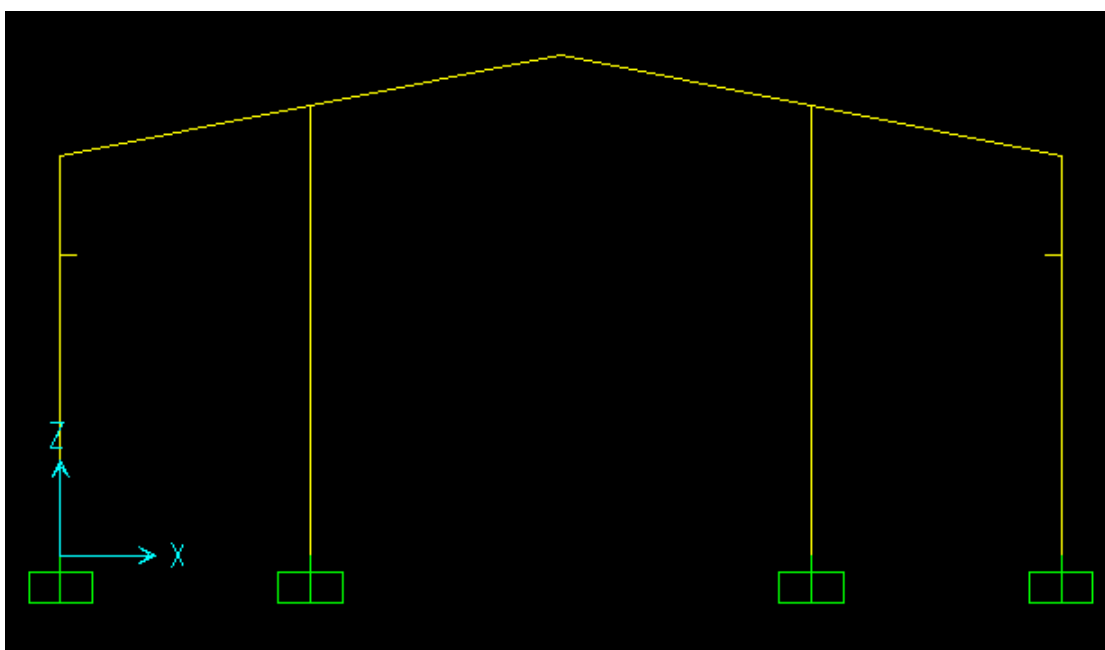
Σχήμα 1.8 Πλάγια Όψη

Στην μετωπική όψη του κτιρίου (Σχήμα 1.9) φαίνονται οι κοντοί πρόβολοι στους οποίους εδράζεται η δοκός κύλισης. Ο άξονας της διατομής τους βρίσκεται σε ύψος 6 μέτρων και το μήκος τους είναι 0,35 μέτρα. Η κλίση των ζυγωμάτων είναι 20% περίπου  $11,31^\circ$  μοίρες.



Σχήμα 1.9 Μετωπική Όψη

Στο εμπρόσθιο τμήμα του υπόστεγου για την είσοδο και την έξοδο οχημάτων μεταφοράς μαρμάρων έχει διαμορφωθεί θύρα μεγάλων διαστάσεων. Το άνοιγμά της είναι 10 μέτρα και το ύψος της 9 μέτρα. Επίσης για λόγους ομαλότερης παραλαβής φορτίων της κατασκευής μας, έχουν τοποθετηθεί από δυο μετωπικοί στύλοι και στις δυο όψεις (βόρεια, νότια) του κτιρίου μας(βλ. σχήμα 1.10).



**Σχήμα 1.10 Εμπρόσθια (Νότια) Όψη**





## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΗΣ**

### **2.1 ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ**

Σε μια κατασκευή δρουν διάφορων ειδών φορτίσεις για τις οποίες το ακριβές μέγεθος και η ακριβής θέση επιβολής, είναι συχνά δύσκολο να προσδιοριστούν. Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων <<καταστάσεων σχεδιασμού>>, που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή κατά τη φάση ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της (50 χρόνια για κτηριακά έργα και άλλες κοινές κατασκευές).

Οι καταστάσεις σχεδιασμού, ταξινομούνται ως ακολούθως:

- Καταστάσεις διαρκείας (persistent), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις (accidental), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη ή πρόσκρουση.
- Καταστάσεις σεισμού (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία αγνοήθηκαν οι τυχηματικές καταστάσεις.

### **2.2 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ**

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit states)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit states)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής, όπως μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ενοχλητικές ταλαντώσεις για τους ενοίκους κ.λ.π.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία έγινε έλεγχος για την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

## 2.3 ΕΙΔΗ ΔΡΑΣΕΩΝ

Οι δράσεις που επιβάλλονται στην κατασκευή διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

Ως προς τον τρόπο επιβολής,

- άμεσες (direct), π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία.
- έμμεσες (indirect), π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρηση στηρίξεων ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού.

Ως προς τον χρόνο,

- μόνιμες (G, permanent), π.χ. ιδία βάρη της κατασκευής, προσαρτήματα κλπ
- μεταβλητές (Q, variable), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτηρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου
- τυχηματικές (A, accidental), π.χ. εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων.

Ως προς τη θέση τους,

- καθορισμένες (fixed), π.χ. ιδίο βάρος
- ελεύθερες (free), π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

Ως προς τη φύση τους,

- στατικές
- δυναμικές

Στην παρούσα διπλωματική εργασία είχαμε τις εξής κατηγορίες φορτίων,

Στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 2.1) φαίνονται τα φορτία της κατασκευής ανά κατηγορία όπως εισήχθησαν στο SAP2000:

ΕΙΔΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΔΡΑΣΗ	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ
ΜΟΝΙΜΑ	ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΣΚΕΛΕΤΟΥ	DEAD[G]
ΜΟΝΙΜΑ	ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ+ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΙΚΕΣ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ	DEAD[G]
ΚΙΝΗΤΑ	ΧΙΟΝΙ	ΧΙΟΝΙ[S]
ΚΙΝΗΤΑ	ΑΝΕΜΟΣ	AnemosT_[W]
ΚΙΝΗΤΑ	ΕΡΓΑΤΗ	KINITO[Q]
ΚΙΝΗΤΑ	ΦΟΡΤΙΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ	GERANOGEFYRA_[G]
ΤΥΧΗΜΑΤΙΚΑ	ΣΕΙΣΜΟΣ	E_

**Πίνακας 2.1 Υπόμνημα Φορτίων**

Επιπρόσθετα παραθέτουμε τον αναλυτικό πίνακα όπως διαμορφώνεται τελικώς στο λογισμικό μας:

<b>TABLE: Load Case Definitions</b>			
<b>Case</b>	<b>Type</b>	<b>ModalCase</b>	<b>DesignType</b>
Text	Text	Text	Text
DEAD	LinStatic		DEAD
MODAL	LinModal		OTHER
KINITO	LinStatic		LIVE
XIONI	LinStatic		SNOW
AnemosTK0	LinStatic		WIND
AnemosTK0_a	LinStatic		WIND
AnemosTK+90	LinStatic		WIND
AnemosTA0	LinStatic		WIND
AnemosTA+90	LinStatic		WIND
AnemosTA-90	LinStatic		WIND
GERANOGEFYRAmesi1	LinStatic		DEAD
GERANOGEFYRAmesi5	LinStatic		DEAD
GERANOGEFYRAakri1	LinStatic		DEAD
GERANOGEFYRAakri5	LinStatic		DEAD
EX	LinRespSpec	MODAL	QUAKE
EY	LinRespSpec	MODAL	QUAKE
lygismos1	LinBuckling		DEAD
lygismos2	LinBuckling		OTHER
lygismos3	LinBuckling		OTHER
lygismos4	LinBuckling		OTHER
lygismos5	LinBuckling		OTHER
lygismos6	LinBuckling		OTHER
lygismos7	LinBuckling		OTHER

**Πίνακας 2.1β Πίνακας Φορτίων**

## **2.4 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ**

### **2.4.1 Ιδίο Βάρος Στοιχείων Κατασκευής**

Για τη χαρακτηριστική τιμή του ιδίου βάρους των επιμέρους στοιχείων θα πρέπει να υπάρχουν δεδομένα (προδιαγραφές προϊόντων, ζύγισμα κ.λ.π.), διαφορετικά γίνεται εκτίμηση αυτών με βάση τις ονομαστικές διαστάσεις και πυκνότητες των

υλικών αυτών. Ελλείπει δεδομένων στην υπάρχουσα μελέτη ο υπολογισμός και η ομοιόμορφη κατανομή των ιδίων βαρών των στοιχείων γίνεται αυτόματα από το στατικό πρόγραμμα SAP2000 με τα εξής δεδομένα:

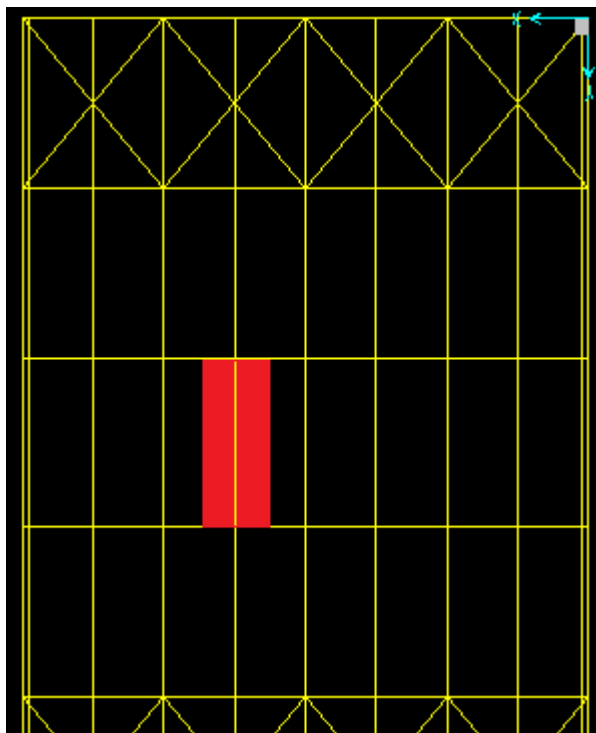
- Χάλυβας ποιότητας S235
- Μέτρο ελαστικότητας  $E=210.000.000$  MPa
- Λόγος Poisson  $\nu=0,30$
- Πυκνότητα χάλυβα  $\rho=7850$  Kg/m<sup>3</sup>
- Συντελεστής  $\alpha=0,000012$

Η γεωμετρία κάθε διατομής και τα αδρανειακά της χαρακτηριστικά υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα.

#### 2.4.2 Φορτία Φύλλων Επικάλυψης + Φορτία λόγω Μηχανολογικών Εγκαταστάσεων

Ως υλικό επικάλυψης και πλαγιοκάλυψης χρησιμοποιούνται ορθογωνικά panel, τα οποία αποτελούνται από δυο μεταλλικά φύλλα με ενδιάμεση στρώση μονωτικού υλικού και εισάγουν στον φέροντα οργανισμό πρόσθετο μόνιμο φορτίο **0,15 kN/m<sup>2</sup>** (βάρους panel 15kg/m<sup>2</sup>). Στο εσωτερικό της κατασκευής λειτουργούν διάφορες μηχανολογικές εγκαταστάσεις (φωτισμός, εξαερισμός κ.λ.π.) οι οποίες θεωρούμε ότι αναρτώνται επί των τεγίδων. Έτσι θεωρούμε λόγω του βάρους των μηχανολογικών εγκαταστάσεων ένα ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο μεγέθους **0,20 kN/m<sup>2</sup>**. Το συνολικό φορτίο **0,35 kN/m<sup>2</sup>** μεταβιβάζεται στον φορέα μέσω των τεγίδων, κάθε μια από τις οποίες αναλαμβάνει φορτίο που προκύπτει από τις φορτικές επιφάνειες που φαίνονται στο σχήμα 2.1. Οι ακραίες τεγίδες φορτίζονται με τη μισή φορτική επιφάνεια.

- Φορτική επιφάνεια τεγίδας:  $2,5 \text{ m} \times 6 \text{ m} = 15 \text{ m}^2$
- Μήκος αμφιέριστης τεγίδας: 6m
- Φορτίο επικάλυψης που αναλαμβάνει κάθε τεγίδα:  
 $15 \text{ m}^2 \times 0,35 \text{ kN/m}^2 = 5,25 \text{ kN}$
- Ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο επί τεγίδας:  $5,25 \text{ kN} / 6 \text{ m} = 0,875 \text{ kN/m}$



Σχήμα 2.1 Φορτική Επιφάνεια Τεγίδας

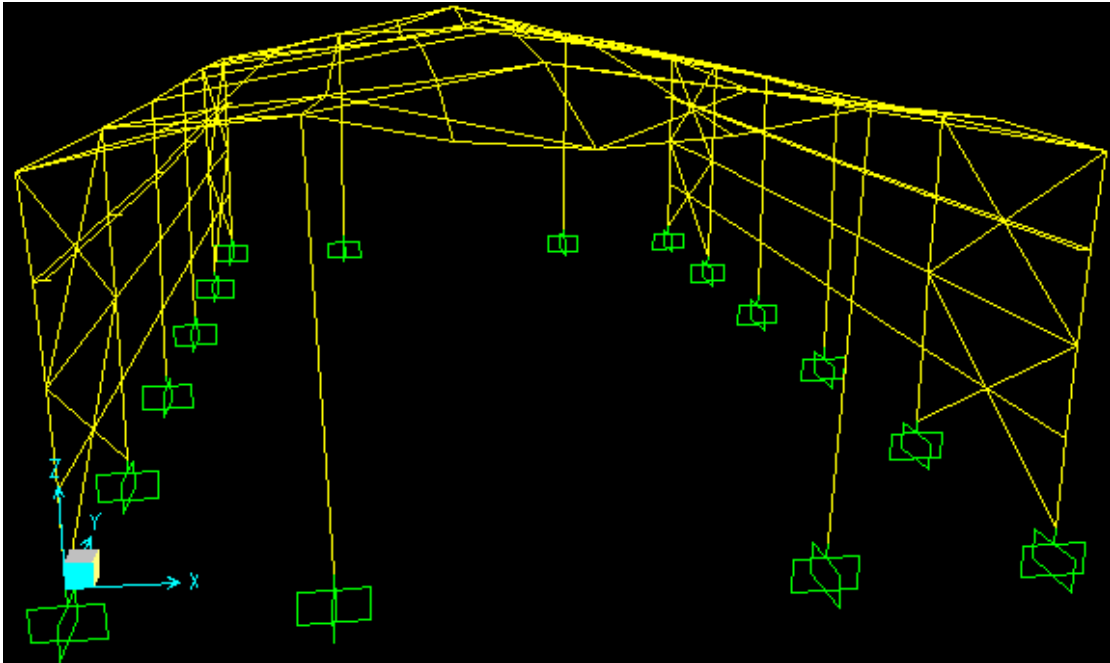
## 2.5 Μεταβλητά Φορτία

Τα μεταβλητά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή μας είναι το χιόνι, ο άνεμος και το φορτίο εργάτη. Τα παραπάνω κινητά φορτία επιδρούν στην κατασκευή ως στατικές φορτίσεις. Επίσης, θα δούμε αναλυτικά στο κεφάλαιο 3, τα φορτία της γερανογέφυρας συμπεριλαμβάνονται στις μεταβλητές δράσεις.

## 2.6 Φορτίο Εργάτη

Για φορτίο εργάτη δεχτήκαμε τιμή  $100\text{kg}=1\text{kN}$  και το φορτίο αυτό τοποθετήθηκε στο δυσμενέστερο σημείο που είναι το μέσο του στεγάστρου.

Παρακάτω παρουσιάζεται η εικόνα παραμόρφωσης από φορτίο εργάτη όπως αυτή υλοποιήθηκε στο SAP 2000.



Σχήμα 2.2 Παραμόρφωση Φορέα για Φορτίο Εργάτη

## 2.7 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

Το Φορτίο Χιονιού είναι το κινητό φορτίο βαρύτητας με το οποίο υπολογίζονται οι επίπεδες και οι κεκλιμένες στέγες. Η τιμή του κινητού φορτίου λόγω χιονιού εξαρτάται από την κλίση της στέγης, την τοποθεσία αλλά και τον προσανατολισμό της κατασκευής ως προς την κύρια διεύθυνση που πνέουν οι άνεμοι.

Δεδομένου ότι το κτήριο μας βρίσκεται σε υψόμετρο κάτω των 1500m μπορούμε να εφαρμόσουμε τις οδηγίες του Ευρωκώδικα Μέρος 1-3 για τον υπολογισμό του φορτίου χιονιού.

Επίσης θεωρώντας ότι στην περιοχή του έργου επικρατούν κανονικές συνθήκες, δηλαδή χωρίς εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων, θα εφαρμοστεί αργότερα ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Το υψόμετρο του έργου μας είναι 200 μέτρα. Αυτό συνεπάγεται ότι ο συντελεστής συνδυασμού δράσεων κατά τον Ευρωκώδικα 1 είναι  $\psi_2=0$  (βατή στέγη).

Στη συνέχεια ακολουθεί ο αναλυτικός υπολογισμός των φορτίων χιονιού.

## Φορτίο χιονιού σε στέγες

Σύμφωνα με τα παραπάνω, το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές από την εξίσωση:

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

όπου:

$\mu_i$  είναι ο συντελεστής μορφής του 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. Για άλλες συνθήκες συνίσταται:

- Για έκθεση σε ισχυρούς ανέμους τιμή 0,83
- Για κατασκευές προστατευμένες (από κτίρια ή δέντρα) τιμή 1,2

$C_t$  ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος συνήθως είναι 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 δρα κατακορύφως και αναφέρεται σε οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης.



## Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους [Sk]

Η χαρακτηριστική τιμή  $S_k$  για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης και για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνεται στο παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3. Η τιμή για την Ελλάδα προσδιορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα, το οποίο ορίζει τρεις ζώνες χιονιού (Πίνακας 2.2), με χαρακτηριστική τιμή  $S_{k,0}$  για κάθε μια και για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας ( $A=0$ ).

Ζώνη	$S_{k,0}$ (kN/m <sup>2</sup> )
A	0,4
B	0,8
Γ	1,7

**Πίνακας 2.2 Τιμές του χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού στο έδαφος,  $S_{k,0}$ , στην στάθμη της θάλασσας ( $A=0m$ ) συναρτήσει της ζώνης.**

Η χαρακτηριστική τιμή  $S_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου  $A$ , για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από την σχέση:

$$S_k = S_{k,0} \cdot (1 + (A/917)^2)$$

όπου:

$S_{k,0}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας

(για  $A=0$ ), σε kN/m<sup>2</sup>

$A$  είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας, σε m.

Σημείωση 2.1 : Οι τιμές που αναφέρονται παραπάνω είναι οι ελάχιστες τιμές που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά τον σχεδιασμό. Είναι σκόπιμο οι τιμές αυτές να επαληθεύονται με ερώτηση στις επιτόπου αρμόδιες αρχές.

### **Συντελεστής μορφής χιονιού [ $\mu_i$ ]**

Η τιμή του συντελεστή μορφής  $\mu_i$  προσδιορίζεται στην παράγραφο 5.3 του EC1-Μέρος 1-3. Ο συντελεστής σχήματος φορτίου εξαρτάται από την μορφή και την γεωμετρία ως εξής:

- α. Κεκλιμένη
- β. Επαναλαμβανόμενη
- γ. Κυλινδρική
- δ. Με απότομες αλλαγές ύψους στεγών
- ε. Συγκέντρωση χιονιού σε εμπόδια

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής λαμβάνονται υπόψη δυο μορφές φορτίου:

Η πρώτη για ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, αν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου

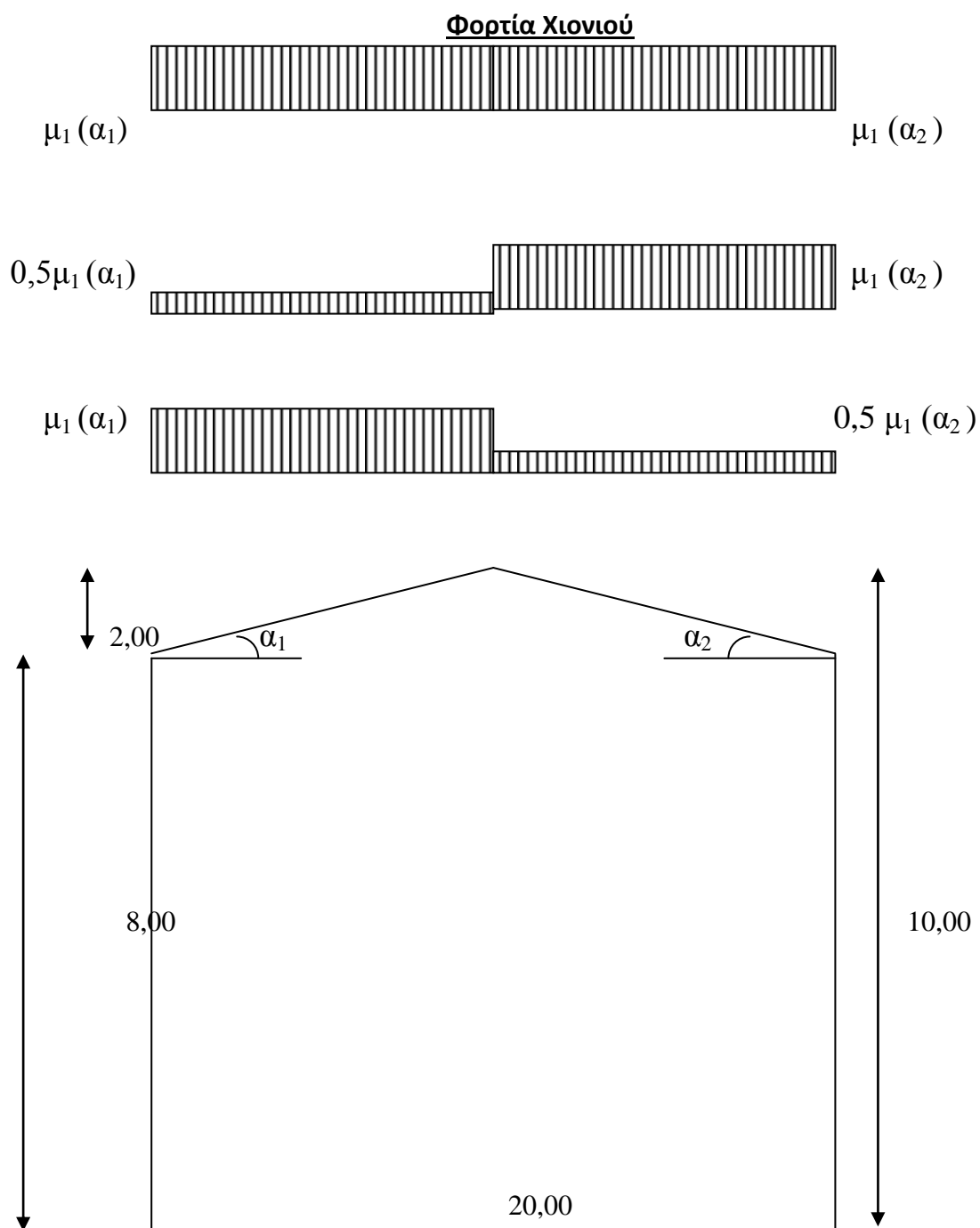
Η δεύτερη για αρχικά ασύμμετρη κατανομή, ή για τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή για ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).

Στην περίπτωση των κατασκευών που εξετάζονται στα πλαίσια της εργασίας επιλέγονται δικλινείς ισοκλινείς στέγες. Στο σχήμα 2.3 φαίνεται η διάταξη από την οποία προκύπτει ο συντελεστής μορφής για την περίπτωση των δικλινών στεγών.

Οι συντελεστές μορφής  $\mu_i$  φαίνονται στον Πίνακα 2.3 για διάφορες τιμές της γωνίας  $\alpha$ , όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

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

Πίνακας 2.3 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού



Σχήμα 2.3 Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

Δίκλινη στέγη στην Μεσσηνία. Κλίσεις  $\alpha_1=\alpha_2=11,31^\circ$

Η Μεσσηνία ανήκει στη ζώνη Ι άρα η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού για έδαφος στη στάθμη της θάλασσας είναι  $S_{k,0}=0.4 \text{ kn/m}^2$ .

Επειδή η κατασκευή είναι σε υψόμετρο 200μέτρων, άρα η χαρακτηριστική τιμή  $S_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους είναι:

$$S_k = S_{k,0} * (1 + (A/917)^2) = 0.419 \text{ kn/m}^2$$

Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού όπως προκύπτει από τον αντίστοιχο πίνακα:

Για  $\alpha_1=\alpha_2=11,31^\circ$  έχω  $\mu_{1,\alpha_1}=\mu_{2,\alpha_2}=0,8$

Συντελεστής έκθεσης  $C_e=1,0$  θεωρώντας ότι έχω κανονικές συνθήκες

Συντελεστής θερμότητας  $C_t=1,0$  θεωρώντας κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης

Άρα φορτία χιονιού στη στέγη:

$$S_{1,\alpha_1} = \mu_{1,\alpha_1} * C_e * C_t * S_k = 0.8 * 1 * 1 * 0.419 = 0.335 \text{ kn/m}^2$$

$$S_{1,\alpha_2} = \mu_{1,\alpha_2} * C_e * C_t * S_k = 0.8 * 1 * 1 * 0.419 = 0.335 \text{ kn/m}^2$$

Οι περιπτώσεις φόρτισης φαίνονται παραπάνω

Για την περίπτωση 1 θα έχω και στις δύο πλευρές  $S_1=0.335 \text{ kn/m}^2$

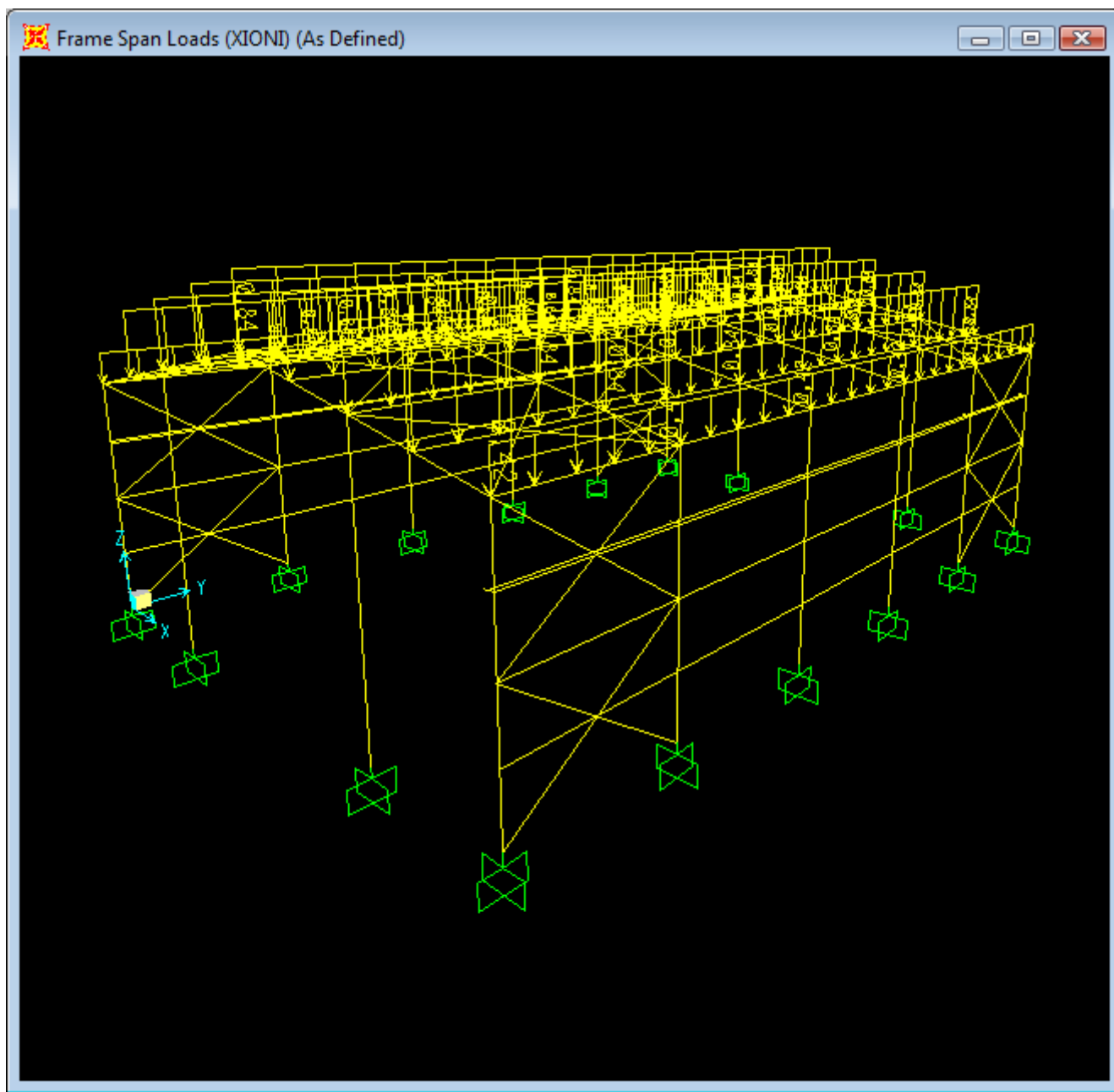
Στην περίπτωση 2 θα έχω στο ένα τμήμα της στέγης  $0,335 \text{ kn/m}^2$  και στο άλλο  $0,1675 \text{ kn/m}^2$

Στην περίπτωση 3 το αντίστροφο της 2

Για τον σχεδιασμό θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από αυτές.

Στην παρούσα διπλωματική εξετάζουμε μόνο την πρώτη περίπτωση, δηλαδή αυτή στην οποία και οι δυο πλευρές της στέγης καταπονούνται από το ίδιο φορτίο χιονιού,  $0.335 \text{ kn/m}^2$

Υπολογίζεται η φόρτιση χιονιού στις τεγίδες ανάλογα με τη φορτική επιφάνεια όπως ακριβώς και στα λοιπά μόνιμα..



Σχήμα 2.4 φορτία χιονιού επί των τεγίδων

## 2.8 ANEMOΠΙΕΣΗ

Οι δράσεις λόγω ανέμου σε κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού, στα επιμέρους στοιχεία και προσαρτήματά τους, για ύψη μέχρι 200m, υπολογίζονται σύμφωνα με μεθόδους του Μέρους 1-4 του Ευρωκώδικα 1. Στις κατασκευές από χάλυβα οι δράσεις αυτές είναι σημαντικές και αποτελούν σε κάποιες περιπτώσεις την βασική φόρτισή τους.

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις, είναι δε χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για πολλές κατασκευές η δυναμική αυτή επίδραση είναι μικρή, οπότε θεωρούμε τα φορτία ανέμου ως στατικά.

Η σημαντικότερη παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Ως βάση σχεδιασμού λαμβάνεται η μέγιστη ταχύτητα που προβλέπεται για την διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής. Το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης επηρεάζεται από τους παρακάτω παράγοντες:

- Γεωγραφική θέση της κατασκευής
- Φυσική θέση της κατασκευής
- Τοπογραφία
- Μέση ταχύτητα του ανέμου
- Σχήμα της κατασκευής
- Κλίση της στέγης
- Διεύθυνση του ανέμου

Σύμφωνα με το EN1991-1-4 και προκειμένου να απλοποιηθεί η εισαγωγή των δράσεων ανέμου στις κατασκευές, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις επί των εξωτερικών και εσωτερικών επιφανειών, με ομοιόμορφη κατανομή, είτε σε όλη την επιφάνεια μιας όψης, είτε σε τμήμα αυτής, τελικά οι δράσεις προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τόσο τις εσωτερικές όσο και τις εξωτερικές πιέσεις ανέμου ταυτόχρονα.

## Εξωτερική πίεση [ $W_e$ ]

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad , \text{όπου}$$

$q_p(z_e)$  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, δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad , \text{όπου}$$

$q_p(z_i)$  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, δίνεται από την παρακάτω σχέση:

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

$P$  είναι η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και την βαρομετρική πίεση κατά την διάρκεια ανεμοθύελλας ( $\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$ )

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

$C_e(z)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από την σχέση :

$$C_e(z) = q_p(z) / q_b \quad , \text{όπου}$$

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

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

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

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} \quad , \text{με}$$



$C_{dir}$	συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1)
$C_{season}$	συντελεστής εποχής (ίσος με 1)
$v_{b,0}$	θεμελιώδης τιμή της βασική ταχύτητας του ανέμου. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, για την Ελλάδα ορίζεται 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Η μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m(z)$ , εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, δίνεται δε από την παρακάτω σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad , \text{όπου}$$

$c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας

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

Η ένταση στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$I_v(z) = k_i / c_0(z) \cdot \ln(z/z_0) \quad , \text{όπου}$$

$k_i$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1)

Ο συντελεστής τραχύτητας προσομοιώνει τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής, λόγω του ύψους από το έδαφος και της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής. Δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0) \quad , \text{όπου } k_r = 0,19 \cdot (z_0 / z_{0,11})^{0,07} \text{ και}$$

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας σε m ανάλογα με την κατηγορία εδάφους

$z_{0,11}$  είναι 0,05m

Ο Πίνακας 2.4 παρουσιάζει τις κατηγορίες εδάφους και τις αντίστοιχες παραμέτρους της σχέσης που δίνει τον συντελεστή τραχύτητας.

Κατηγορία εδάφους	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ετεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	1,0	10

**Πίνακας 2.4 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι**

### **Δυναμικός συντελεστής [ $c_{sca}$ ]**

Για τον προσδιορισμό των δυνάμεων που προέρχονται από ανεμοπίεση σε μια κατασκευή, πρέπει να υπολογίζεται ο δυναμικός συντελεστής  $c_{sca}$ . Ο συντελεστής αποτελείται από δυο παραμέτρους, την παράμετρο μεγέθους  $c_s$  και την δυναμική παράμετρο  $c_d$ . Η πρώτη προσομοιώνει τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου της

μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας, ενώ η δεύτερη προσομοιώνει την αυξημένη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού. Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από το είδος της κατασκευής (χάλυβας – σκυρόδεμα), το ύψος και το πλάτος της. Υπολογίζεται είτε από διαγράμματα, είτε, σε περιπτώσεις που ξεπερνά την τιμή 1,10, με λεπτομερή διαδικασία που περιγράφεται στο Παράρτημα Β του Μέρους 1-4 του Ευρωκώδικα 1.

Για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15m, όπως οι περιπτώσεις κτιρίων που μελετώνται στα πλαίσια αυτής της εργασίας, η τιμή του  $c_{sd}$  μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

### **Συντελεστές εξωτερικής πίεσης [ $c_{pe}$ ]**

Ο συντελεστής πίεσης  $c_{pe}$  εξαρτάται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ , συνήθως δε δίνεται από πίνακες στον Ευρωκώδικα 1 για δύο χαρακτηριστικές τιμές,  $1m^2$  και  $10m^2$ . Φορτιζόμενη επιφάνεια είναι αυτή που μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης.

Η μεταβολή του συντελεστή πίεσης συναρτησει της φορτιζόμενης επιφάνειας και βασίζεται στη σχέση: για  $1m^2 \leq A \leq 10m^2$  ισχύει

$$c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A$$

Όσον αφορά στους κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτιρίου, αφού  $h=10m < b=30m$ .

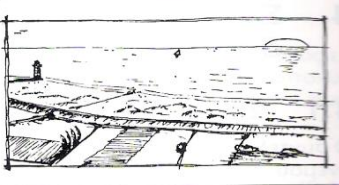
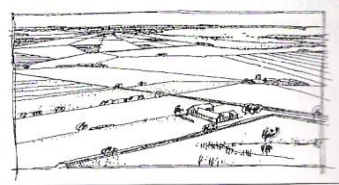
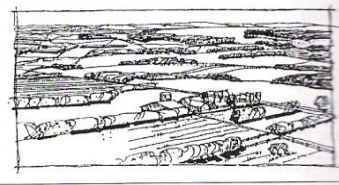
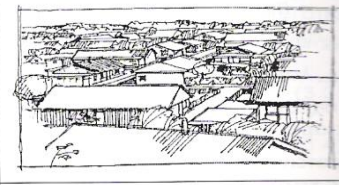
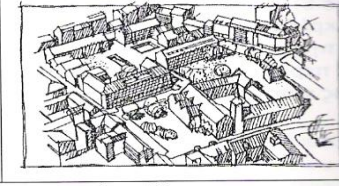
### **Επισήμανση για τον τρόπο λύσης της ανεμοπίεσης του έργου μας**

Οι δράσεις ανέμου όπως προαναφέραμε κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Στον Ευρωκώδικα 1 Μέρος 1-4 παρέχονται κανόνες και μέθοδοι υπολογισμού των δράσεων λόγω ανέμου σε κτήρια και έργα πολιτικού μηχανικού και στα επιμέρους στοιχεία και προσαρτήματα τους για ύψη μέχρι 200m. Βάσει αυτών των διατάξεων έγινε και ο υπολογισμός των φορτίων λόγω ανέμων για το εξεταζόμενο κτήριο και παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω.

Στην συνέχεια παρουσιάζεται αναλυτικά ο υπολογισμός των ανεμοπιέσεων. Διευκρινίζεται ότι στις τις περιπτώσεις όπου  $\theta=0^\circ$  για κλίσεις στεγών από  $\alpha= -5^\circ$  έως  $\alpha= +45^\circ$  η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσήνεμη πλευρά, έτσι δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, θα πρέπει να θεωρούνται τέσσερις περιπτώσεις, όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

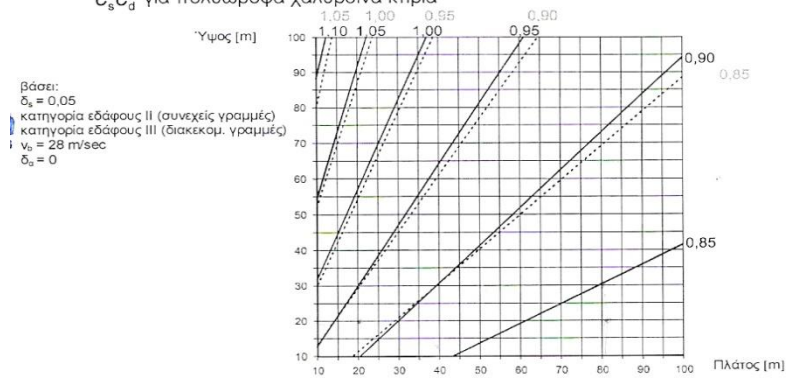
Στον έλεγχο της κατασκευής μας ελέγξαμε για τον συνδυασμό των μεγαλύτερων τιμών των επιφανειών F, G και H με τις μεγαλύτερες τιμές των επιφανειών I και J.

Για τον υπολογισμό των ανεμοπιέσεων χρησιμοποιήθηκαν διάφοροι πίνακες του Ευρωκώδικα, μέρος 1-4 οι οποίοι επισυνάπτονται συγκεντρωτικά παρακάτω.

<p><b>Κατηγορία εδάφους 0</b> Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους I</b> Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους II</b> Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους III</b> Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους IV</b> Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m</p>	

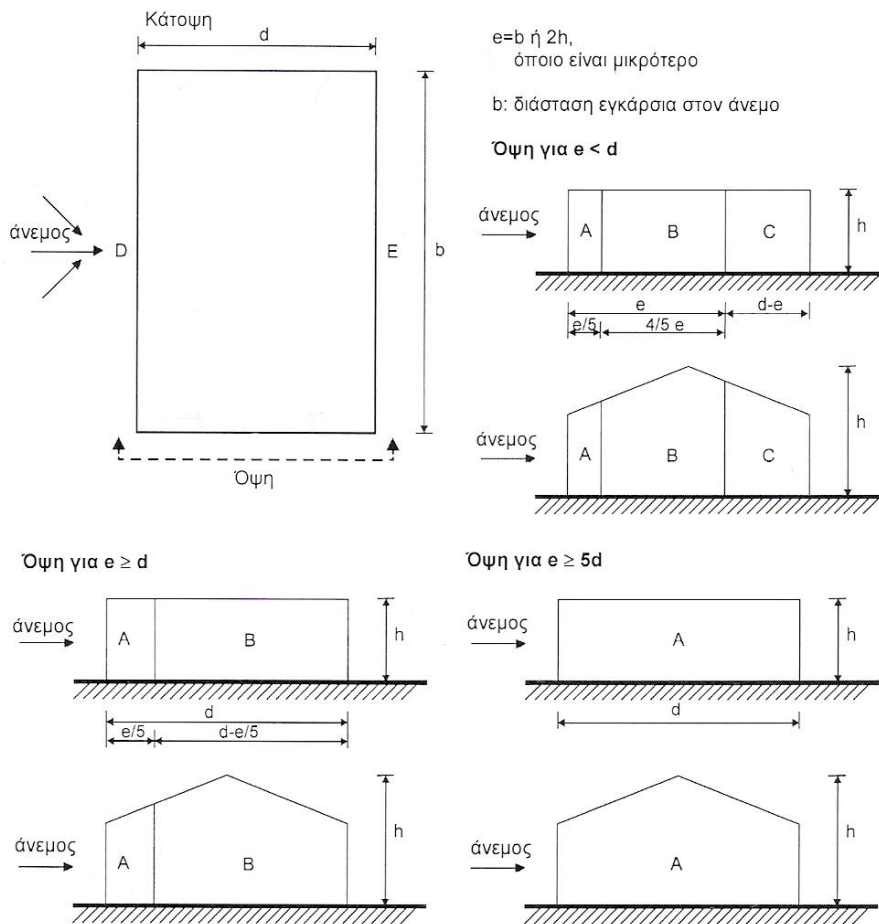
Σχ. 4.1 Απεικονίσεις της τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

$C_s C_d$  για πολυώροφα χαλύβδινα κτίρια



ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για τιμές που υπερβαίνουν το 1,10 ο υπολογισμός γίνεται με τη λεπτομερή διαδικασία (ελάχιστη αποδεκτή τιμή  $c_s c_d = 0,85$ )

- χ. 5.1**  $c_s c_d$  για πολυώροφα κτίρια από χάλυβα με ορθογωνική κάτοψη και κατακόρυφους εξωτερικούς τοίχους, με κανονική κατανομή μάζας και δυσκαμψίας (συχνότητα σύμφωνα με την εξίσωση (F.2) του prEN 1991-1-4).

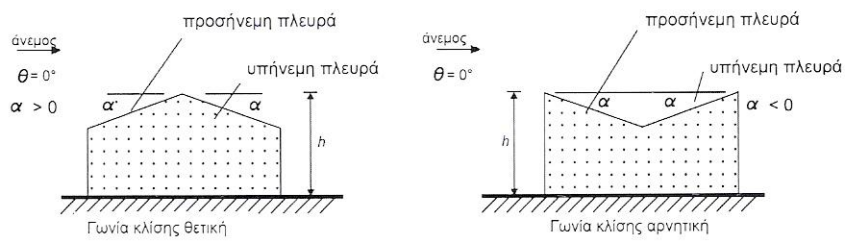


Σχ. 6.5 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

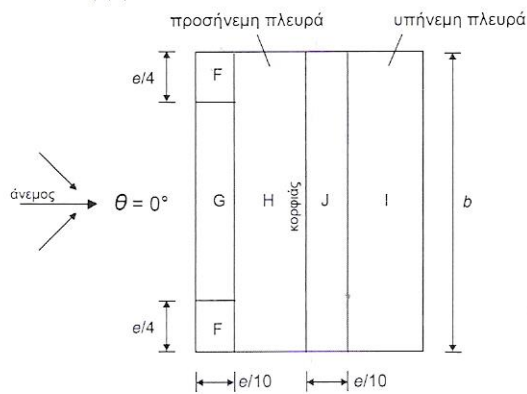
Πίνακας 6.1 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

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

Για ενδιάμεσες τιμές του  $h/d$  θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



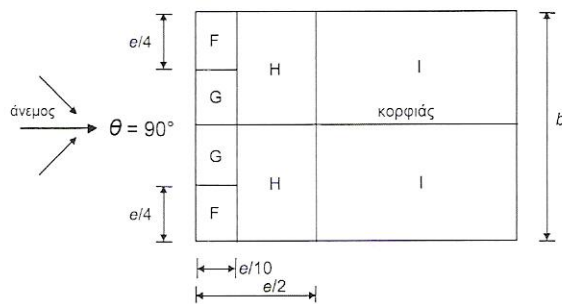
(α) γενικά



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

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

$b$  : διάσταση εγκάρσια  
στον άνεμο



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

### Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

Πίνακας 6.4α 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	

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

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου πρόσημου μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή (όχι παρεμβολή μεταξύ  $\alpha = +5^\circ$  και  $\alpha = -5^\circ$ , αλλά χρήση των δεδομένων για επίπεδες στέγες στο 7.2.3). Οι τιμές οι ίσες με μηδέν δίνονται για διευκόλυνση της παρεμβολής.



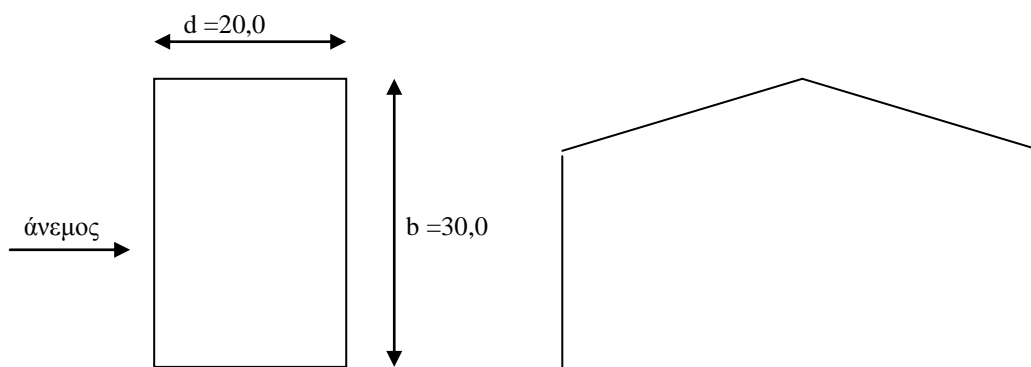
Πίνακας 6.4β Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινείς στέγες

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

### 2.8.1 Δράσεις Ανέμου για κλειστή θύρα

- Το έδαφος είναι κατηγορίας III αφού η κατασκευή βρίσκεται σε περιοχή με κτίρια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων, όπως βλέπουμε από τον πίνακα όπου απεικονίζεται η τραχύτητα για κάθε κατηγορία εδάφους.
- Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου είναι  $V_{b,0}=30\text{m/s}$

Για  $\theta = 0^\circ$



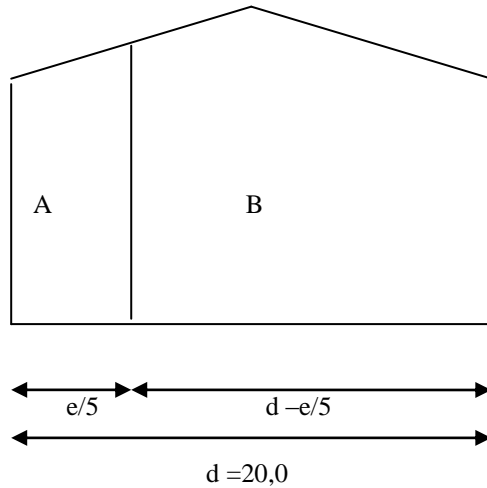
Για κτίρια με ύψος μικρότερο των 15m ( $h = 10,00\text{m}$ ) η τιμή του  $C_s * C_d$  μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

Έτσι,  $C_s * C_d = 1$

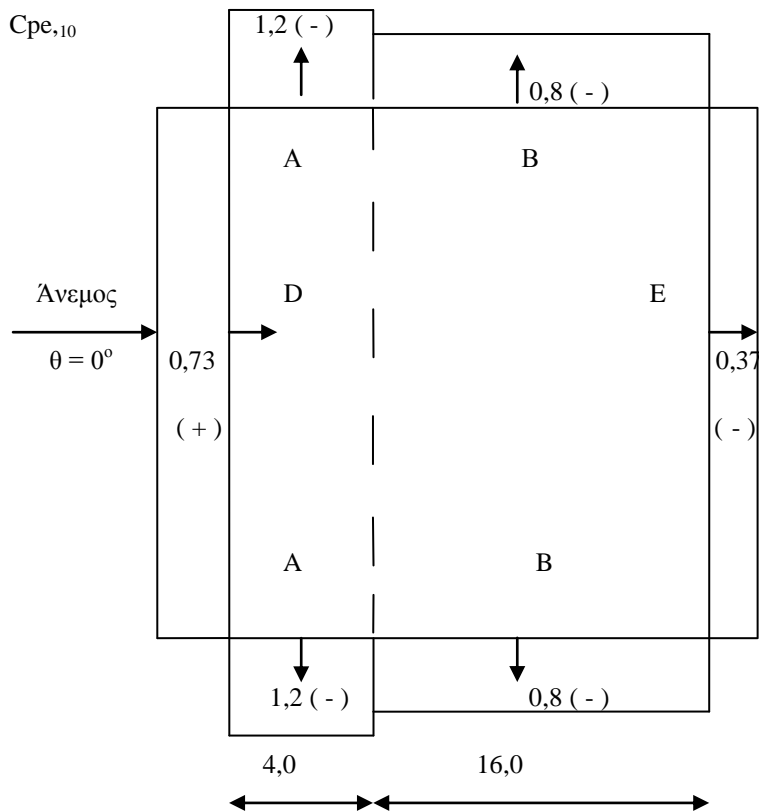
$h = 10,0 < b = 30,0$  ύψος αναφοράς  $z_e = h = 10,0\text{m}$

$e = \min (b, 2h) = \min (30,0 , 20,0) = 20,0\text{m} = d (= 20,0\text{m})$

άρα όψη για  $e=d$  ,  $h/d = 10,0 / 20,0 = 0,5$  οπότε:

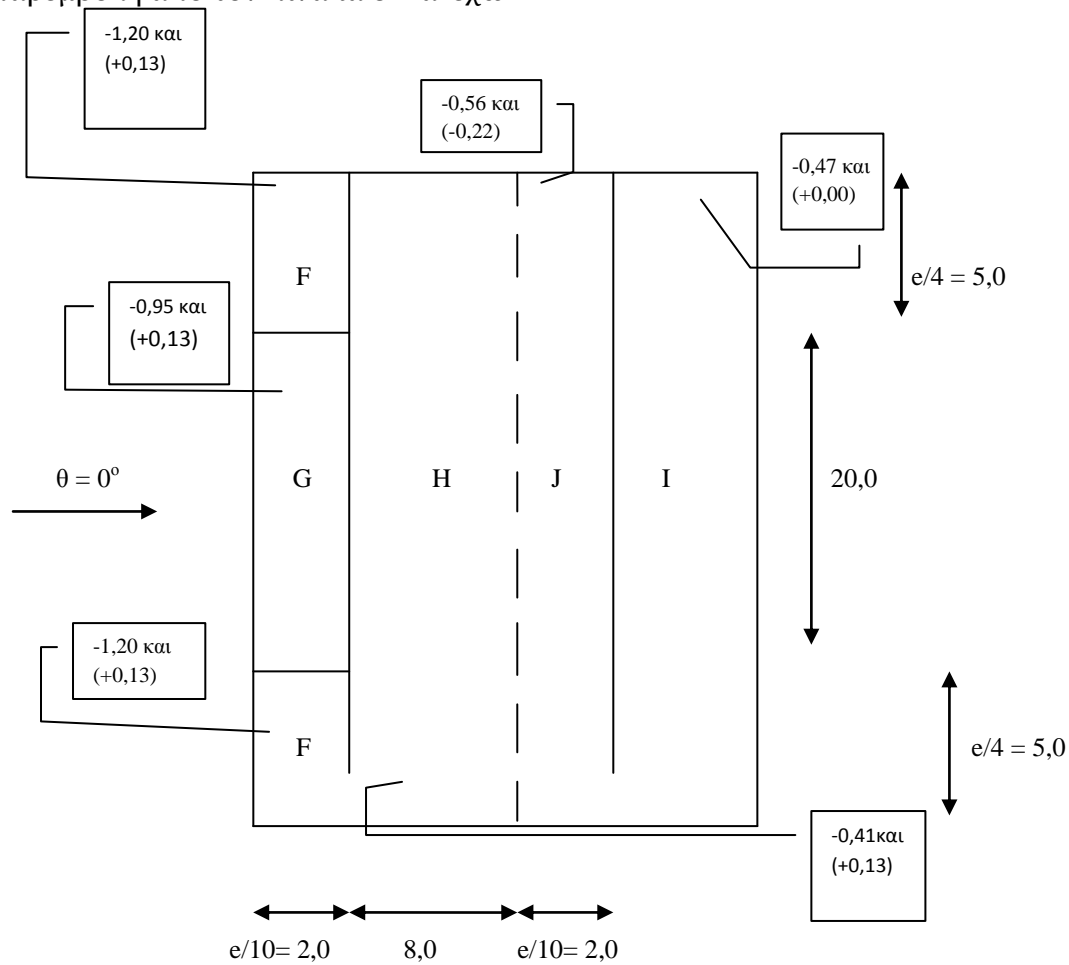


Οι συντελεστής εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

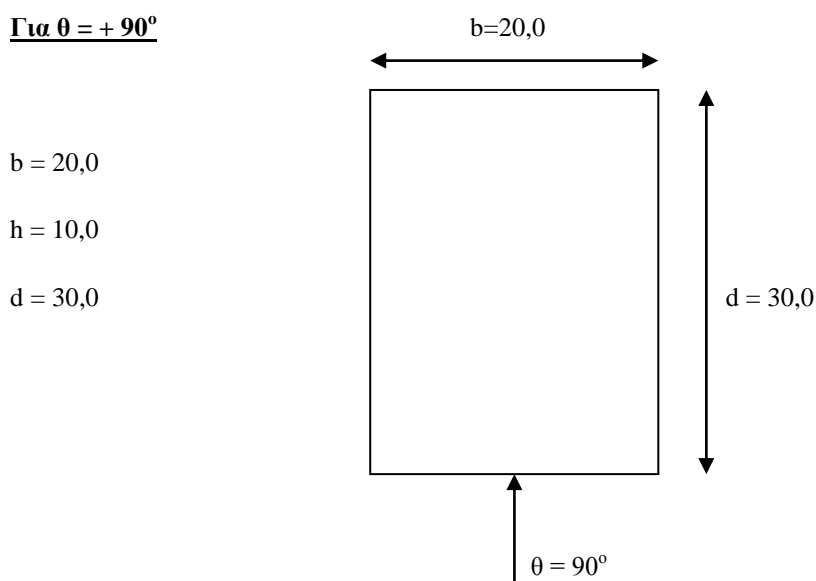


Η ανεμοπίεση στο μοντέλο αναλαμβάνεται από τα υποστυλώματα οπότε η φορτιζόμενη επιφάνεια θεωρώ ότι είναι  $A > 10 \text{ m}^2$  άρα λαμβάνω τον συντελεστή  $C_{pe,10}$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη δίκλινη στέγη  $\alpha = 8,53^\circ$  με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα 6.4 α. έχω:

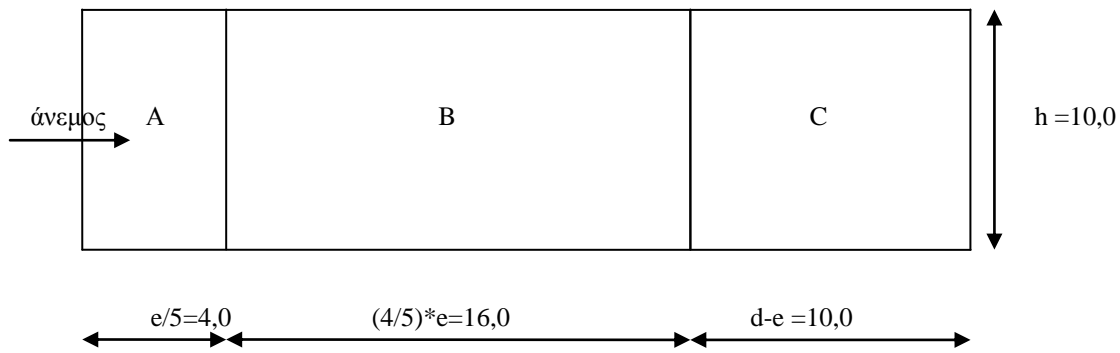


Για  $\theta = +90^\circ$

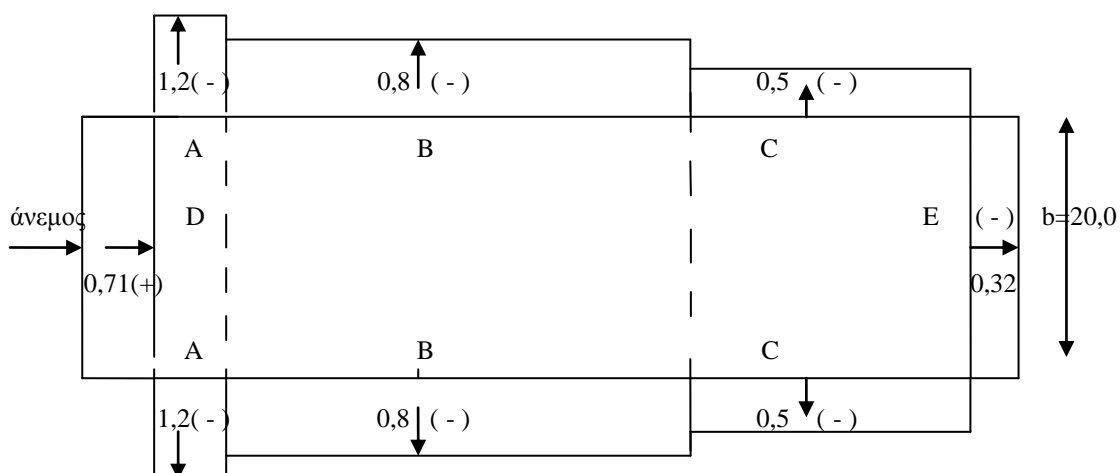


- $C_s * C_d = 1,0$  βάσει της παραδοχής που έχουμε κάνει.
  - $h = 10,0 < b = 20,0$  άρα ύψος αναφοράς  $Z_e = h = 10,0m$
  - $C_s * C_d = 1,0$  βάσει της παραδοχής που έχουμε κάνει.
  - $h = 10,0 < b = 20,0$  άρα ύψος αναφοράς  $Z_e = h = 10,0m$
- $e = \min(b, 2h) = \min(20,0, 20,0) = 20,0m < d = 30,0m$

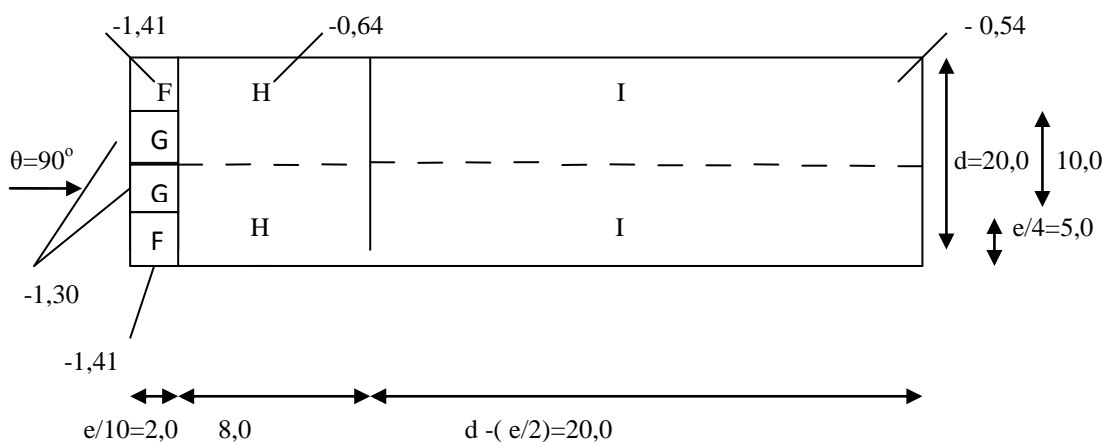
άρα όψη για  $e < d$



Για  $h/d = 10/30 = 0,33$  κάνοντας χρήση γραμμικής παρεμβολής οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:



Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη στέγη  $\alpha = 11,31^\circ$  και άνεμο  $\theta = +90^\circ$  με γραμμική παρεμβολή είναι:



- Για  $\theta = -90^\circ$  οι συντελεστές είναι ίδιοι με αυτούς για  $\theta = +90^\circ$  στην περίπτωση κλειστής θύρας
- Η θύρα είναι κλειστή και δεν υπάρχουν άλλα ανοίγματα στο κτήριο, οπότε ο λόγος ανοιγμάτων είναι  $\mu = 0,0$  και έτσι δεν αναπτύσσονται εσωτερικές πιέσεις.
- Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η βασική ταχύτητα ανέμου είναι :

$$V_b = C_d * C_s * V_{b,0} = 1,0 * 1,0 * 30,0 = 30,0 \text{ m/sec}$$

Η μέση ταχύτητα ανέμου σε ύψος Z πάνω από το έδαφος είναι

$$V_m(Z) = C_r(Z) * C_o(Z) * V_b$$

Από τον πίνακα κατηγοριών εδάφους-αντίστοιχες παράμετροι, για κατηγορία εδάφους «III» προκύπτει

$$Z_o = 0,3 \text{ m και } Z_{\min} = 5,0 \text{ m}$$

$$\text{Επειδή } Z_{\min} = 5,0 \text{ m} < Z_e = 10,0 \text{ m} < Z_{\max} = 200 \text{ m}$$

Ο συντελεστής τραχύτητας  $C_r(Z_e)$  δίνεται από το σχέση

$$C_r(Z_e) = K_r * \ln (Z_e/Z_o)$$

$$\text{Όπου } K_r = 0,19 * (Z_e/Z_{o,II})^{0,07} = 0,19 (0,3/0,05)^{0,07} = 0,22$$

$$\text{Άρα } C_r(Z_e) = K_r * \ln * (Z_e/Z_o) = 0,22 * \ln (10,0/0,3) = 0,775$$

Επίσης για τον συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης παίρνω την προτεινόμενη τιμή  
 $C_o(Z_e) = 1,0$  λόγω ομοιόμορφου ανάγλυφου

Επομένως :

$$V_m(Z_e) = C_r(Z_e) * C_o(Z_e) * V_b = 0,775 * 1,0 * 30,0 = 23,25 \text{ m/s}$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος  $Z_e$  είναι:

$$q_p(Z_e) = [1 + 7 * I_v(Z_e)] * 1/2 * \rho * V_m^2(Z_e)$$

Όπου επειδή  $Z_{min} < Z_e < Z_{max}$

$$I_v(Z_e) = k_1/C_o(Z_e) * \ln (Z_R/Z_o) = 1 / 1 * \ln (10,0/0,3) = 0,28$$

Άρα

$$q_p(Z_e) = [1 + 7 * I_v(Z_e)] * 1/2 * \rho * V_m^2(Z_e) =$$

$$(1 + 7 * 0,28) * 0,5 * 0,00125 * 23,25^2 = 1,00 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ η πυκνότητα αέρα} = 0,00125 \text{ kn/m}^2$$

$$k_1 = 1,0 \text{ συντελεστής στροβίλισμα}$$

### **Τελικές πιέσεις για κλειστή θύρα**

Λόγω της κλειστής θύρας και της μη ύπαρξης ανοιγμάτων δεν έχω εσωτερικές πιέσεις.

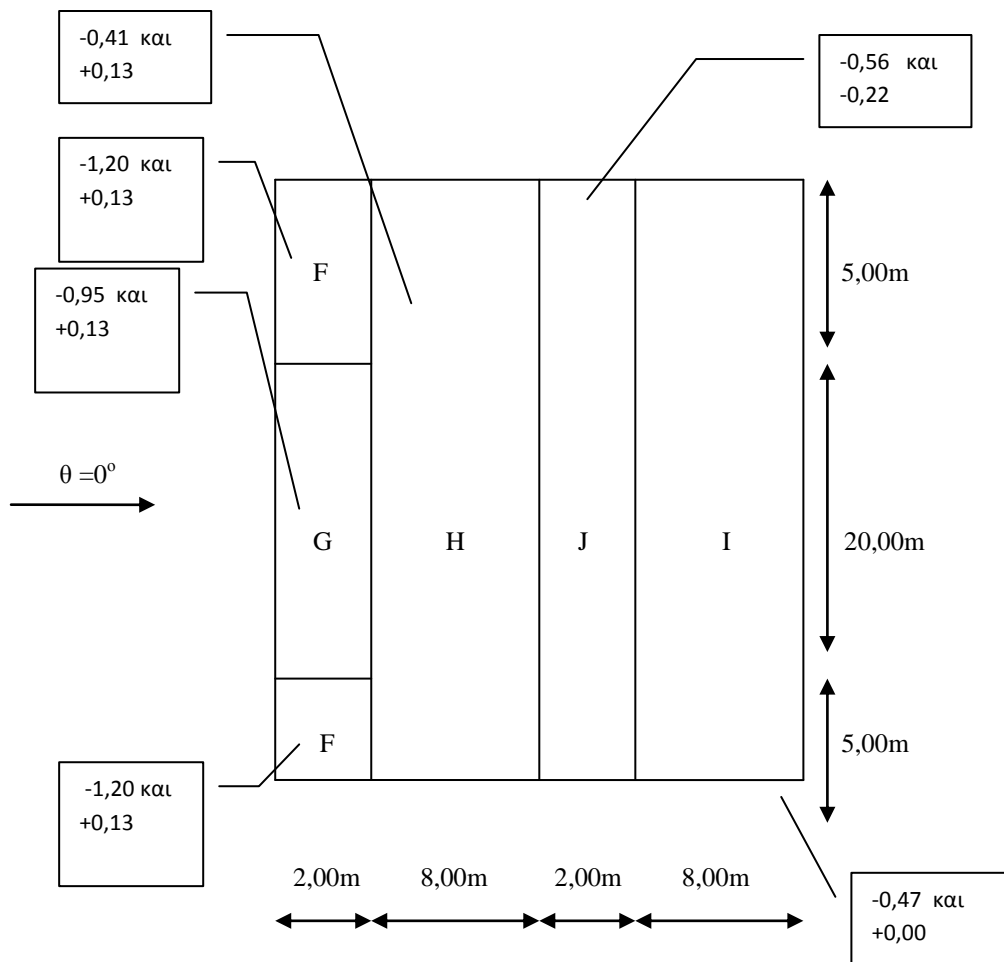
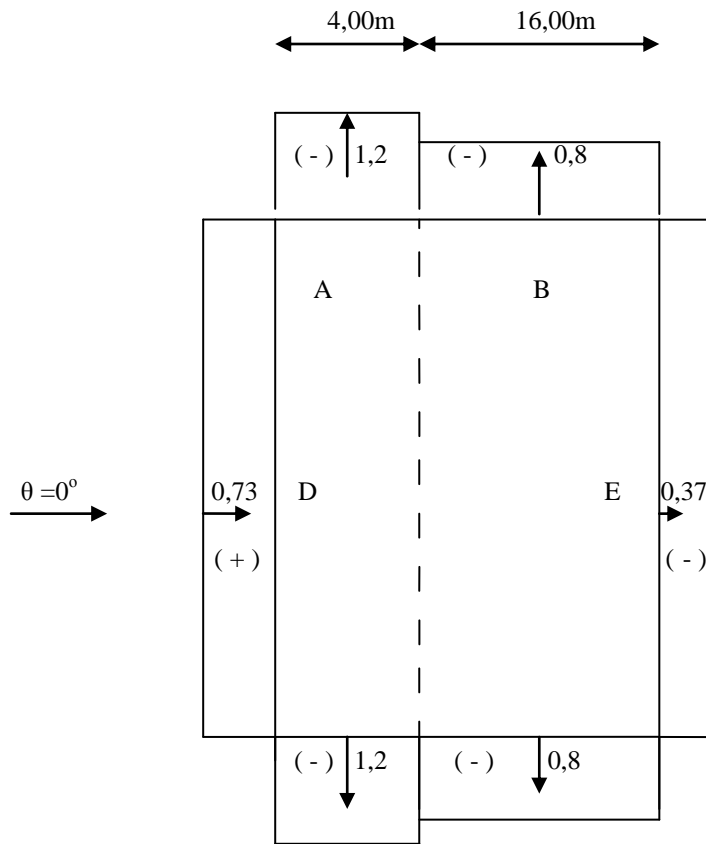
Οπότε οι τελικές πιέσεις είναι οι εξωτερικές που δίνονται από τη σχέση.

$$W_e = q_p(Z_e) * C_{pe} = 1,00 * C_{pe} \text{ kn/m}^2$$

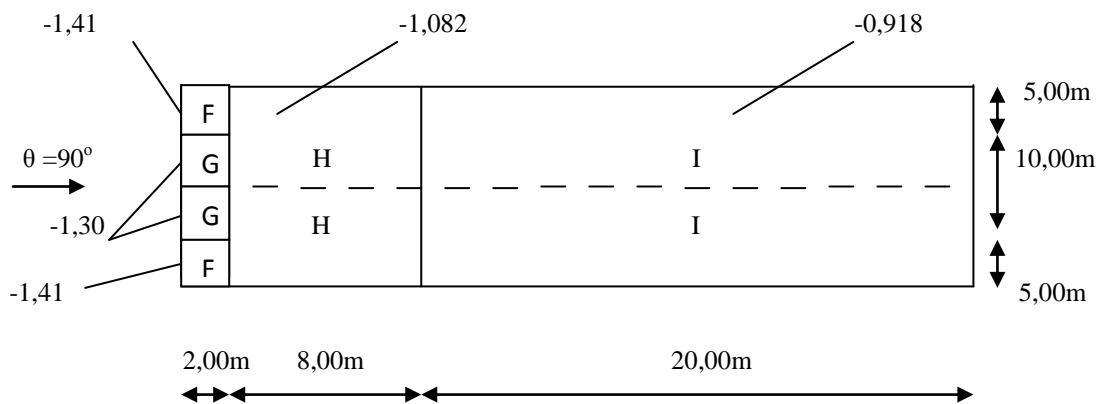
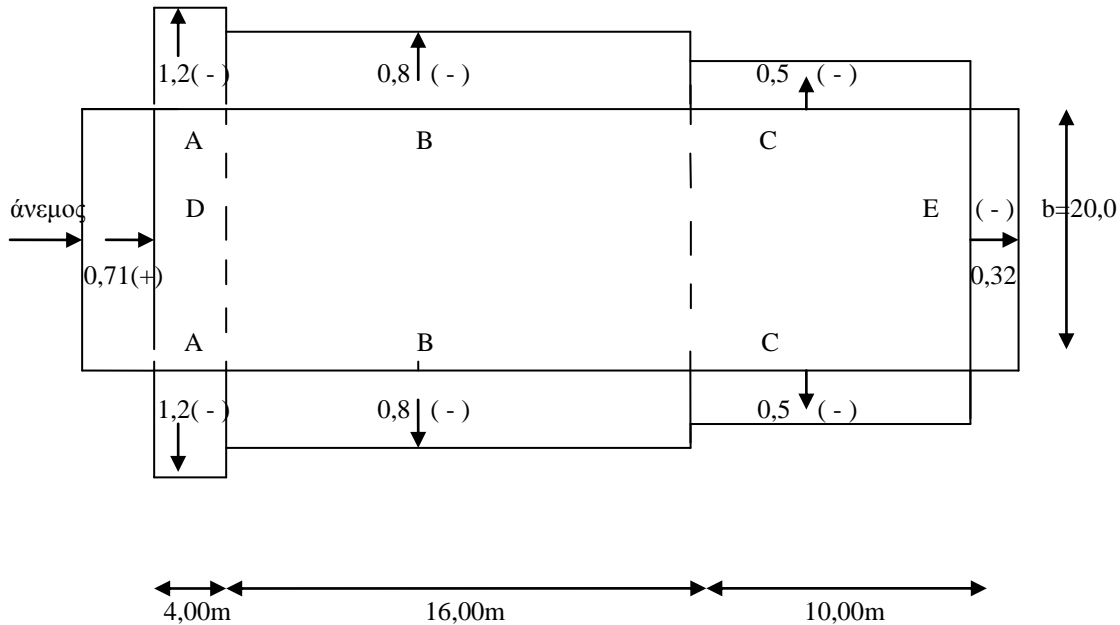
Στα παρακάτω σχήματα δίνονται οι κατανομές των τελικών πιέσεων στις επιφάνειες του κτηρίου για  $\theta = 0^\circ$  και  $\theta = 90^\circ = (\theta = -90^\circ)$

(για το συντελεστή εξωτερικής πίεσης  $C_{pe,10}$ )

Διεύθυνση ανέμου  $\Theta = 0^\circ$



Για διεύθυνση ανέμου  $\theta = +90^\circ$  (και  $\theta = -90^\circ$ )



Για τις τεγίδες που η ζώνη επιρροής τους βρίσκεται σε δύο περιοχές π.χ. στην F και G λαμβάνουμε μια σταθμισμένη τιμή ανεμοπίεσης ανάλογα με το ποσοστό συμμετοχής κάθε περιοχής στην ζώνη επιρροής της τεγίδας.

### 2.8.2 Δράσεις ανέμου για ανοιχτή θύρα

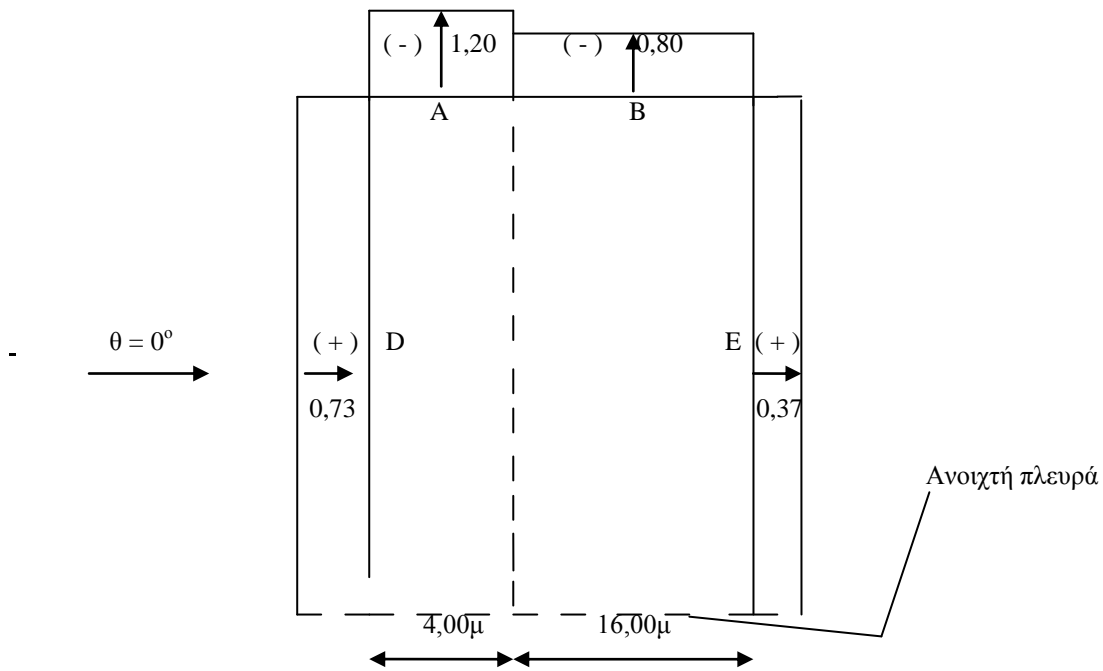
Θεωρώ λόγω του μεγέθους της θύρας ότι όταν είναι ανοιχτή τότε όλη η πλευρά του κτηρίου που βρίσκεται η θύρα θεωρείται ως ανοιχτή. Θεωρώ ότι τα ανοίγματα στην καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια σε σχέση με τα υπόλοιπα ανοίγματα. Τότε ισχύει  $C_{pi} = 0,75 * C_{pe}$ , όπου  $C_{pe}$  είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα



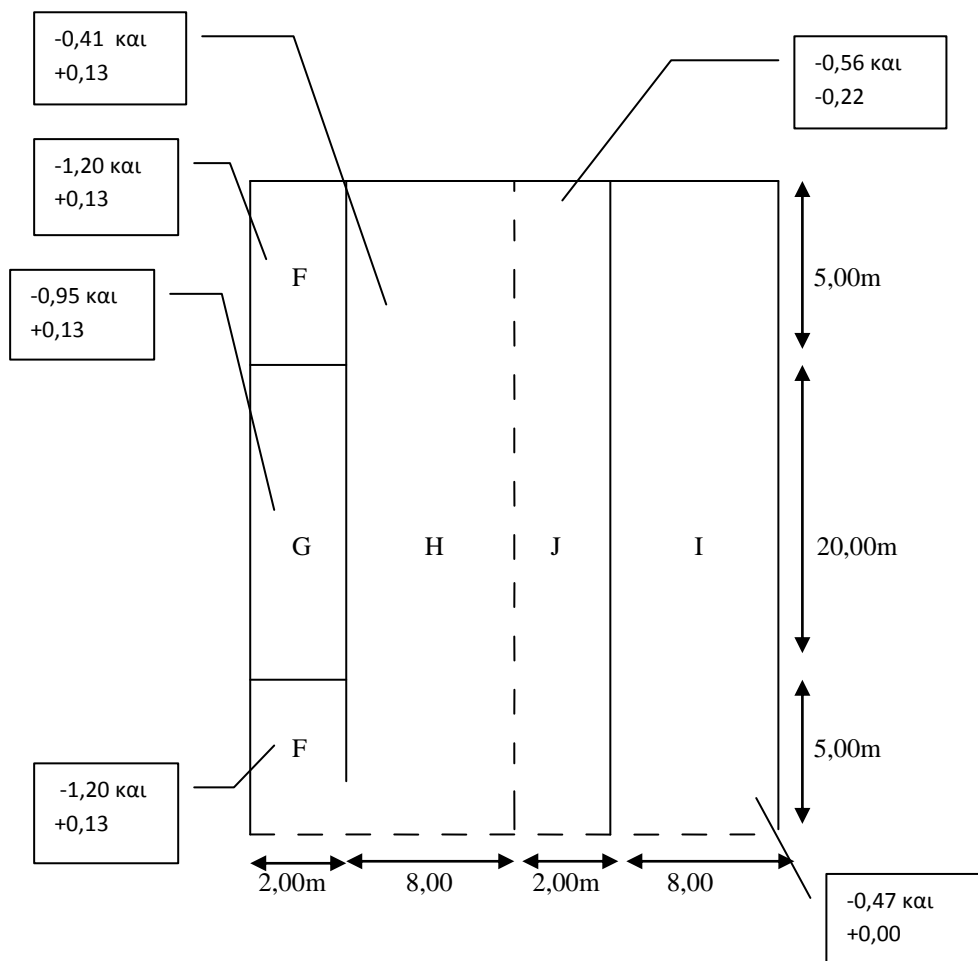
ανοίγματα την δεσπόζουσα πλευράς. Η τιμή αυτή ισχύει για όλες τα εσωτερικές επιφάνειες του κτηρίου.

**Για  $\Theta = 0^\circ$**

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι



Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη δίκλινη στέγη είναι,



Οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

$$- C_{pe,10} = 4,0/20,0 * 1,2 + 16,0/20,0 * 0,8 = 0,24 + 0,64 = 0,88$$

Για τη δίκλινη στέγη είναι:

$$- C_{pe,10} = 2/20 * (-1,2) + 8/20 * (-0,41) + 2/20 * (-0,56) + 8/20 * (-0,47) \\ = - 0,120 - 0,164 - 0,056 - 0,188 = - 0,528$$

$$- C_{pe,10} = 0,10 * (-1,20) + 0,40 * (-0,41) + 0,1 * (- 0,22) + 0,40 * 0,0 = - 0,306$$

$$- C_{pe,10} = 0,10 * (0,13) + 0,40 * (0,13) + 0,10 * (-0,22) + 0,40 * 0,00 = + 0,043$$

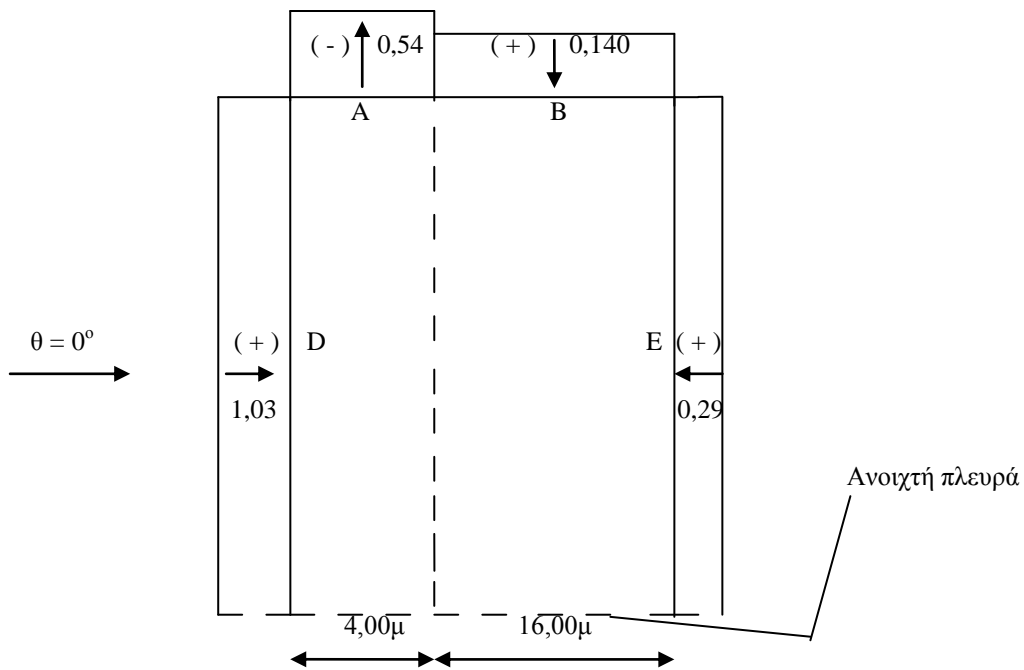
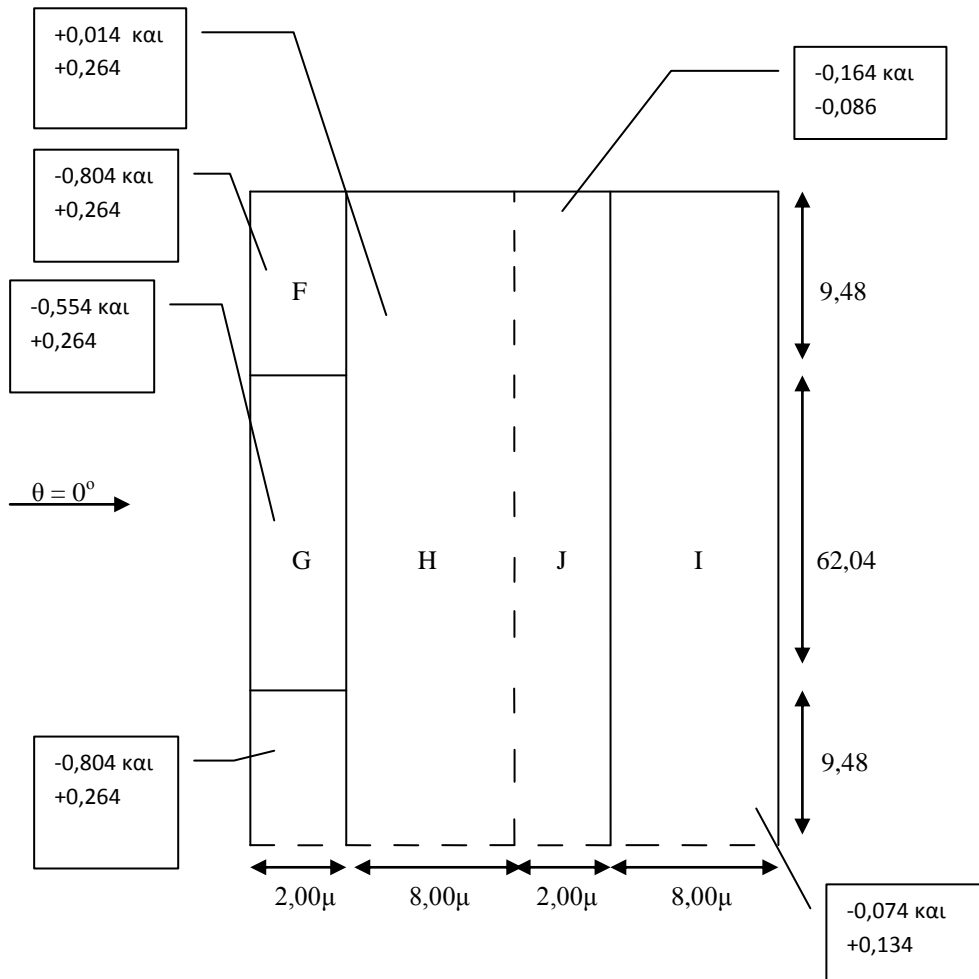
$$- C_{pe,10} = 0,10 * (0,13) + 0,40 * (0,13) + 0,10 * (-0,56) + 0,40 * (-0,47) = - 0,179$$

### Τελικές πιέσεις για $\Theta = 0^\circ$

Η εξωτερική πίεση δίνεται από τη σχέση που υπολογίσαμε πριν (για κλειστή θύρα)  $W_e = q_p (Z_e) * C_{pe} = 1,00 * C_{pe} \text{ Kn/m}^2$

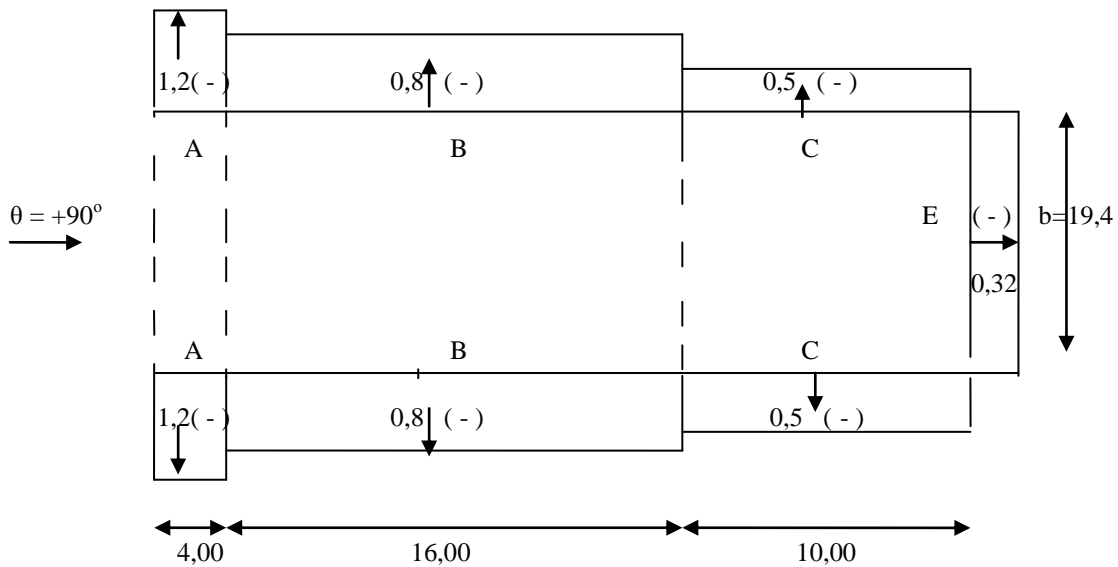
Η εσωτερική πίεση που ασκείται στο εσωτερικό των κατακόρυφων τοίχων και στην οροφή είναι  $W_i = q_p (Z_i) * C_{pi} = 1,00 * 0,75 * C_{pe} = 0,75 C_{pe}$ , όπου  $C_{pe}$  είναι η τιμή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της δεσπόζουσας πλευράς.

Στα παρακάτω σχήματα δίνονται οι κατανομές των τελικών πιέσεων, ως αλγεβρικό άθροισμα των  $W_e$  και  $W_i$  στις επιφάνειες του κτηρίου για  $\Theta = 0^\circ$  (πχ. για τους κατακόρυφους τοίχους  $W_{ολ} = 0,75 * 0,88 + 1 * C_{pe} \Rightarrow W_{ολ} = 0,66 + C_{pe}$ )

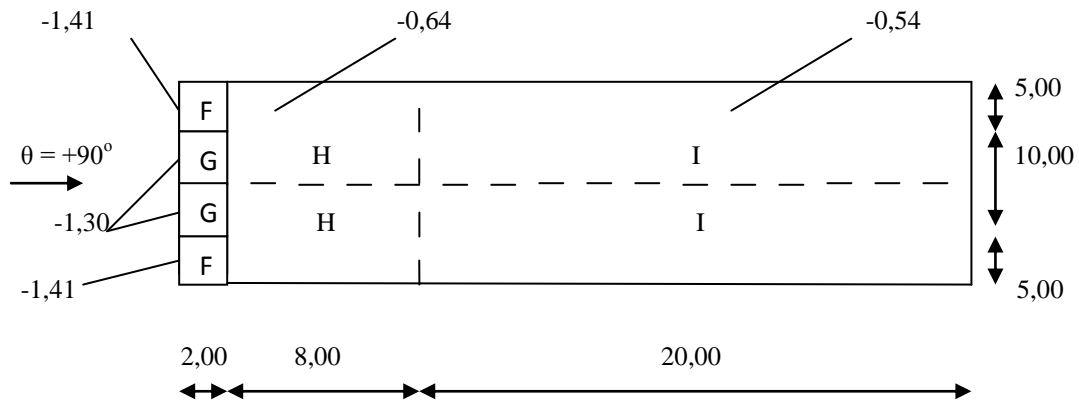


**Για  $\Theta = +90^\circ$**

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:



Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη στέγη είναι:



**Συντελεστές εσωτερικής πίεσης**

Για τους κατακόρυφους τοίχους είναι :

$$C_{pe,10} = 0,71 * 20/20 = 0,71$$

Και για τη στέγη

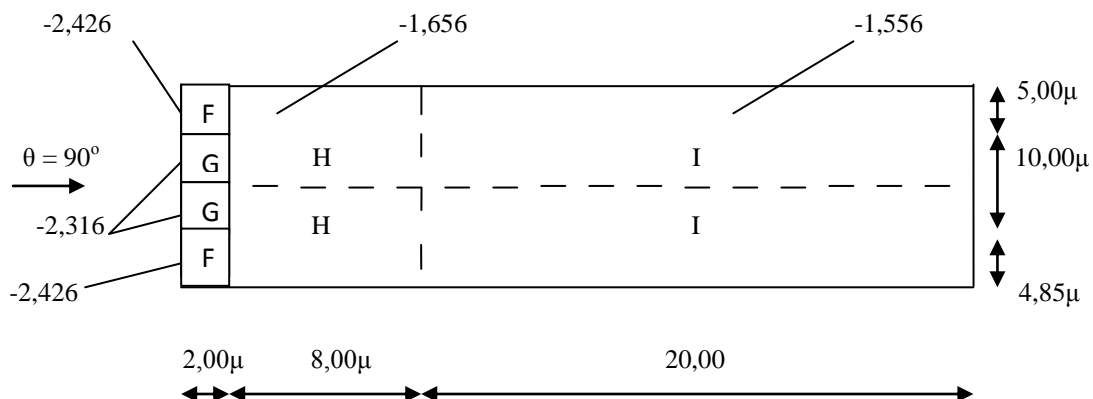
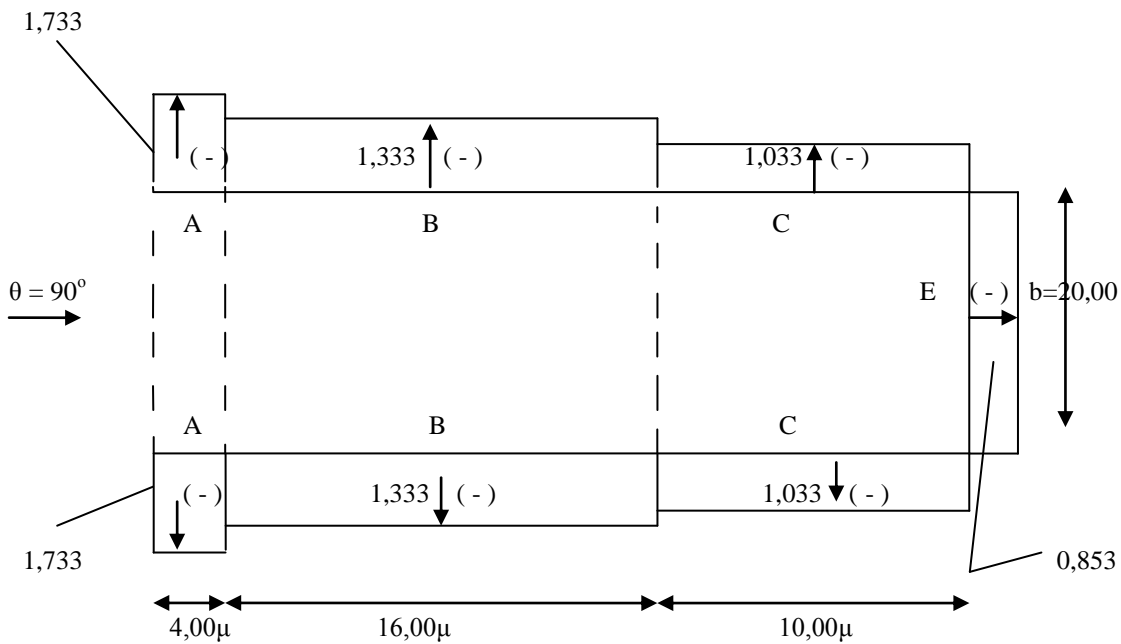
$$C_{pe,10} = 2 * (-1,41) * 5/20 + 2 * (-1,3) * 5/20 = -0,705 - 0,650 = -1,355$$

### Τελικές πιέσεις για $\theta = +90^\circ$

$$W_e = q_p(Z_e) * C_{pe} = 1,00 * C_{pe} \text{ kn/m}^2$$

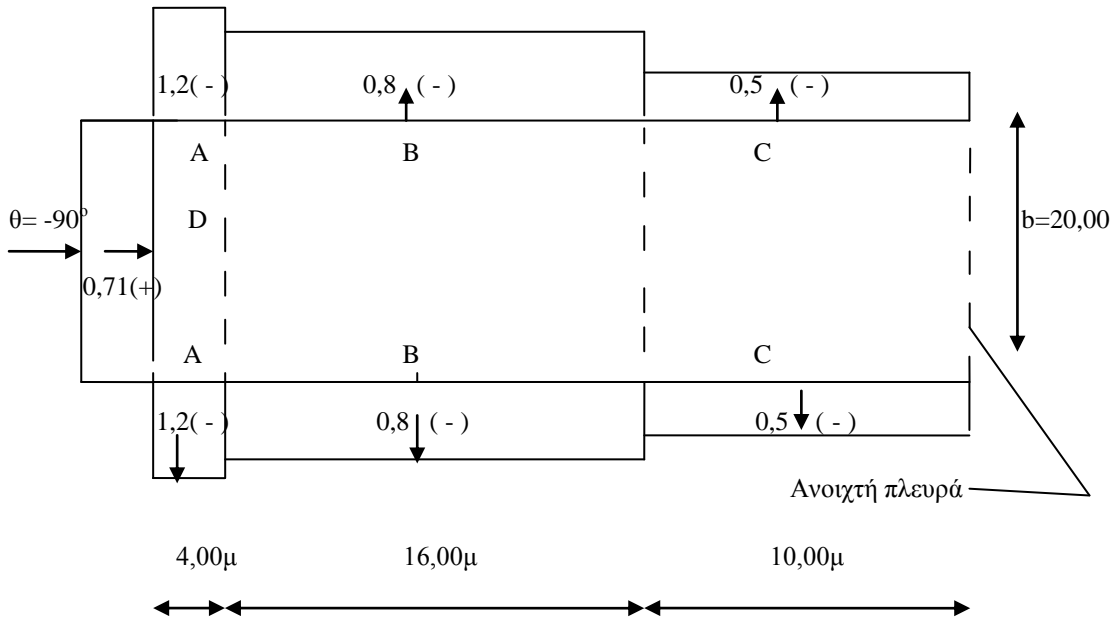
$$W_i = q_p(Z_i) * C_{pi} = 0,75 * C_{pe} \text{ kn/m}^2$$

Στα παρακάτω σχήματα δίνονται οι κατανομές των τελικών πιέσεων, ως αλγεβρικό άθροισμα των  $W_e$  και  $W_i$  στις επιφάνειες του κτηρίου για  $\theta = +90^\circ$

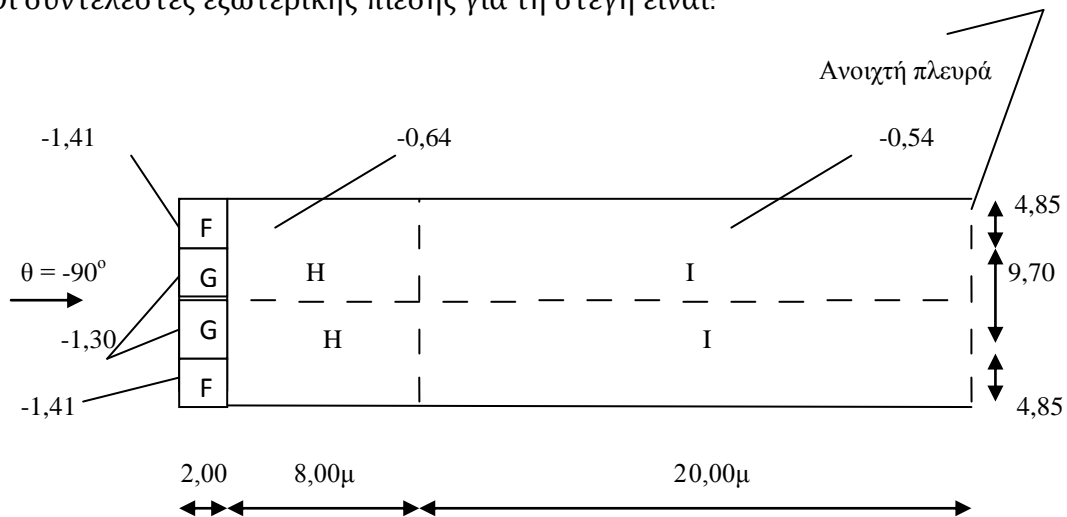


**Για  $\Theta = -90^\circ$**

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:



Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη στέγη είναι:



**Συντελεστές εσωτερικής πίεσης**

Για τους κατακόρυφους τοίχους είναι:

$$C_{pe,I} = 0,32 * 20,0/20,0 = 0,32$$

Για τη στέγη

$C_{pe,I} = -0,54$  (αφού το άνοιγμα είναι στον τομέα I)

### Τελικές πιέσεις για $\theta = -90^\circ$

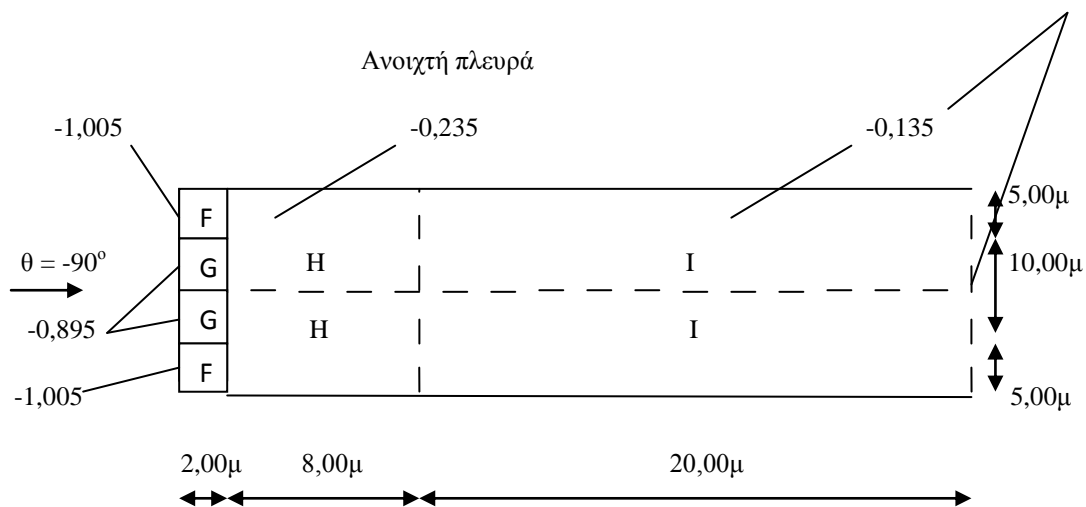
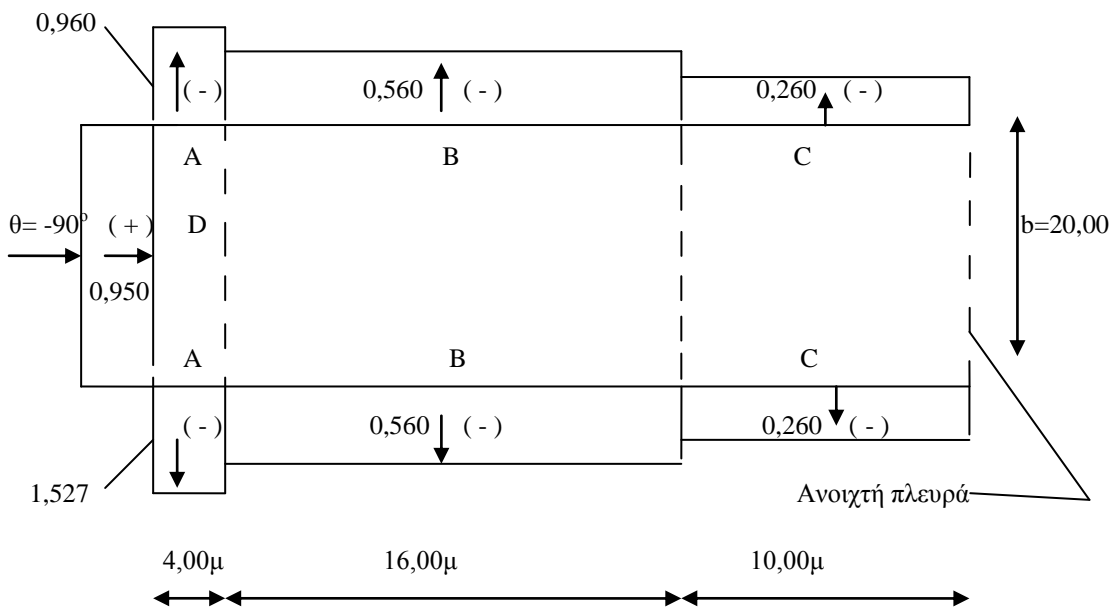
$$W_e = q_p(z_e) = 1,00 * C_{pe} \text{ kn/m}^2$$

$$W_i = q_p(Z_i) * C_{pi} = 0,75 * C_{pe} \text{ kn/m}^2$$

Κατακόρυφους τοίχους:  $w_{ολ} = w_i + w_e = 0,75 * 0,32 + 1 * C_{pe} = 0,240 + C_{pe}$  στέγη

:  $w_{ολ} = w_i + w_e = 0,75 * 0,54 + 1 * C_{pe} = 0,405 + C_{pe}$

Στα παρακάτω σχήματα δίνονται οι κατανομές των τελικών πιέσεων ως αλγεβρικό άθροισμα των  $W_e$  και  $W_i$  στις επιφάνειες του κτιρίου για  $\theta = -90^\circ$



Συνοψίζοντας αναφέρουμε τις ακόλουθες ενδεικτικές περιπτώσεις σαν τελικά φορτία πάνω σε υποστυλώματα της πλάγιας όψης (2,5m ζώνη επιρροής), σε υποστυλώματα της κύριας όψης (6m ζ.ε.), σε μετωπικούς στύλους(2,5+5 ζ.ε.), και στην οροφή από τα ζυγώματα(6m ζ.ε.). Κάθε φορτίο γραμμικά κατανεμημένο μετρούμενο σε kn/m και το εύρος άσκησης του, έχει προκύψει από τον ευρωκώδικα 1 αναλυτικά για κάθε διεύθυνση της ανεμοπίεσης παραλαμβάνεται από τα μέλη που μόλις αναφέρθηκαν.

### ΚΛΕΙΣΤΗ ΘΥΡΑ

$\theta=0^{\circ}$  (Άνεμος στην πλάγια όψη)

Κn/m	Υπο/μα	Μετωπικός	Ζύγωμα
Κύρια Όψη	-3	-6,6	
Πίσω Όψη	-3	-6,6	
Πλάγια Όψη	+4,38		
2 <sup>η</sup> Πλάγια Όψη	-2,22		
Οροφή			-
Οροφή 2 <sup>η</sup> περίπτωση			3,068
			+0,258

$\theta=+90^{\circ}$  (Άνεμος στην Κύρια Όψη)

Κn/m	Υπο/μα	Μετωπικός	Ζύγωμα
Κύρια Όψη	+1,775	+5,325	
Πίσω Όψη	+0,8	+2,4	
Πλάγια Όψη	-4,2		
2 <sup>η</sup> Πλάγια Όψη	-4,2		
Οροφή	93	35	-3,84

$\theta=-90^{\circ}$  (Άνεμος στην πίσω όψη)



Ακριβώς ίδια σε νούμερα για +90 απλά σε αντίθετα μέλη..

ΑΝΟΙΧΤΗ ΘΥΡΑ (Η ΚΥΡΙΑ ΟΨΗ)

$\theta=0^0$  (Άνεμος στην πλάγια όψη)

	Υπο/μα	Μετωπικός	Ζύγωμα
Κύρια Όψη	—	—	
Πίσω Όψη	-1,35	-1,65	
Πλάγια Όψη	+6,18		
2 <sup>η</sup> Πλάγια Όψη	+1,74		
Οροφή			-2,345
Οροφή 2 <sup>η</sup> περίπτωση			+1,062

$\theta=+90$  (Άνεμος στην Κύρια Όψη)

	Υπο/μα	Μετωπικός	Ζύγωμα
Κύρια Όψη	—	—	
Πίσω Όψη	+2,133	+6,398	
Πλάγια Όψη	-8,398		
2 <sup>η</sup> Πλάγια Όψη	-8,398		
Οροφή			-9,936

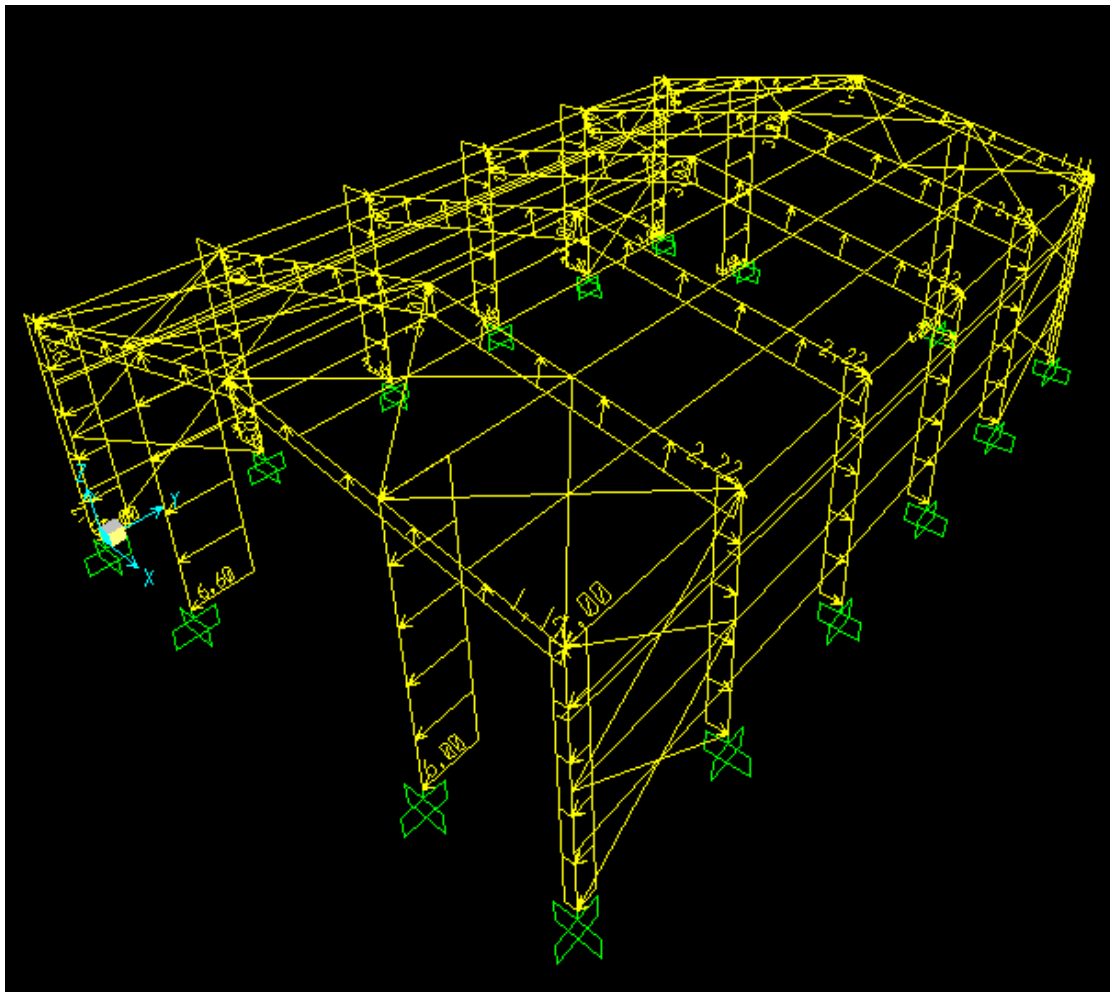
$\theta=-90$  (Άνεμος στην Πίσω Όψη)

	Υπο/μα	Μετωπικός	Ζύγωμα
Κύρια Όψη	—	—	
Πίσω Όψη	+2,375	+7,125	
Πλάγια Όψη	-3,76		
2 <sup>η</sup> Πλάγια Όψη	-3,76		
Οροφή			-2,135

\*Τα πρόσημα (+) σημαίνει άνεμος προς την επιφάνεια και (-) αναρρόφηση.

Λόγω των πολλών διαφορετικών τύπων φορτίσεων κάναμε ένα συνδυασμό που αποτελεί την περιβάλλουσα τους, παίρνοντας έτσι κάθε φορά τη δυσμενέστερη φόρτιση ανεμοπίεσης, για κάθε μέλος, στον εκάστοτε συνδυασμό λειτουργικότητας και αστοχίας.

Παρακάτω επισυνάπτουμε δυο από τις περιπτώσεις φορτίων ανέμου-όπως αυτά καταχωρήθηκαν στο πρόγραμμα μας- πάνω σε υποστυλώματα, μετωπικούς στύλους και ζυγώματα.



Σχήμα 2.5 ανεμοπίεσεις για κλειστή θύρα με διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  (1<sup>η</sup> Περίπτωση)



## 2.9 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Οι κινήσεις αυτές ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές χωρίς να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποδειχθούν ιδιαίτερα καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού  $A$ , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, από I έως III. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους  $A$ , η οποία σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, ή περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια.

Συγκεκριμένα η τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους για κάθε περιοχή δίνεται από τον τύπο  $A=a \cdot g$ ,

όπου  $g$  η επιτάχυνση της βαρύτητας και  $a$ ,

$a=0,16$  για τη ζώνη I

$a=0,24$  για τη ζώνη II

$a=0,36$  για τη ζώνη III

Η εδαφική επιτάχυνση  $A$  κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου» μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$  οι τιμές του οποίου κυμαίνονται μεταξύ 0,85 και 1,30.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών της (σεισμός κατά  $x$  και  $y$  αντίστοιχα, με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας (σεισμός κατά  $z$ ). Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες.

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε

όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν τα παρακάτω δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού:

α) Το σχήμα του φάσματος, που καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης  $\beta_0$  και τις περιόδους  $T_1$  και  $T_2$ .

β) Την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία εκτός από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (συντελεστής  $\alpha$ ), επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής.

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής προβλέπεται από τον ΕΑΚ2000 η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων,

- Δυναμική φασματική μέθοδος, που περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφική ταλάντωση και τέλος τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.
- Απλοποιημένη φασματική ανάλυση ή ισοδύναμη στατική μέθοδος κατά την οποία δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης.

## ✓ Σεισμική δράση με βάση τον Ευρωκώδικα 8

### A Σεισμικές ζώνες

(1)P Για τους σκοπούς του EN 1998, τις εθνικές περιοχές θα υποδιαιρεθούν από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή.

(2) Για τις περισσότερες από τις εφαρμογές του EN 1998, η επικινδυνότητα περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, δηλ. την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς  $a_{gR}$  σε έδαφος κατηγορίας A. Πρόσθετες παράμετροι που απαιτούνται για συγκεκριμένους τύπους φορέων δίνονται στα σχετικά μέρη του EN 1998.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $a_{gR}$  σε έδαφος κατηγορίας A για χρήση σε μια χώρα ή τμήμα μιας χώρας μπορεί να ληφθεί από χάρτες ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα.

(3) Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς  $T_{NCR}$  της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή, αντίστοιχα, την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη,  $P_{NCR}$ ) που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές (βλέπε **2.1(1)P**). Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας  $g_I$  ίσος με 1.0. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς (βλέπε κατηγορίες σπουδαιότητας στις **2.1(3)P** και **(4)**), η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A,  $a_g$ , είναι ίση με  $a_{gR}$  επί τον συντελεστή σπουδαιότητας  $g_I$  ( $a_g = g_I \cdot a_{gR}$ ). (Βλέπε Σημείωση στην **2.1(4)**).

(4) Σε περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας, μπορούν να χρησιμοποιηθούν μειωμένες ή απλουστευμένες σεισμικές διαδικασίες σχεδιασμού για ορισμένους τύπους ή κατηγορίες φορέων.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η επιλογή των κατηγοριών φορέων, κατηγοριών εδάφους και σεισμικών ζωνών σε μια χώρα για την οποία ισχύουν οι συνθήκες χαμηλής σεισμικότητας μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστάται να θεωρούνται ως περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας είτε εκείνες όπου η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A,  $a_g$ , δεν υπερβαίνει το 0,08 g (0,78 m/s<sup>2</sup>), ή εκείνες όπου το γινόμενο  $a_g \cdot S$  δεν υπερβαίνει το 0,1 g (0,98 m/s<sup>2</sup>). Η επιλογή αν θα χρησιμοποιηθεί η τιμή του  $a_g$ , ή αυτή του γινομένου  $a_g \cdot S$  για να καθορισθεί το όριο για περιπτώσεις χαμηλής σεισμικότητας σε μια χώρα, μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα.

(5)P Σε περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας, δεν απαιτείται συμμόρφωση στις διατάξεις του EN 1998.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η επιλογή των κατηγοριών φορέων, κατηγοριών εδάφους και σεισμικών ζωνών σε μια χώρα για τις οποίες δεν απαιτείται συμμόρφωση στις διατάξεις του EN 1998 (περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας) μπορούν να βρεθούν στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστάται να θεωρούνται ως περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας είτε εκείνες όπου η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A,  $a_g$ , δεν υπερβαίνει το 0,04 g (0,39 m/s<sup>2</sup>), ή

εκείνες όπου το γινόμενο  $a_g S$  δεν υπερβαίνει το 0,05 g (0,49 m/s<sup>2</sup>). Η επιλογή αν θα χρησιμοποιηθεί η τιμή του  $a_g$ , ή αυτή του γινομένου  $a_g S$  για να καθορισθεί το όριο για περιπτώσεις πολύ χαμηλής σεισμικότητας σε μια χώρα, μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα.

## **B Βασική προσομοίωση της σεισμικής δράσης**

### **Γενικά**

(1)P Στο πλαίσιο του EN 1998, η σεισμική κίνηση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνονται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, αποκαλούμενο εφεξής "ελαστικό φάσμα απόκρισης".

(2) Η μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης λαμβάνεται η ίδια για τα δύο επίπεδα σεισμικής δράσης που αναφέρονται στις **2.1 (1)P** και **2.2.1 (1)P** για την απαίτηση μη-κατάρρευσης (οριακή κατάσταση αστοχίας – σεισμική δράση σχεδιασμού) και για την απαίτηση περιορισμού βλαβών.

(3)P Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

(4) Για τις τρεις συνιστώσες της σεισμικής δράσης, μπορούν να υιοθετηθούν μια ή περισσότερες εναλλακτικές μορφές φασμάτων απόκρισης, ανάλογα με τις σεισμογενείς πηγές και τα σεισμικά μεγέθη.

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1** Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που χρησιμοποιείται σε μια χώρα ή μέρος της χώρας μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα.

**ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2** Για την επιλογή της κατάλληλης μορφής του φάσματος, πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στο μέγεθος σεισμών οι οποίοι συμβάλλουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα που έχει ληφθεί με στόχο την πιθανολογική αξιολόγηση του κινδύνου, παρά σε συντηρητικά ανώτερα όρια (π.χ. Μέγιστος Δυνατός Σεισμός) που καθορίζονται με διαφορετικούς στόχους.

(5) Όταν οι σεισμοί που έχουν επιρροή σε μια θέση προέρχονται από πηγές που έχουν σημαντικές διαφορές, πρέπει να εξετάζεται η δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν

φάσματα με περισσότερες από μία μορφή με στόχο να καταστήσουν δυνατή επαρκώς αντιπροσωπευτική προσομοίωση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού. Σε τέτοιες περιπτώσεις, απαιτούνται διαφορετικές τιμές του  $a_g$  για κάθε τύπο φάσματος και σεισμού.

(6) Για φορείς με μεγάλη σπουδαιότητα ( $\gamma_1 > 1,0$ ) πρέπει να λαμβάνονται υπόψη επιδράσεις τοπογραφικής ενίσχυσης.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Το Πληροφοριακό Παράρτημα Α του EN 1998-5:2004 παρέχει πληροφορίες για τις επιδράσεις τοπογραφικής ενίσχυσης.

(7) Επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν προσομοιώσεις χρονοϊστορίας της σεισμικής κίνησης (βλέπε 3.2.3).

(8) Για ειδικούς τύπους φορέων μπορεί να χρειαστεί να λαμβάνεται υπόψη η χωρική και η χρονική μεταβολή της εδαφικής κίνησης (βλέπε EN 1998-2, EN 1998-4 και EN 1998-6).

### 2.9.1 Σεισμική φόρτιση στον φορέα

Ο έλεγχος στο σεισμικό φορτίο για την κατασκευή μας έγινε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 με βάσει τις παρακάτω παραμέτρους,

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II ,  $A=0,24g$
- Κατηγορία εδάφους A,  $T_B=0,10sec$   $T_C=0,40sec$  και  $T_D=2sec$
- Κατηγορία σπουδαιότητας Σ2,  $\gamma_1=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς  $q=3,0$ (λόγω παρουσίας διαγώνιων συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα)
- Συντελεστής θεμελίωσης(εδάφους)  $S=1,0$
- Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης  $\beta_0=2,5$

Η προσομοίωση των σεισμικών δράσεων έγινε με τη Δυναμική Φασματική Ανάλυση ως δυσμενέστερη της Ισοδύναμης Φασματικής Ανάλυσης.

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του



συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης . Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ2000. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για  $q=1$  χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα  $\Phi_e(T)$  (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$ ), ενώ για  $q>1$  χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού  $\Phi_d(T)$ .

Βάση των κανονισμών του ΕΑΚ2000 επιτρέπεται γενικά η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός από τις περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I και II. Συνεπώς στην σεισμική ανάλυση της κατασκευής μας, αγνοήσαμε την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.

Παρακάτω ακολουθεί αναλυτικά η διαδικασία υπολογισμού των σεισμικών δράσεων.

## 2.9.2 Φάσμα σχεδιασμού

Έγινε απευθείας εισαγωγή των τιμών του φάσματος του Ευρωκώδικα 8 οι οποίες υπολογίστηκαν για ένα εύρος περιόδων από 0 μέχρι 5.0 sec , ανά 0.10 sec, μέσω αρχείου που κατασκευάστηκε στο EXCEL.

Η σεισμική διέγερση μετρήθηκε με τη βοήθεια του παρακάτω φάσματος σχεδιασμού:





όπου:

$A = \alpha g$  μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

$\alpha = 0,24$  συντελεστής επιτάχυνσης για ζώνη **σεισμικής επικινδυνότητας II** όπου εντάσσεται η περιοχή της Μεσσηνίας.

$g = 9,81$  επιτάχυνση της βαρύτητας

$\gamma = 1,00$  συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου για **κατηγορία σπουδαιότητας  $\Sigma_2$**

$q = 3,0$  συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

$S = 1$  συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης αφού έχουμε έδαφος κατηγορίας B.

$T_B = 0,15 \text{ sec}$  χαρακτηριστικές περιόδοι του φάσματος για

$T_C = 0,60 \text{ sec}$  **κατηγορία εδάφους A**

$T_D = 2,00 \text{ sec}$

$\beta_0 = 2,5$  συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

$n = (10 / (5 + I))^{0,5}$  διορθωτικός συντελεστής για **ποσοστό απόσβεσης 4%** θεωρώντας ότι έχουμε μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις.

Ακολουθούν οι αντίστοιχοι πίνακες του Ευρωκώδικα 8 με βάση το εθνικό προσάρτημα για τις παραπάνω τιμές.

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 2.3 : Συντελεστές Σπουδαιότητας**

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 2.4 : Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων  $T_b=T_1$  και  $T_c=T_2$  .**

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (κρούσεις/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	≥ 800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 - 800	≥ 50	≥ 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	≥ 180	≥ 15	≥ 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
$S_1$	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ( $PI \geq 40$ ) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	≥ 100 (ενδεικτικό)	-	10 - 20
$S_2$	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A - E ή $S_1$			

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

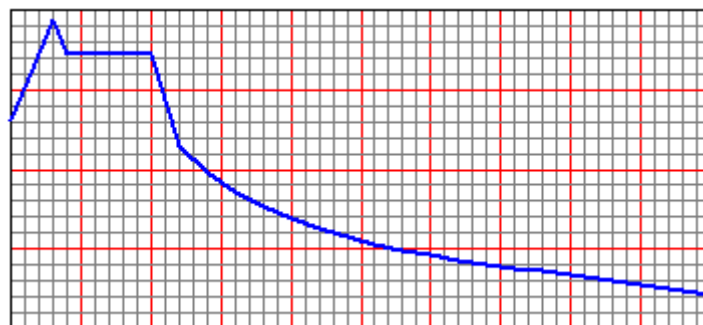
**Πίνακας 2.6 : Τιμές Ποσοστού Απόσβεσης ζ.**

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5

**Πίνακας 2.7: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη**

Προκύπτει λοιπόν το παρακάτω φάσμα για σεισμό κατά χ και ψ.

T (sec)	$\Phi d(T)/g$	9,81
0,00	0,1600	1,5696
0,10	0,2108	2,06813
0,15	0,2362	2,317394
0,20	0,2108	2,06813
0,30	0,2108	2,06813
0,40	0,2108	2,06813
0,50	0,2108	2,06813
0,60	0,1405	1,378753
0,70	0,1205	1,181788
0,80	0,1054	1,034065
0,90	0,0937	0,919169
1,00	0,0843	0,827252
1,10	0,0767	0,752047
1,20	0,0703	0,689377
1,30	0,0649	0,636348
1,40	0,0602	0,590894
1,50	0,0562	0,551501
1,60	0,0527	0,517032
1,70	0,0496	0,486619
1,80	0,0468	0,459584
1,90	0,0444	0,435396
2,00	0,0422	0,413626
2,10	0,0382	0,375171
2,20	0,0348	0,34184
2,30	0,0319	0,312761
2,40	0,0293	0,28724
2,50	0,0270	0,264721



**Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιου σεισμού**

## 2.10 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορούν να εκδηλώνονται ταυτόχρονα μόνον.

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής.

### 2.10.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας περιλαμβάνουν,

- Απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως στερεού σώματος
- Αστοχία λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων, μετατροπή του φορέα ή τμήματος αυτού σε μηχανισμό, θραύση, απώλεια ευστάθειας φορέα ή τμημάτων αυτού.
- Αστοχία έναντι κοπώσεως ή άλλων χρόνιων επιρροών

Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Οι συνδυασμοί που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα είναι οι ακόλουθοι,

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\Sigma \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{Qi} \Psi_{oi} Q_{ki}$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\Sigma \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{pA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{1i} Q_{ki}$$

γ) Για καταστάσεις σεισμού

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

## 2.10.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός  
 $\Sigma G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \Sigma \psi_{oi} Q_{ki}$
- Συχνός συνδυασμός  
 $\Sigma G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$
- Ημιμόνιμος συνδυασμός  
 $\Sigma G_{kj} + P_k + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

+	σημαίνει « επαλληλία με »
$G_{kj}$	είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
$P_k$	είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k1}$	είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
$A_d$	είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
$A_{Ed}$	είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{Gj}, \gamma_{GAj}$	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
$\gamma_p, \gamma_{pA}$	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Qi}$	είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
$\gamma_I$	είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας
$\psi_{oi}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$	είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων



Οι επιμέρους **συντελεστές ασφαλείας  $\gamma_f$**  χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση του ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους του είναι :

1. Καταστάσεις διάρκειας και παροδικές
  - Για μόνιμες δράσεις ,  $\gamma_{Gsup} = 1,35$  (δυσμενής επιρροή)  
 $\gamma_{Ginf} = 1,00$  (ευμενής επιρροή)
  - Για μεταβλητές δράσεις  $\gamma_Q = 1,50$
2. Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς  $\gamma_A = 1,00$

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

Ο **συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_i$**  αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και για τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

Οι **συντελεστές συνδυασμού  $\psi_i$**  των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Στον επόμενο πίνακα δίνονται οι τιμές των συντελεστών  **$\psi_i$**  σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 1, οι οποίες και χρησιμοποιηθήκαν στην παρούσα διπλωματική.

<b>Συντελεστές συνδυασμού δράσεων <math>\psi_i</math> κατά τον EC1</b>			
Δράση	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Μεταβλητά φορτία σε κτίρια <sup>(1)</sup>			
Κατηγορία A: κατοικίες	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία B: γραφεία	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κ.λ.π)	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία D: καταστήματα	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	[1,0]	[0,9]	[0,8]

Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$ Κατηγορία G: $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$ Κατηγορία H: οροφές	[0,7] [0,7] [0]	[0,7] [0,5] [0]	[0,6] [0,3] [0]
Φορτία ανέμου σε κτίρια	[0,6] <sup>(2)</sup>	[0,2] <sup>(2)</sup>	[0] <sup>(2)</sup>
Φορτία χιονιού σε κτίρια Για υψόμετρο $1000\text{m} < H < 1500\text{m}$ Για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	[0,7] <sup>(2)</sup> [0,5] <sup>(2)</sup>	[0,5] <sup>(2)</sup> [0,2] <sup>(2)</sup>	[0,2] <sup>(2)</sup> [0] <sup>(2)</sup>
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός φωτιάς) <sup>(3)</sup>	[0,6] <sup>(2)</sup>	[0,5] <sup>(2)</sup>	[0] <sup>(2)</sup>
(1) Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολυώροφα κτίρια βλ. EC1:Μέρος 2-1			
(2) Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές			
(3) Βλ. EC1:Μέρος 2-5			

Στις παραπάνω σχέσεις συνδυασμών στην Ο.Κ.Α. το  $Q_{k1}$  αντιστοιχεί στην επικρατέστερη μεταβλητή δράση. Αν αυτή δεν είναι προφανής θα πρέπει κάθε μεταβλητή δράση να θεωρηθεί διαδοχικά ως η επικρατέστερη. Με τον τρόπο αυτό προκύπτει μεγάλος αριθμός συνδυασμών δράσεων. Επιτρέπεται όμως με βάση την εμπειρία ή με βάση κάποια ειδικά κριτήρια να εξετάζονται μόνο οι συνδυασμοί οι οποίοι είναι οι πλέον δυσμενείς.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία για την οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA) ελεγχθήκαν οι καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές και οι καταστάσεις σεισμού. Αγνοήθηκαν τυχηματικά φορτία και τυχηματικές καταστάσεις.

Στην περίπτωση των καταστάσεων διαρκείας ή παροδικών, λόγω των πολλών ειδών μεταβλητών φορτίσεων και προκειμένου να εξασφαλίσουμε όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια και αξιοπιστία στα αποτελέσματα και ταυτόχρονα να μελετήσουμε την επιρροή κάθε δράσης, θεωρήσαμε διαδοχικά κάθε μεταβλητή δράση ως την επικρατέστερη.

Ο υπολογισμός έγινε βάσει του αντίστοιχου τύπου του ευρωκώδικα,

$$\Sigma \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{Qi} \Psi_{oi} Q_{ki}$$

Στην περίπτωση των καταστάσεων σεισμού οι συνδυασμοί έγιναν με βάση τον αντίστοιχο τύπο του Ευρωκώδικα και με μεταβλητά φορτία τα κινητά φορτία βαρύτητας, δηλαδή

$$\Sigma G_{kj} + A_{Ed} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

οπότε για σεισμό κατά χ,  $\Sigma G_{kj} + \pm E_x \pm 0,30 E_y + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$

και για σεισμό κατά ψ,  $\Sigma G_{kj} + \pm E_y \pm 0,30 E_x + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$

Μεταβλητά φορτία βαρύτητας θεωρούνται το κινητό των διαδρόμων, το χιόνι και η γερανογέφυρα. Μελετήθηκαν και οι δύο περιπτώσεις, τόσο για την γερανογέφυρα στην άκρη του υπόστεγου όσο και στη μέση.

Για το κινητό φορτίο εργάτη παίρνουμε από τον πίνακα συντελεστών  $\psi_i$  σύμφωνα με τον ευρωκώδικα 1, για κατηγορία E (αποθηκευτικών χώρων)  $\psi_0=1,0$  και  $\psi_2=0,8$ .

Επίσης οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας  $\gamma$  και συνδυασμού  $\psi_i$  για φορτία γερανογέφυρας υπάρχουν στο επόμενο κεφάλαιο 3.

Σύμφωνα με τον ΕΚ 8 στο σεισμικό συνδυασμό, δράσεις καταναγκασμού όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας και υποχωρήσεις στηρίξεων δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται. Επίσης ο σεισμός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων).

### 2.10.3 Συνδυασμοί δράσεων της παρούσας εργασίας

Ο βασικός έλεγχος, ο οποίος επιτάσσεται από τους Ευρωκώδικες προκειμένου να διαπιστωθεί η επάρκεια της κατασκευής σε κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, περιγράφεται από την ανίσωση:

$$S_d \leq R_d \quad (3.31)$$

Όπου:

$S_d$  είναι το αποτέλεσμα των συνδυασμών δράσεων σχεδιασμού (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κ.τ.λ.)

$R_d$  είναι η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού της διατομής ή του μέλους που ελέγχεται, ή επιτρεπόμενη παραμόρφωση, εφόσον πρόκειται για έλεγχο ή λειτουργικότητα.

Στην παρούσα εργασία οι συνδυασμοί φορτίσεων που επιλέχθηκαν για την επίλυση είναι οι εξής:

#### 1) ΟΚΑ – Δυσμενής συνδυασμός

Άνεμος βασικός :	$1.35G+1.5*0.5S+1.5W+1.5*0.5S+1.35C+1.5*1.0Q$
Χιόνι βασικό:	$1.35G+1.5*S+1.5*0.6W+1.35S+1.35C+1.5*1.0Q$
Γερανογέφυρα βασική:	$1.35G+1.5*0.5S+1.5*0.6W+1.5*0.6S+1.35C+1.5Q$
Σεισμικοί συνδυασμοί κατά χ-χ:	$1.0G+0.8Q+0.0W+0.0S+0.43C+1.0Ex+0.3Ey$
	$1.0G+0.8Q+0.0W+0.0S+0.43C+1.0Ex-0.3Ey$
	$1.0G+0.8Q+0.0W+0.0S+0.43C-1.0Ex+0.3Ey$
	$1.0G+0.8Q+0.0W+0.0S+0.43C-1.0Ex-0.3Ey$
Σεισμικοί συνδυασμοί κατά γ-γ:	$1.0G+0.8Q+0.0W+0.0S+0.43C+0.3Ex+1.0Ey$
	$1.0G+0.8Q+0.0W+0.0S+0.43C-0.3Ex+1.0Ey$
	$1.0G+0.8Q+0.0W+0.0S+0.43C+0.3Ex-1.0Ey$
	$1.0G+0.8Q+0.0W+0.0S+0.43C+0.3Ex-1.0Ey$

#### 2) ΟΚΑ – Ευμενής συνδυασμός(για G)

Άνεμος βασικός:	$1.0G+1.00Q+1.5W+1.5*0.6S+1.35C+1.5*1.0Q$
Χιόνι βασικό:	$1.0G+1.00Q+1.5*0.6W+1.5S+1.35C+1.5*1.0Q$
Γερανογέφυρα βασική:	$1.0G+1.00Q+ 1.5*0.6W+1.5*0.6S+1.35C+1.5Q$

#### 3) ΟΚΛ – Χαρακτηριστικός Συνδυασμός

Άνεμος βασικός:	$1.0G+1.00Q+1.0W+0.5S+1.0C$
Χιόνι βασικό:	$1.0G+1.00Q+0.6W+1.0S+1.0C$
Γερανογέφυρα βασική:	$1.0G+1.00Q+0.6W+0.5S+1.0C$

#### 4) Συχνός συνδυασμός

Άνεμος βασικός:	$1.0G+0.80Q+0.2W+0.0S+0.43C$
Χιόνι βασικό:	$1.0G+0.80Q+0.0W+0.2S+0.43C$
Γερανογέφυρα βασική:	$1.0G+0.80Q+0.0W+0.0S+0.90C$

5)ΟΚΛ - Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$1.0G+0.80Q+0.0W+0.0S+0.43C$$

Για λόγους πληρότητας παραθέτουμε τον πίνακα με τους συνδυασμούς όπως αποτυπώνεται στο πρόγραμμα μας SAP2000:

<b>TABLE: Combination Definitions</b>				
<b>ComboName</b>	<b>ComboType</b>	<b>CaseType</b>	<b>CaseName</b>	<b>ScaleFactor</b>
Text	Text	Text	Text	Unitless
WIND	Envelope	Linear Static	AnemosTK0	1
WIND		Linear Static	AnemosTK0_a	1
WIND		Linear Static	AnemosTK+90	1
WIND		Linear Static	AnemosTA0	1
WIND		Linear Static	AnemosTA+90	1
WIND		Linear Static	AnemosTA-90	1
GERANOGEFYRA	Envelope	Linear Static	GERANOGEFYRAakri1	1
GERANOGEFYRA		Linear Static	GERANOGEFYRAakri5	1
GERANOGEFYRA		Linear Static	GERANOGEFYRAmesi1	1
GERANOGEFYRA		Linear Static	GERANOGEFYRAmesi5	1
101	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
101		Response Combo	WIND	1,5
101		Linear Static	XIONI	0,75
101		Response Combo	GERANOGEFYRA	1,35
101		Linear Static	KINITO	1,5
102	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,35
102		Response Combo	WIND	0,9
102		Linear Static	XIONI	1,5
102		Response Combo	GERANOGEFYRA	1,35
102		Linear Static	KINITO	1,5
103	Linear Add	Response Combo	WIND	0,9
103		Linear Static	DEAD	1,35
103		Linear Static	XIONI	0,75
103		Response Combo	GERANOGEFYRA	1,35
103		Linear Static	KINITO	1,5
105	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
105		Response Combo	WIND	1,5

105		Linear Static	XIONI	0,75
105		Response Combo	GERANOGEFYRA	1,35
105		Linear Static	KINITO	1,5
106	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
106		Response Combo	WIND	0,9
106		Linear Static	XIONI	1,5
106		Response Combo	GERANOGEFYRA	1,35
106		Linear Static	KINITO	1,5
107	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
107		Response Combo	WIND	0,9
107		Linear Static	XIONI	0,75
107		Response Combo	GERANOGEFYRA	1,35
107		Linear Static	KINITO	1,5
108	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
108		Response Combo	WIND	1
108		Linear Static	XIONI	0,5
108		Response Combo	GERANOGEFYRA	1
108		Linear Static	KINITO	1
109	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
109		Response Combo	WIND	0,6
109		Linear Static	XIONI	1
109		Response Combo	GERANOGEFYRA	1
109		Linear Static	KINITO	1
110	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
110		Response Combo	GERANOGEFYRA	1
110		Response Combo	WIND	0,6
110		Linear Static	XIONI	0,5
110		Linear Static	KINITO	1
111	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
111		Response Combo	WIND	0,2
111		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43
111		Linear Static	KINITO	0,8
112	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
112		Linear Static	XIONI	0,2

112		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43
112		Linear Static	KINITO	0,8
113	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
113		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,9
113		Linear Static	KINITO	0,8
114	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
114		Linear Static	KINITO	0,8
114		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43
seism-x-1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
seism-x-1		Linear Static	KINITO	0,8
seism-x-1		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43
seism-x-1		Response Spectrum	EX	1
seism-x-1		Response Spectrum	EY	0,3
seism-x-2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
seism-x-2		Linear Static	KINITO	0,8
seism-x-2		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43
seism-x-2		Response Spectrum	EX	1
seism-x-2		Response Spectrum	EY	-0,3
seism-x-3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
seism-x-3		Linear Static	KINITO	0,8
seism-x-3		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43
seism-x-3		Response Spectrum	EX	-1
seism-x-3		Response Spectrum	EY	0,3
seism-x-4	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
seism-x-4		Linear Static	KINITO	0,8
seism-x-4		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43
seism-x-4		Response Spectrum	EX	-1
seism-x-4		Response Spectrum	EY	-0,3
seism-y-1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
seism-y-1		Linear Static	KINITO	0,8
seism-y-1		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43

seism-y-1		Response Spectrum	EX	0,3
seism-y-1		Response Spectrum	EY	1
seism-y-2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
seism-y-2		Linear Static	KINITO	0,8
seism-y-2		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43
seism-y-2		Response Spectrum	EX	-0,3
seism-y-2		Response Spectrum	EY	1
seism-y-3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
seism-y-3		Linear Static	KINITO	0,8
seism-y-3		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43
seism-y-3		Response Spectrum	EX	0,3
seism-y-3		Response Spectrum	EY	-1
seism-y-4	Linear Add	Linear Static	DEAD	1
seism-y-4		Linear Static	KINITO	0,8
seism-y-4		Response Combo	GERANOGEFYRA	0,43
seism-y-4		Response Spectrum	EX	-0,3
seism-y-4		Response Spectrum	EY	-1

**Πίνακας 2.6 : Τιμές Ποσοστού Απόσβεσης ζ.**





## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΩΝ

### 3.1 Εισαγωγή

Οι γερανογέφυρες χρησιμοποιούνται σε βιομηχανικά κτίρια και αποθηκευτικούς χώρους και βοηθούν στην μετακίνηση προϊόντων στο εσωτερικό τους. Συνήθως αποτελείται από δυο παράλληλους, κιβωτοειδούς διατομής φορείς, που στηρίζονται στον φορέα μέσω φορείων. Τα φορτία αναρτώνται στις γερανογέφυρες συνήθως μέσω αγκίστρου, συναντώνται όμως και διατάξεις όπου τα φορτία συγκρατούνται με κάδους, αρπάγες και μαγνήτες.

Η γερανογέφυρα αποτελεί βιομηχανικό προϊόν και κατά κανόνα δεν είναι αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού. Ανάλογα με το άνοιγμα και την φέρουσα ικανότητά της τυποποιούνται οι διαστάσεις και κάποια κατασκευαστικά χαρακτηριστικά της. Διατίθεται ως σύνολο με τον μηχανολογικό εξοπλισμό της, που αποτελείται από το βαρούλκο, το φορείο, τους κινητήρες, το συρματόσχοινο και το άγκιστρο ανάρτησης.

Τα φορεία της γερανογέφυρας συνήθως διαθέτουν δυο τροχούς, οι οποίοι κυλίνουν επί τροχιάς που τοποθετείται στο άνω πέλμα της δοκού κύλισης. Οι δοκοί κύλισης αποτελούν αντικείμενο μελέτης του στατικού μηχανικού.

Στο κεφάλαιο που ακολουθεί, παρουσιάζονται κατά σειρά:

Θεωρητικό μέρος:

- τα κύρια χαρακτηριστικά της γερανογέφυρας ως βιομηχανικό προϊόν (γεωμετρικά χαρακτηριστικά, μέσα καθοδήγησης, τροχιές, τύποι ανυψωτικών συστημάτων, μετάδοση κίνησης, μεταφορά φορτίων στην κατασκευή).
- οι μορφές των κυρίων φορέων σε κτίρια όπου λειτουργούν γερανογέφυρες (ολόσωμα πλαίσια, πλευρική προστασία δοκού κύλισης, σύνθετα υποστυλώματα)
- φορτία επί δοκών κύλισεως

Υπολογιστικό μέρος:

- γερανογέφυρα φορέα μας (που επιλέχτηκε)
- προσδιορισμός φορτίων(κατακόρυφων και οριζόντιων)
- η διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης (έλεγχοι αντοχής, έλεγχοι λειτουργικότητας, έλεγχος κόπωσης).
- τα κατασκευαστικά χαρακτηριστικά των δοκών κύλισης γερανογέφυρας (στατικό σύστημα, είδος διατομών, τρόπος σύνδεσης).

Επισημαίνουμε ακόμη ότι στο τέλος της διπλωματικής μας (παράρτημα) υπάρχει η διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης σύμφωνα με τους παραπάνω ελέγχους.

## **3.2 Χαρακτηριστικά της Γερανογέφυρας**

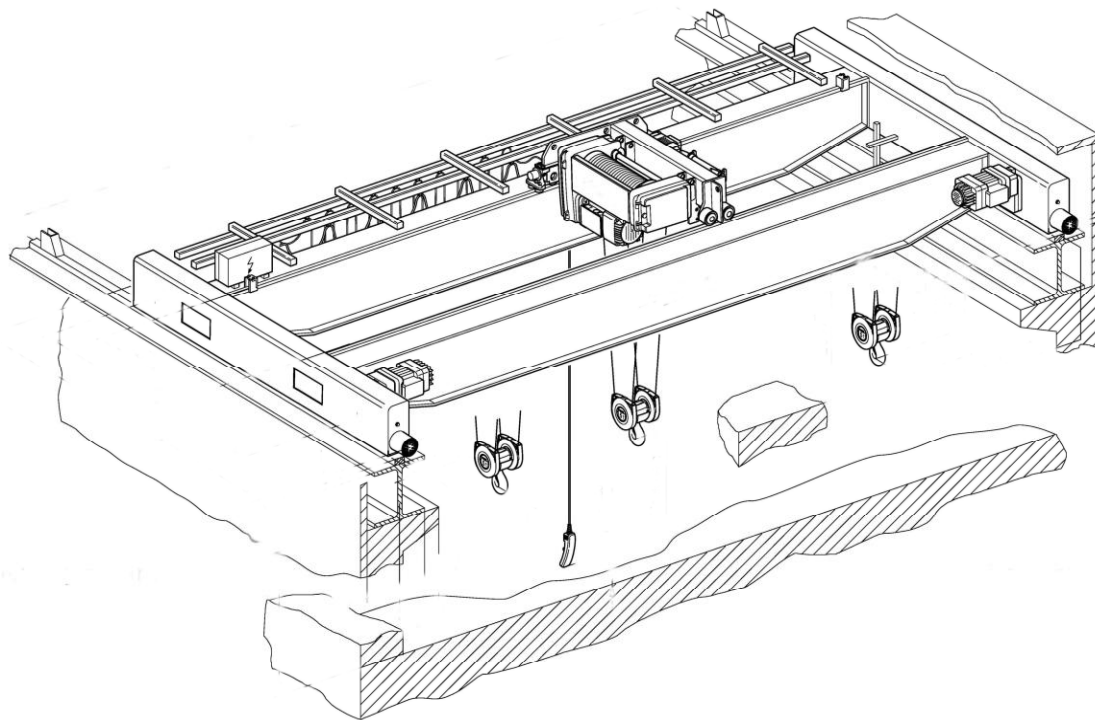
### **3.2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά**

Οι κατασκευαστές δίνουν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των γερανογεφυρών που κατασκευάζουν ως συνάρτηση του ανοίγματος και της ανυψωτικής ικανότητας. Ένα βασικό λειτουργικό δεδομένο για το κτίριο αποτελεί η ανώτερη στάθμη του αγκίστρου, από την οποία προκύπτει το απαιτούμενο καθαρό ύψος του κτιρίου και το συνολικό μέγιστο ύψος του. Τα βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά μιας τυπικής γερανογέφυρας είναι τα εξής:

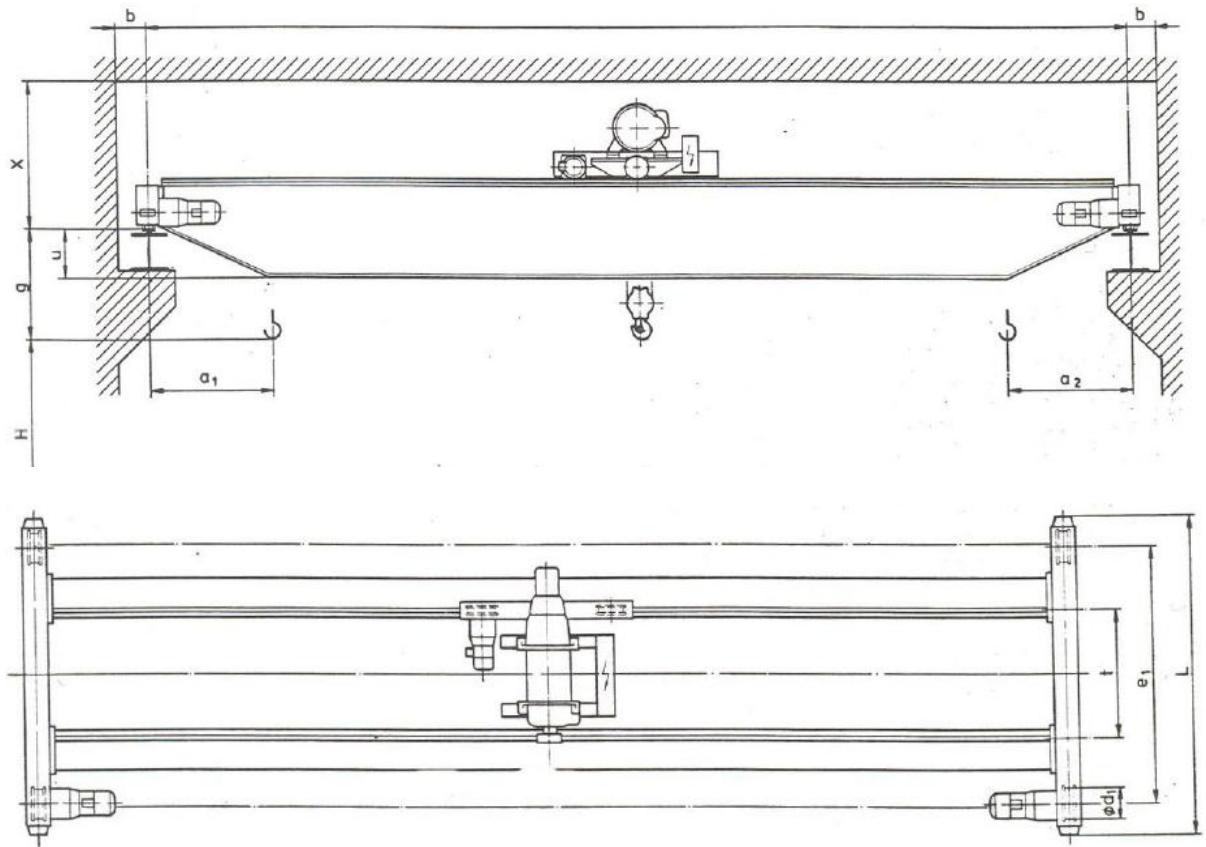
- ακραία θέση του αγκίστρου  $a$
- μήκος φορείου  $L$
- απόσταση τροχών  $e$
- άνοιγμα  $S$
- υψομετρική διαφορά μεταξύ ανώτερης στάθμης αγκίστρου και ανώτερης στάθμης τροχιάς  $g$

- απαιτούμενο ελάχιστο καθαρό ύψος άνω της στάθμης της τροχιάς  $x$
- ελάχιστη απαιτούμενη καθαρή διάσταση πλευρικά  $b$

Τα παραπάνω γεωμετρικά χαρακτηριστικά φαίνονται στα Σχήματα 3.1, 3.2 ενώ στον Πίνακα 3.1 φαίνονται τα γεωμετρικά στοιχεία που παρέχει κάποιος κατασκευαστής.



**Σχήμα 3.1 Σχηματική Διάταξη Γερανογέφυρας**



Σχήμα 3.2 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Γερανογέφυρας

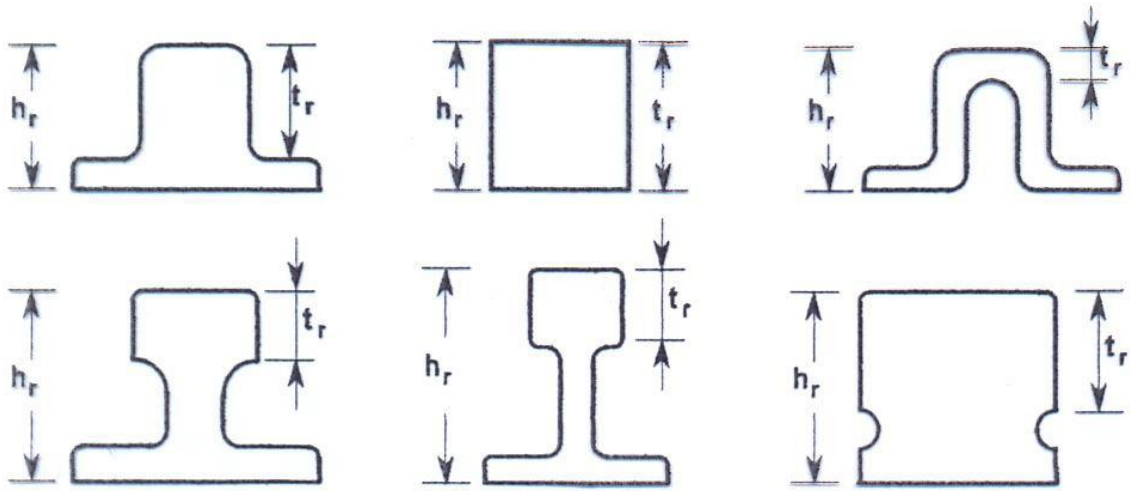
	H	S	g	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	e <sub>1</sub>	L	d <sub>1</sub>	t	x	b	
	m	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
2,0 t	3,5	12	0	750	750	2000	2470	250	1000	920	200	
		16	0	750	750	2500	2970	250	1400	920	200	
		20	+ 50	900	750	3150	3620	250	1400	920	200	
		25	- 50	1100	750	4000	4650	400	2240	1040	200	
		30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

Πίνακας 3.1 Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Γερανογεφυρών

### 3.2.2 Τροχιές

Οι τροχιές αποτελούν τα στοιχεία πάνω στα οποία «πατούν» οι τροχοί των φορείων των γερανογεφυρών. Για γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας επιλέγονται συνήθως τροχιές ορθογωνικής διατομής. Για μεγάλες ανυψωτικές ικανότητες συνήθως επιλέγονται τροχιές που μοιάζουν με τις σιδηροδρομικές. Στο Σχήμα 3.3 φαίνονται εναλλακτικές διατομές μελών που χρησιμοποιούνται ως τροχιές. Οι

χάλυβες που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή τροχιών είναι μεγάλης αντοχής και έχουν τάση θραύσεως μεταξύ 500 και 1200 MPa.



**Σχήμα 3.3 Εναλλακτικές Διατομές Τροχιών**

Οι τροχιές συνδέονται στο άνω πέλμα της δοκού κύλισης και η σύνδεση αυτή μπορεί να επιτευχθεί με τρεις διαφορετικούς τρόπους: είτε συγκολλούνται με διακεκομμένες ραφές το οποίο αποτελεί και την συνηθέστερη περίπτωση, είτε συνδέονται μέσω εφαρμοσμένων ή προεντεταμένων κοχλιών, είτε απλά στερεώνονται με ειδικά σταθεροποιητικά μέσα. Στις δυο πρώτες περιπτώσεις, με την προϋπόθεση ότι τα συνδετικά μέσα μπορούν να μεταφέρουν τις δυνάμεις ολίσθησης στην διεπιφάνεια τροχιάς – δοκού, μπορεί να θεωρηθεί πως η τροχιά είναι μέρος της διατομής της δοκού κύλισης. Τα στηρίγματα τότε πρέπει να αντέχουν τις κατά μήκος διατμητικές δυνάμεις λόγω κάμψης της δοκού σε συνδυασμό με τις πλευρικές ωθήσεις λόγω οριζόντιων δυνάμεων της γερανογέφυρας. Στην αντίθετη περίπτωση των απλών μέσων στερέωσης, πρέπει το κάθε ένα να επαρκεί στην πλευρική ώθηση που ασκεί ένας τροχός. Σε αυτή την περίπτωση συνήθως τοποθετείται ελαστομερές φύλλο μικρού πάχους μεταξύ τροχιάς και δοκού κύλισης.

Οι τροχιές μπορεί να τοποθετούνται είτε συνεχείς, είτε διακεκομμένες ανά αποστάσεις με αρμό. Στην περίπτωση που επιλέγεται λύση με αρμό, αυτός κατασκευάζεται λοξός και σε καμία περίπτωση δεν πρέπει να συμπίπτει με αρμό συνεχόμενων δοκών κύλισης (Σχήμα 3.4).



**Σχήμα 3.4. Αρμός σε Τροχιά Γερανογέφυρας**

Στις προδιαγραφές του έργου πρέπει να προσδιορίζεται και ο χρόνος ζωής της τροχιάς. Ο χρόνος αυτός ενδέχεται να διαφέρει από τον χρόνο ζωής του έργου, αν προβλέπεται αντικατάσταση των τροχιών σε ενδιάμεσες χρονικές στιγμές. Ως μέσος χρόνος ζωής για τροχιές μπορούν να λαμβάνονται τα 25 έτη. Αν θεωρηθεί πως έργο και τροχιά έχουν το ίδιο χρόνο ζωής, τότε πρέπει να λαμβάνονται υπόψη απομείωση διατομής λόγω φθοράς. Η μειωμένη διατομή για τους ελέγχους αντοχής λαμβάνεται σύμφωνα με Μέρος 6 του Ευρωκώδικα 1 ίση με το 75% της αρχικής. Η απομείωση αυτή γίνεται επί του πάχους αναφοράς  $t_r$  (Σχήμα 3.3)

Οι τροχιές τοποθετούνται μετά το τέλος της ανέγερσης του κτιρίου και απαιτείται μεγάλη ακρίβεια οριζοντιογραφικά και υψομετρικά κατά την διαδικασία τοποθέτησης. Επίσης, μπορεί να λαμβάνεται μέριμνα για την δυνατότητα ρύθμισής τους, ώστε να αντιμετωπίζονται μικρές καθιζήσεις στην θεμελίωση.

### 3.2.3 Μέσα καθοδήγησης

Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 2.3.4 του Κεφαλαίου 2, πρέπει να υπάρχει ανοχή  $c$  μεταξύ τροχού και τροχιάς. Η ανοχή αυτή μπορεί να επιτρέπει στην γερανογέφυρα να εγγράφεται κατά λοξό τρόπο ως προς τις τροχιές, με τρόπο που να καταπονούνται οι τροχοί. Για τον περιορισμό της φθοράς των τροχών, από τις



προσκρούσεις και τριβές των «ονύχων» τους με τις τροχιές, αυτοί εφοδιάζονται με μέσα καθοδήγησης που τους ευθυγραμμίζουν με τις τροχιές. Τα στοιχεία αυτά είναι συνήθως ένσφαιροι τριβείς (ρουλεμάν) με κατακόρυφο άξονα ή και απλά ελάσματα. Ως προς τον άξονα του τροχού, τα μέσα καθοδήγησης μπορεί να προηγούνται, να βρίσκονται στην ίδια θέση ή να έπονται αυτού. Τέλος, μέσα καθοδήγησης μπορεί να διαθέτουν το ένα μόνο ή και τα δύο ζεύγη τροχών.

### **3.2.4 Μετάδοση κίνησης στην γερανογέφυρα**

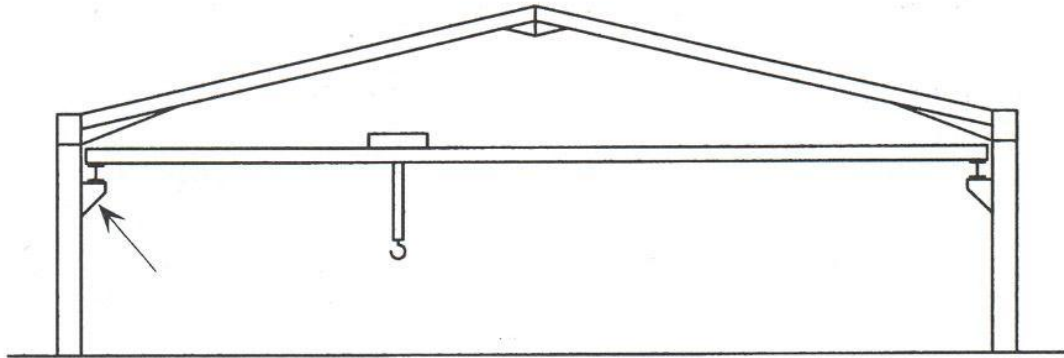
Η κίνηση στην γερανογέφυρα μεταδίδεται μέσω των τροχών. Συνήθως ένα ζεύγος τροχών, οι προπορευόμενοι ή οι επιπορευόμενοι, είναι το κινητήριο. Στις περισσότερες περιπτώσεις γερανογεφυρών καθένας από τους δυο τροχούς διαθέτει ανεξάρτητο κινητήριο. Σπανιότερα συναντάται σύστημα κίνησης όπου οι δυο κινητήριои τροχοί έχουν κοινό άξονα κίνησης – συζευγμένοι μέσω αυτού και σταθερά συνδεδεμένοι με αυτόν - ή έχουν την δυνατότητα περιορισμένης κίνησης κάθετα επί το μέσο επίπεδο του τροχού, για απομείωση των δυναμικών πλευρικών ωθήσεων.

## **3.3 Κύριοι φορείς κτιρίων που λειτουργούν γερανογέφυρες**

Η τυπική μορφή του κύριου φορέα ενός κτιρίου στο οποίο λειτουργούν γερανογέφυρες μπορεί να διαφέρει, κυρίως με κριτήριο την ανυψωτική ικανότητα της γερανογέφυρας.

Για κτίρια με γερανογέφυρες μικρής ανυψωτικής ικανότητας, μέχρι 20 tones, προτιμώνται ολόσωμα πλαίσια. Οι δοκοί κύλισης εδράζονται σε κοντούς προβόλους που συνδέονται στα υποστυλώματα του πλαισίου. Αυτού του είδους η διάταξη, που είναι και αυτή που χρησιμοποιείται στους φορείς που εξετάζονται στην εργασία φαίνεται στο Σχήμα 3.5. Στην περίπτωση ολόσωμου πλαισίου πρέπει να δίνεται μεγάλη προσοχή στον περιορισμό της παραμορφωσιμότητας των πλαισίων. Οι βρετανικοί κανονισμοί επιβάλλουν σαν λύση στο συγκεκριμένο πρόβλημα την τοποθέτηση ελκυστήρα που συνδέει τα κατώτερα άκρα των ζυγωμάτων.

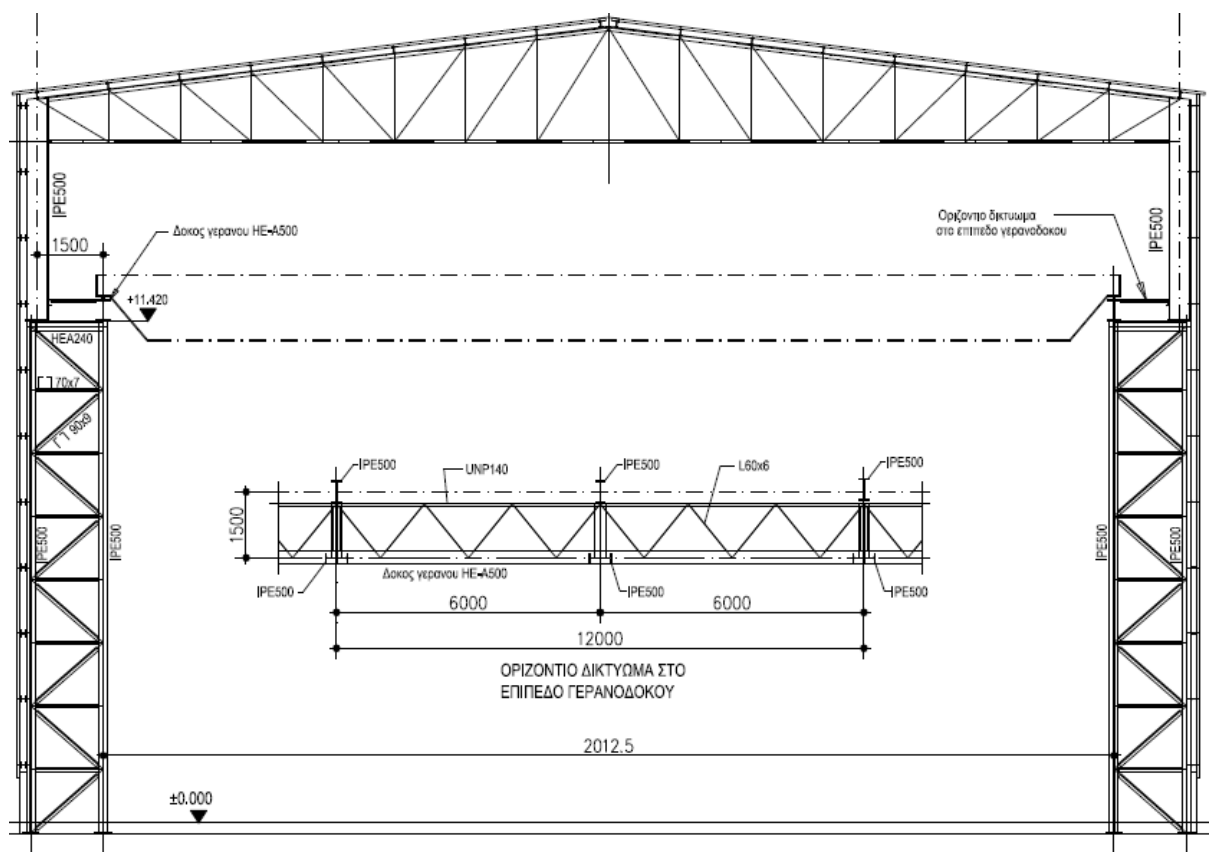
Επίσης προς αυτή την κατεύθυνση οδηγεί το να επιλέγονται πακτώσεις στην βάση των υποστυλωμάτων. Στο Κεφάλαιο 5 θα γίνει ανάλυση της επίδρασης του ελκυστήρα στην παραμορφωσιμότητα του πλαισίου.



Σχ

**ήμα 3.5 Τυπική Μορφή Ολόσωμου Πλαισίου με Γερανογέφυρα**

Σε κτίρια όπου λειτουργούν βαριές γερανογέφυρες ή υπάρχει απαίτηση για μεγάλο ύψος κτιρίου – συνήθως περίπτωση τα κτίρια ναυπήγησης πλοίων και οι βαριές βιομηχανίες - τα υποστυλώματα μπορούν να κατασκευάζονται ως σύνθετα (διμελή) μέχρι την στάθμη έδρασης των δοκών κύλισης. Αυτός ο σχεδιασμός αποτελεί λύση στην απαίτηση για μικρές οριζόντιες παραμορφώσεις υπό τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, που πρέπει να ικανοποιείται για την καλή λειτουργία της γερανογέφυρας. Το εξωτερικό μέλος του υποστυλώματος μπορεί να συνεχίζεται ώστε να στηρίζεται πάνω του ο σκελετός της επιστέγασης, ενώ το εσωτερικό δέχεται το φορτίο της γερανογέφυρας. Τυπική μορφή τέτοιου είδους κύριου φορέα φαίνεται στο Σχήμα 3.6.



**Σχήμα 3.6 Πλαίσιο Κτιρίου στο οποίο Λειτουργεί Γερανογέφυρα**

Όπως αναφέρθηκε το εσωτερικό κύριο μέλος του υποστυλώματος δέχεται στην κεφαλή του συγκεντρωμένο θλιπτικό φορτίο, καθώς αναλαμβάνει τα φορτία της γερανογέφυρας που του μεταβιβάζει η δοκός κύλισης. Η θλιπτική αυτή δύναμη αυξάνεται από τμήμα σε τμήμα του μέλους του υποστυλώματος, καθώς συνυπάρχουν οριζόντια φορτία όπως ανεμοπίεση και πλευρικές ωθήσεις από την γερανογέφυρα. Το υποστυλώμα εξ' αυτού αποτελεί αξονικά θλιβόμενο στοιχείο με σταθερή διατομή αλλά μεταβλητή αξονική δύναμη.

Το εσωτερικό υποστυλώμα πρέπει να εξασφαλίζεται στην κεφαλή του έναντι πλευρικής μετάθεσης εκτός του επιπέδου του πλαισίου. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω οριζόντιων αντηρίδων προς στοιχεία της όψης του κτιρίου. Εναλλακτικά υλοποιείται μέσω του δικτυώματος πλευρικής στήριξης των δοκών κύλισης, μέσω των δοκών και στην περίπτωση που αυτές καταλήγουν σε στοιχεία δυσκαμψίας. Το μήκος λυγισμού για λυγισμό εντός του επιπέδου του πλαισίου είναι ίσο με την απόσταση δυο

διαδοχικών κόμβων. Για λυγισμό εκτός του επιπέδου του πλαισίου το μήκος λυγισμού είναι όσο και το πραγματικό μήκος του – θεωρώντας αρθρωτή σύνδεση στην βάση. Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού  $P_{cr}$  υπολογίζεται με μήκος λυγισμού το πραγματικό και προσαυξάνεται με συντελεστή που λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.2, θεωρώντας αμφιαρθρωτό υποστύλωμα με θλιπτικό φορτίο  $P_1$  στην κεφαλή και ομοιόμορφα διανεμημένο θλιπτικό  $a$  κατά μήκος του ύψους του  $h$ , άρα αξονική δύναμη στη βάση  $P_2 = P_1 + a h = P_1 (1 + R)$ . Προσεγγιστικά ο έλεγχος μπορεί να γίνεται για μέγιστο φορτίο  $P_2$  και μήκος λυγισμού το μήκος του υποστυλώματος.

R	k	R	K	
0.10	1.051	1.50	1.601	$R = ah/P_1$
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	

**Πίνακας 3.2 Συντελεστής k ισοδύναμου Μήκους Λυγισμού**

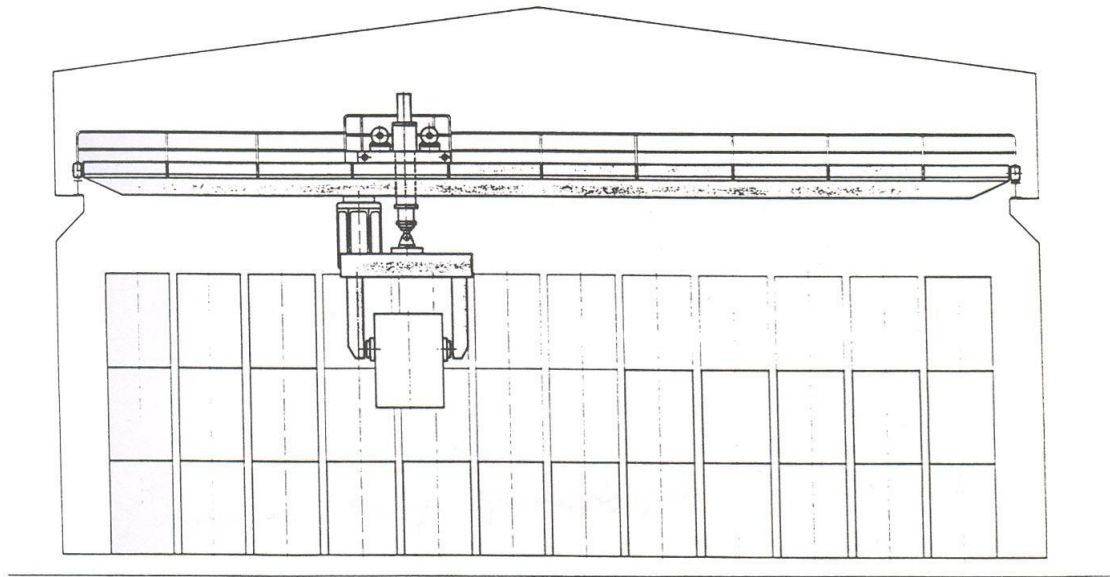
Η μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη που καταπονεί το εσωτερικό υποστύλωμα υπολογίζεται για την δυσμενέστερη θέση των τροχών, χωρίς αυτή να συμπίπτει με την θέση μέγιστης καταπόνησης των δοκών κύλισης. Οι δυναμικοί συντελεστές  $\varphi$  λαμβάνονται υπόψη για τον υπολογισμό του θλιπτικού φορτίου του υποστυλώματος, αμελούνται όμως στην περίπτωση του ελέγχου θεμελίωσης.

Σε περίπτωση σημαντικών πλευρικών παραμορφώσεων της δοκού κύλισης, τοποθετείται στην στάθμη του άνω πέλματός της οριζόντιο πλευρικό δικτύωμα. Το δικτύωμα προσφέρει επιπρόσθετα προστασία έναντι πλευρικού λυγισμού. Κάποια μέλη του δικτυώματος αυτού επιτρέπεται να χρησιμοποιούνται για την διαμόρφωση διαδρόμου επίσκεψης στην στάθμη της γερανογέφυρας.

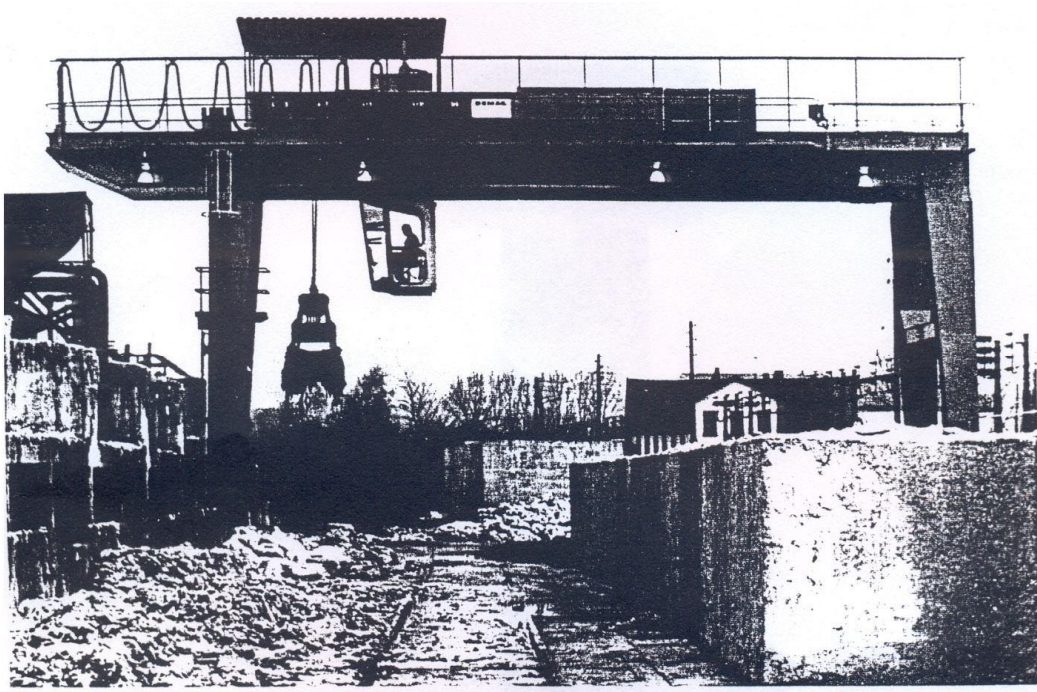
### **3.4 Τύποι ανυψωτικών συστημάτων**

Για την ανύψωση και μετακίνηση προϊόντων ή υλικού υπό επεξεργασία αντί αγκίστρων μπορεί να χρησιμοποιούνται και άλλα μέσα όπως αρπάγες (π.χ. μετακίνηση όγκων μαρμάρου), κάδοι για μεταφορά αδρανών υλικών ή μεταλλεύματος ή μαγνήτες για τη μετακίνηση λαμαρινών σε χώρους π.χ. ναυπήγησης πλοίων.

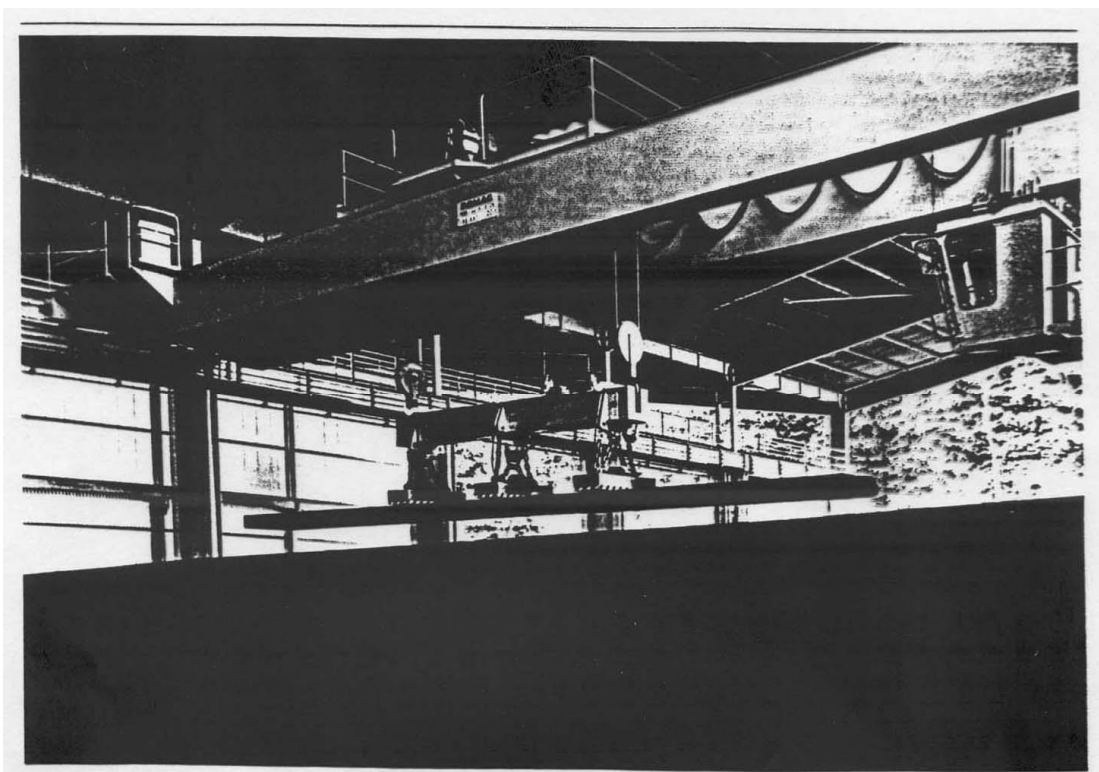
Ακολουθούν φωτογραφίες τέτοιων συστημάτων.



**Γερανογέφυρα με αρπάγες**



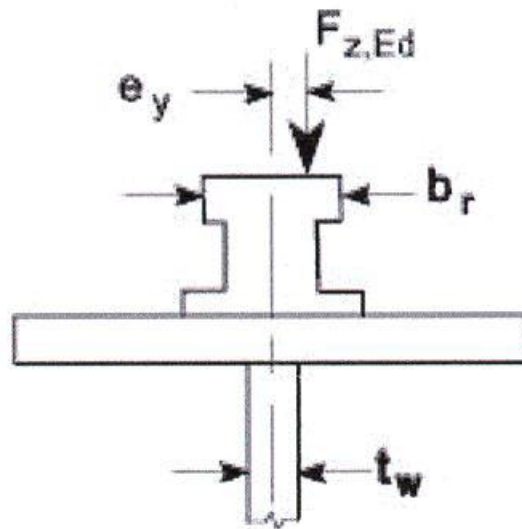
**Υπαίθρια γερανογέφυρα με θάλαμο χειρισμών και κάδο**



γερανογέφυρα διακίνησης επίπεδων ελασμάτων με μαγνήτες

### 3.5 Φορτία επί των Δοκών Κυλίσεως

Επί των δοκών κυλίσεως ασκούνται, μέσω των τροχών, κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Επειδή η τροχιά σταθμίζεται και ευθυγραμμίζεται μετά την ανέγερση του κτιρίου και την τοποθέτηση των δοκών κυλίσεως, είναι δυνατόν το κατακόρυφο φορτίο να ασκείται έκκεντρα ως προς τη δοκό κυλίσεως. Η ένταση που η εκκεντρότητα αυτή δημιουργεί λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς. Στον EC3/6 το μέγεθος της εκκεντρότητας αυτής  $e_y$  λαμβάνεται ίσο προς το  $\frac{1}{4}$  του πλάτους  $b$  της τροχιάς (Σχήμα 3.7).



**Σχήμα 3.7 Έκκεντρη δράση φορτίου τροχού ως προς τη δοκό κυλίσεως**

Τα κύρια οριζόντια φορτία (κατά μήκος και εγκάρσια της δοκού κυλίσεως) τα οποία η γερανογέφυρα ασκεί είναι δύο ειδών μη επαλληλιζόμενα μεταξύ τους:

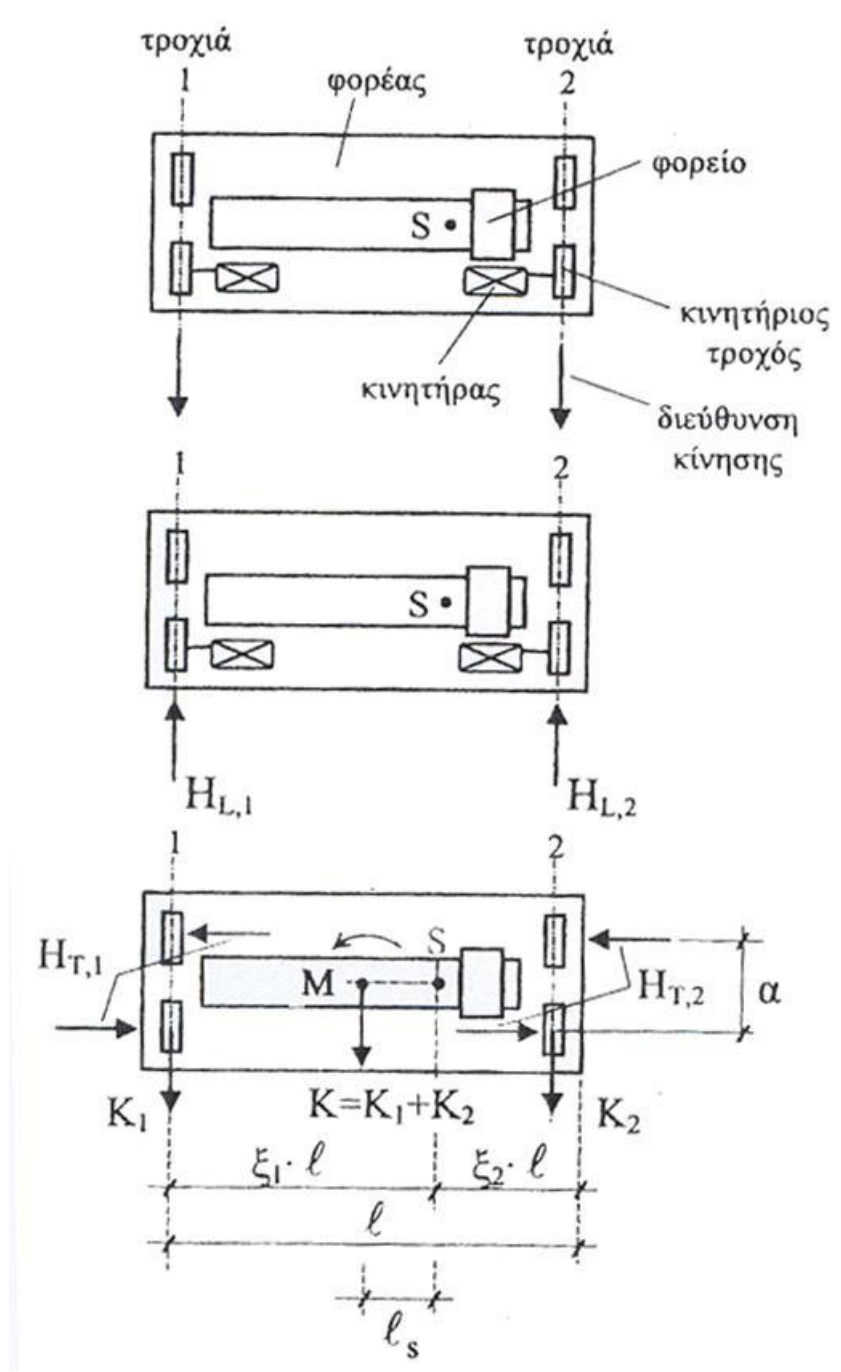
(α) οφειλόμενα στην επιτάχυνση και επιβράδυνση της γερανογέφυρας κατά την εκκίνηση και της τροχοπέδησή της,

(β) οφειλόμενα στη λοξή (παράγωγη) κίνηση της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές κατά τη λειτουργία της.

Κατά την εκκίνηση της γερανογέφυρας η κινητήρια δύναμη  $K$  (Σχ. 3.8) ασκείται στον άξονα της κίνησης. Το κέντρο βάρους  $S$  του κινούμενου συστήματος (γερανογέφυρα και αναρτημένο φορτίο) βρίσκεται όμως, κατά κανόνα, εκτός του άξονα αυτού, σε απόσταση  $l_s$  (Σχήμα 3.8) και εξ αυτού του λόγου δημιουργείται στρεπτική ροπή  $M=K.l_s$ . Η ροπή αυτή εξισορροπείται από ζεύγη δυνάμεων  $HT,1$ ,  $HT,2$  που αναπτύσσονται στις θέσεις των τροχών (Σχ. 3.8, για τη συνήθη περίπτωση δύο τροχών



ανά τροχιά). Παράλληλα 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  $\xi_1 l$ ,  $\xi_2 l$ , Σχ. 3.8)



Σχήμα 3.8 Πλευρικές και κατά μήκος δυνάμεις επί των δοκών κυλίσεως λόγω της επιτάχυνσης/επιβράδυνσης της γερανογέφυρας

- Κινητήρια δύναμη

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

$\mu = 0.20$  συντελεστής τριβής

$m_w$  πλήθος μεμονωμένων κινητήριων τροχών

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

- Στρεπτική ροπή

$$M = K \cdot l_s$$

$$l_s = (\xi_1 - 0,5) \cdot l$$

- Κατά μήκος οριζόντιες δυνάμεις (ανά δοκό κυλίσεως)

$$H_L = \varphi_5 \cdot K \cdot 1/\eta_r$$

$\eta_r$  αριθμός δοκών κυλίσεως

$\varphi_5$  δυναμικός συντελεστής, συνήθως  $\varphi_5 = 1,50$

- Εγκάρσιες οριζόντιες δυνάμεις

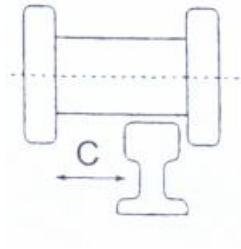
$$H_{T,1} = \varphi_5 \cdot \xi_2 \cdot M/\alpha$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot M/\alpha$$

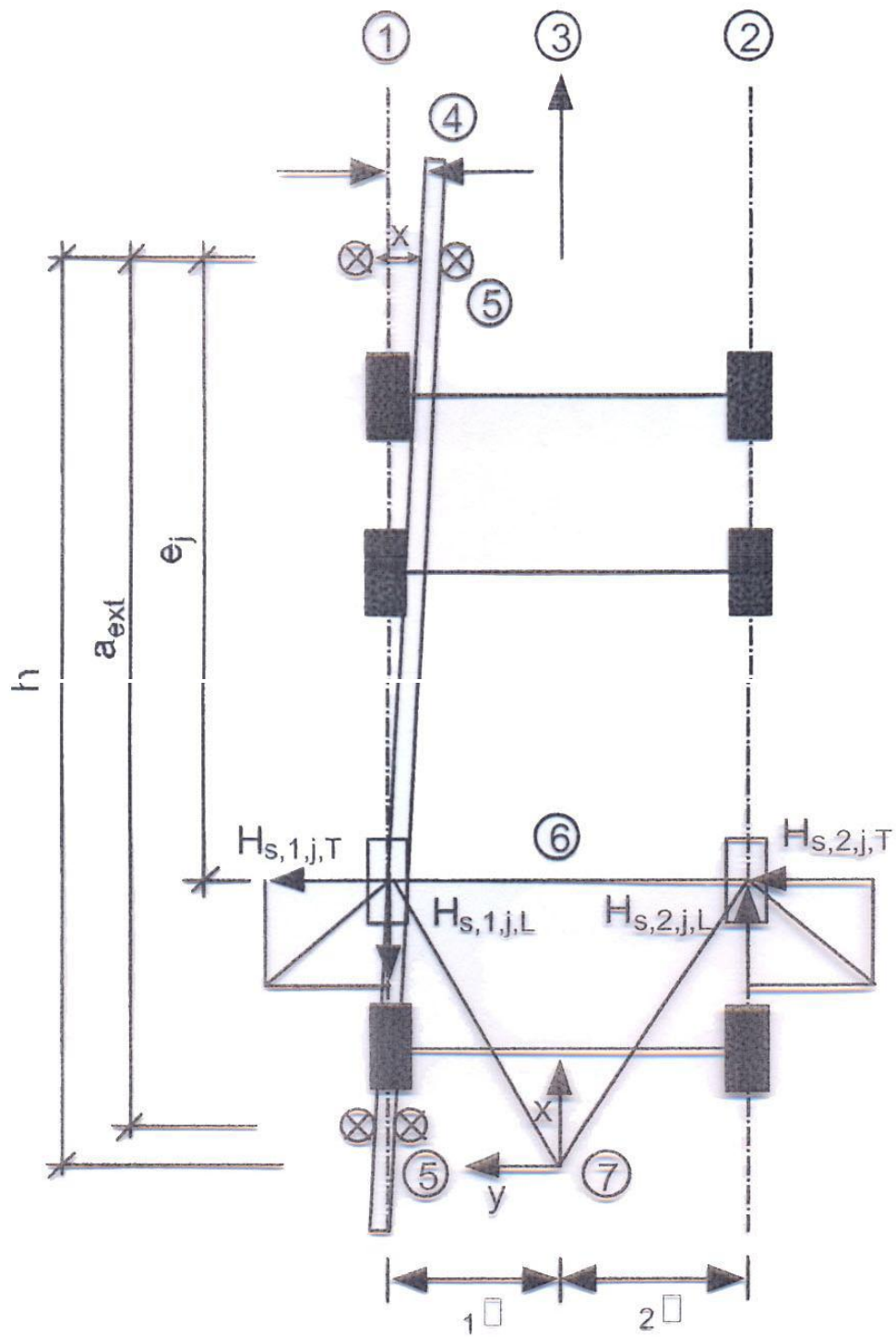
( $\alpha$  η απόσταση μεταξύ των δύο τροχών επί μίας τροχιάς)

Λόγω ανοχής  $c$  που υπάρχει μεταξύ τροχού και τροχιάς, 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 αυτήν μικρή γωνία (γωνία  $x$ ). Οι τροχοί, για τον 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 άξονά του. Μέσα

καθοδήγησης μπορεί να διαθέτουν το ένα μόνο ή και τα δύο ζεύγη τροχών (για τη συνήθη περίπτωση δύο ζευγών τροχών).



**Ανοχή μεταξύ τροχών και τροχιάς**



Σχήμα 3.9 Λοξή Κίνηση Γερανογέφυρας ως προς τις Τροχιές

Υπόμνημα:

**1** Στιγμιαία κίνηση επί της τροχιάς 1

**2** Στιγμιαία κίνηση επί της τροχιάς 2

**3** Διεύθυνση της κίνησης

**4** Διεύθυνση της τροχιάς

**5** Μέσα καθοδήγησης

**6** Ζεύγος τροχών  $j$  σειράς

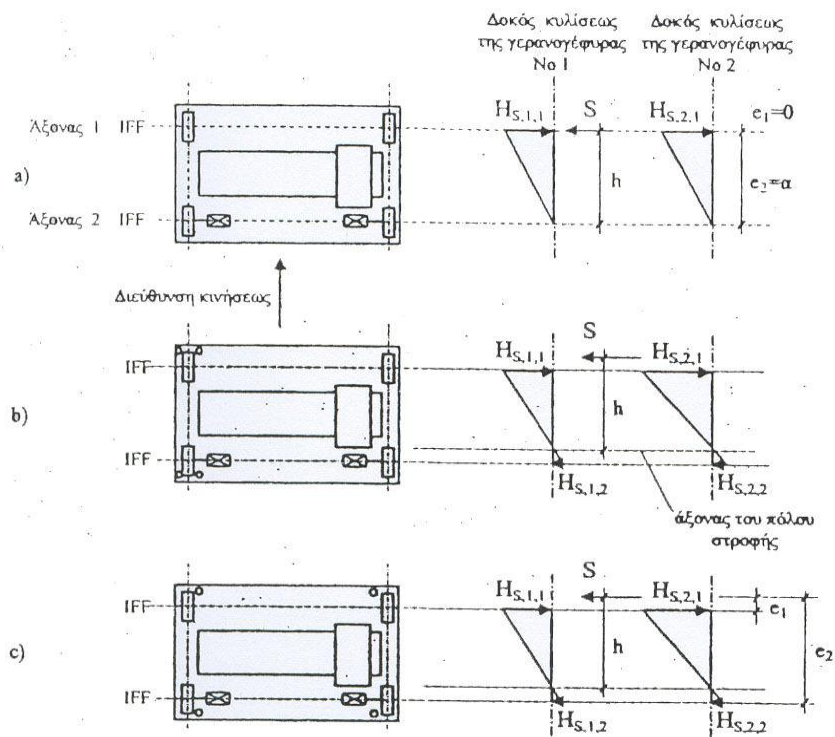
**7** Στιγμιαίο κέντρο στροφής

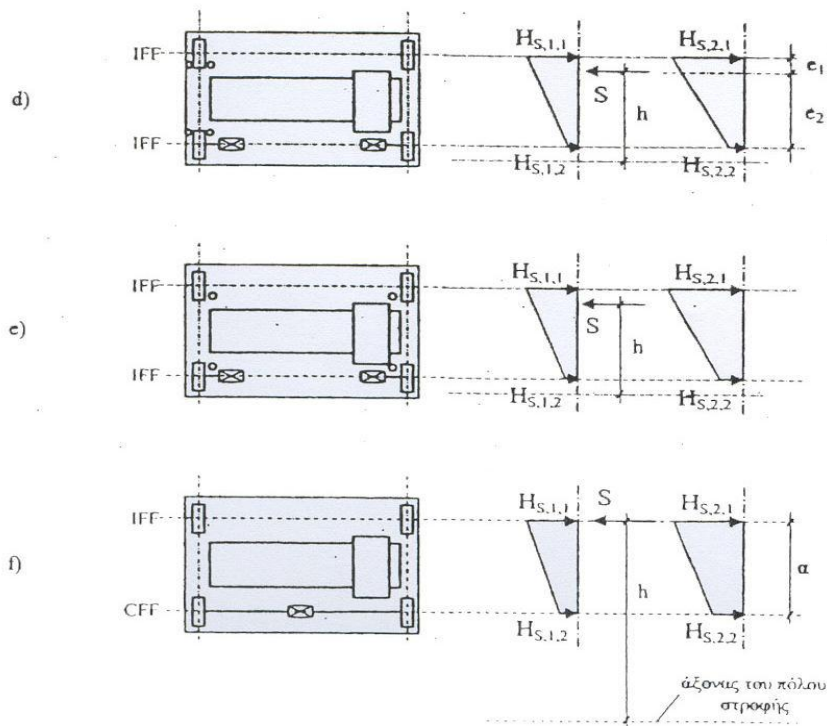
Συνέπεια της παραπάνω λοξής κίνησης είναι να ασκούν τροχοί και μέσα καθοδήγησης οριζόντιες δυνάμεις επί των τροχιών (οι οποίες ασκούν επίσης επί των τροχών αντιδράσεις επαναφοράς).

Από τα ζεύγη τροχών (προπορευόμενο ή επιπορευόμενο) συνήθως ένα είναι το κινητήριο χωρίς να αποκλείεται να έχουν κινητήρα όλοι οι τροχοί. Καθένας από τους κινητήριους τροχούς έχει κατά κανόνα αυτοτελή (ανεξάρτητο) κινητήρα, σπανιότερα όμως είναι δυνατόν ένα ζεύγος απέναντι τροχών να έχουν κοινό άξονα και κοινό κινητήρα (συνεζευγμένοι τροχοί). Κάθε άξονας μπορεί να είναι σταθερά συνδεδεμένος επί ενός τροχού του ή να έχει τη δυνατότητα μικρής κίνησης (κάθετα επί το επίπεδο του τροχού) για την απόσβεση των προσκρούσεων.

Η θέση του στιγμιαίου κέντρου στροφής εξαρτάται από τη σχετική θέση των μέσων καθοδήγησης ως προς τους τροχούς και τον τρόπο κίνησης των τροχών. Στο παρακάτω σχήμα για διάφορες περιπτώσεις φαίνονται η θέση του στιγμιαίου κέντρου στροφής (απόσταση  $h$  από προπορευόμενα μέσα καθοδήγησης) και οι πλευρικές δυνάμεις που ασκούνται επί των τροχιών από μέσα καθοδήγησης και τροχούς.

Στο σχήμα,  $S$  είναι η πλευρική δύναμη που ασκούν τα μέσα καθοδήγησης,  $H_s$  οι αντίστοιχες δυνάμεις από τους τροχούς. Από τους δείκτες, ο πρώτος ( $S$ ) υποδηλώνει δύναμη λόγω της λοξής κίνησης (skewing forces), ο επόμενος (1 ή 2) την τροχιά, ο ακόλουθος (1 ή 2) το ζεύγος αντίστοιχων τροχών (προπορευόμενο ή ακολουθούν). Το σύμβολο *IFF* υποδηλώνει τροχούς με ανεξάρτητη (independent) κίνηση και σταθερά (fixed) συνδεδεμένους με τον άξονα. Αν δύο τροχοί είναι συνεζευγμένοι (coupled) με ενιαίο άξονα (περίπτωση f) χρησιμοποιείται το σύμβολο *C*. Εάν ο άξονας είναι κινητός (mobile) ως προς τον τροχό χρησιμοποιείται το σύμβολο *M*. Είναι  $a$  η απόσταση των τροχών της ίδιας τροχιάς και  $e$  η απόσταση ζεύγους από τα μέσα καθοδήγησης ( $e_1$  το προπορευόμενο).





**Δυνάμεις καθοδήγησης  $S$  και οριζόντιες δυνάμεις  $H_S$  για διάφορες θέσεις των μέσων καθοδήγησης και διάφορα συστήματα τροχών**

Οι οριζόντιες δυνάμεις λόγω της λοξής κίνησης υπολογίζονται γενικά από τη σχέση που φαίνεται παρακάτω. Ο συντελεστής  $f$  εξαρτάται από τη γωνία λοξότητας  $\alpha$  (Σχ. 3.9). Εάν δεν γίνεται ακριβέστερος υπολογισμός (βλέπε Ευρωκώδικα 1, Μέρος 3) μπορεί να λαμβάνεται  $\alpha=0,015\text{rad}$  και  $f=0,30$ . Οι τιμές του συντελεστή  $\lambda$  προσδιορίζονται με τη βοήθεια των πινάκων 3.3 και 3.4. Οι τιμές των  $\xi_1, \xi_2$  (βλέπε Σχ. 3.8) λαμβάνονται για την ακραία θέση του αναρτημένου φορτίου (προκειμένου να υπολογιστούν οι μέγιστες τιμές των  $H_S$ ).

Γωνία λοξότητας  $\alpha = 0,015\text{rad}$

$$f = 0,30$$

$$H_{S,i,j}, L_T = f \lambda s_{i,j}, L_T \Sigma Q r_{i,j}, \max$$

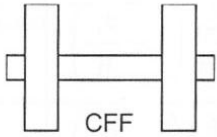
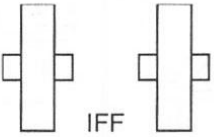
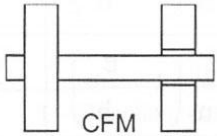
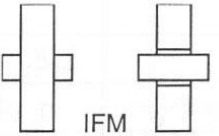
**i τροχιά (π.χ. 1 ή 2)**

**j ζεύγος τροχών (π.χ. προπορευόμενο)**

**L κατά μήκος διεύθυνση**

**T εγκάρσια διεύθυνση**

**$\Sigma Q_i, \max$  άθροισμα κατακόρυφων αντιδράσεων τροχών της περισσότερο καταπονούμενης τροχιάς για τη φορτισμένη γερανογέφυρα**

	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 3.3 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 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 από τα μέσα καθοδήγησης  
h είναι η απόσταση μεταξύ του στιγμιαίου πόλου στροφής και των μέσων καθοδήγησης

Πίνακας 3.4 προσδιορισμός των τιμών  $\lambda_{sj}$

### 3.6 Γερανογέφυρα Φορέα

Στο εσωτερικό του υπόστεγου για της ανάγκες της μεταφοράς μαρμάρων θα λειτουργήσει γερανογέφυρα ανυψωτικής ικανότητας 16 τόνων και ανοίγματος 20 μέτρων. Οι δοκοί επί των οποίων κυλιέται η γερανογέφυρα αποτελούν ιδιαίτερα και χαρακτηριστικά στοιχεία του έργου λόγω πολλαπλών απαιτήσεων λειτουργικότητας και ευαισθησίας έναντι κοπώσεως. Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήσαμε γερανογέφυρα της εταιρίας Demag τύπου ZKKE (πίνακας 3.5) και κατηγορίας HC2(workshop cranes,βλ. πιν.3.9) με συνολικό βάρος 10238kg με ανυψωτική ικανότητα 16t και ταχύτητα ανύψωσης 6.0m/min. Το βάρος βαρούλκου-φορείου εκτιμήθηκε στους 2t. Η γερανογέφυρα κινείται σε κάθε άκρο επί δύο τροχών που απέχουν μεταξύ τους 3,15 μέτρα(πίνακας 3.6). Οι κινητήριои τροχοί ν ανεξάρτητη κίνηση ο ένας από τον

άλλον, οι δε άξονες όλων των τροχών είναι σταθερά συνδεδεμένοι επί αυτών, σύστημα IFF.

Ο υπολογισμός των δράσεων που οφείλονται στην γερανογέφυρα έγινε βάσει των κανονισμών του Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 3 και του Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 6 και παρουσιάζεται αναλυτικά παρακάτω.

Από τον πίνακα του κατασκευαστή της γερανογέφυρας (πίνακας 3.7) δίνονται οι μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις επί των δοκών κυλίσεως για την ακραία δυνατή θέση του αναρτημένου φορτίου. Οι αντιδράσεις αυτές είναι χαρακτηριστικές τιμές και δεν περιέχουν δυναμικούς συντελεστές.

Έχουμε λοιπόν ότι  $V_{max}=112,97kn$  και  $V_{min}=27,45kn$

Για τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας, εφαρμόζεται επί των τιμών των φορτίων που θα προσδιοριστούν, επί μέρους συντελεστής ασφαλείας γενικά  $\gamma=1,35$  και ειδικότερα όπως φαίνεται στον πίνακα 3.8.

Οι δυνάμεις από τις γερανογέφυρες θεωρούνται, για το κτίριο, ως μεταβλητές δράσεις. Για το σχηματισμό των συνδυασμών δράσεων εφαρμόζονται οι συνιστώμενες από το EC1 τιμές, δηλαδή  $\psi_0=1,0$  και  $\psi_1=0,90$ .

Ως συντελεστής  $\psi_2$  (π.χ. για τον σεισμικό συνδυασμό) λαμβάνεται ο λόγος του μόνιμου φορτίου της γερανογέφυρας προς το συνολικό (περιλαμβανομένου του ανυψούμενου).

Στην περίπτωση μας λοιπόν έχουμε,

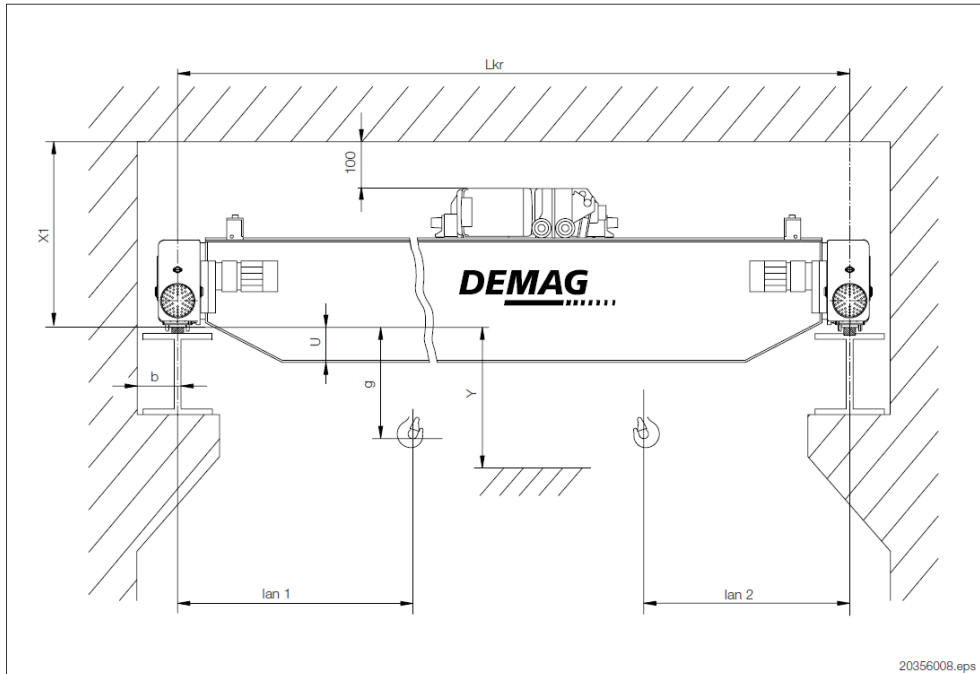
$$\psi_2=[(2*11297+2*2745)-16000]kg/(2*11297+2*2745)kg=0,430$$

## Demag ZKKE standard double-girder overhead travelling crane

Crane girders: Box-girder; design 1

End carriage: DFW-L-Z \_\_\_ / \_\_\_ / S

Crab: 1 x EZDR



Type designation

DFW-L-Z 160 / 2500 / S

- Side connection
- Wheel base ekt
- Travel wheel diameter d
- Demag end carriage type Z

EZDR 10 - 8 4/1 FEM 3m

- Rope reeving
- SWL in t
- Range 5; 10
- Double-rail crab with Demag rope hoist type DR

IK 1 PRODUKTION

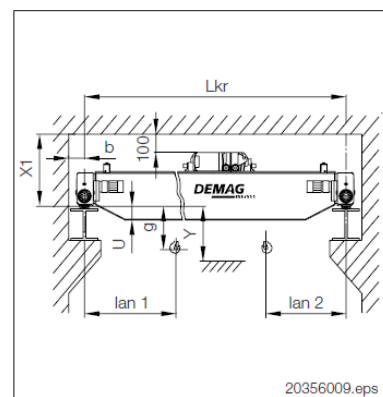
Πίνακας 3.5 Τυπική μορφή και γεωμετρικά χαρακτηριστικά γερανογέφυρας τύπου ZKKE

## ZKKE without crane platform SWL 16 t

Crane girders: Box-girder; design 1

End carriage: DFW-L-Z \_\_\_ / \_\_\_ /S

Crab: 1x EZDR 10 - 16 6/1 H20



Hook path 6,7 m; lifting speed: 6/1 m/min; 2,7/0,4 m/min or 0,7 – 6 m/min infinitely variable

Cross travel speed 1,5 – 30 m/min infinitely variable

Crane girder				Crab					End carriage						
L <sub>KR</sub>	X	H	U	l <sub>an 1</sub>	l <sub>an 2</sub>	g	y	Lka	l <sub>an 3</sub>	l <sub>an 4</sub>	d	e <sub>KT</sub>	l <sub>EKT</sub>	DPZ	b
4	1045	945	-19	1110	1010	260	481	1400	1324,5	1733,5	200	2500	3058	100	175
5	1045	945	-19	1110	1010	260	481	1400	1324,5	1733,5	200	2500	3058	100	175
6	1045	945	-19	1110	1010	260	481	1400	1324,5	1733,5	200	2500	3058	100	175
7	1047	947	-17	1110	1010	258	483	1400	1324,5	1733,5	200	2500	3058	100	175
8	1045	945	81	1110	1010	260	581	1400	1324,5	1733,5	200	2500	3058	100	175
9	1047	947	83	1110	1010	258	583	1400	1324,5	1733,5	200	2500	3058	100	175
10	1045	945	181	1110	1010	260	681	1400	1324,5	1733,5	200	2500	3058	100	175
11	1047	947	183	1110	1010	258	683	1400	1324,5	1733,5	200	2500	3058	100	175
12	1045	945	281	1110	1010	260	781	1400	1324,5	1733,5	200	2500	3058	100	175
13	1065	965	265	1100	1000	240	765	1400	1346,5	1755,5	250	2500	3102	100	200
14	1065	965	365	1100	1000	240	865	1400	1346,5	1755,5	250	2500	3102	100	200
15	1065	965	365	1100	1000	240	865	1400	1346,5	1755,5	250	2500	3102	100	200
16	1070	970	465	1100	1000	235	965	1400	1346,5	1755,5	250	2500	3102	100	200
17	1070	970	465	1100	1000	235	965	1400	1366,5	1775,5	250	2500	3142	130	200
18	1070	970	465	1100	1000	235	965	1400	1366,5	1775,5	250	2500	3142	130	200
19	1070	970	470	1100	1000	235	970	1400	1366,5	1775,5	250	2500	3142	130	200
20	1065	965	465	1100	1000	240	965	1400	1691,5	2100,5	250	3150	3792	130	200
21	1067	967	467	1100	1000	238	967	1400	1691,5	2100,5	250	3150	3792	130	200
22	1070	970	467	1100	1000	235	967	1400	1691,5	2100,5	250	3150	3792	130	200
23	1070	970	470	1100	1000	235	970	1400	1691,5	2100,5	250	3150	3792	130	200
24	1070	970	565	1100	1000	235	1065	1400	1691,5	2100,5	250	3150	3792	130	200
25	1070	970	565	1100	1000	235	1065	2240	2266,5	2375,5	250	4000	4642	130	200
26	1070	970	565	1100	1000	235	1065	2240	2266,5	2375,5	250	4000	4642	130	200
27	1063	963	713	1100	1000	242	1213	2240	2266,5	2375,5	250	4000	4642	130	200
28	1063	963	713	1100	1000	242	1213	2240	2266,5	2375,5	250	4000	4642	130	200
29	1065	965	713	1100	1000	240	1213	2240	2298,5	2407,5	250	4000	4706	160	200
30	1067	967	715	1100	1000	238	1215	2240	2298,5	2407,5	250	4000	4706	160	200

Πίνακας 3.6 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά γερανογεφυρών με ανυψωτική ικανότητα 16t

SWL 16 t - 1x EZDR10 - 16 6/1 FEM 2m												
L <sub>KR</sub>	m	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
max.R22 (+G <sub>H</sub> )	kg	9416	9700	9950	10216	10260	11681	11814	12112	12241	12525	12970
max.R21 (+G <sub>H</sub> )	kg	11297	11584	11836	12104	12150	11114	11244	11537	11664	11945	12388
min.R12 (+G <sub>H</sub> )	kg	2745	2995	3214	3452	3470	3673	3780	4055	4162	4425	4852
min.R11 (+G <sub>H</sub> )	kg	2780	3024	3238	3471	3484	3576	3682	3952	4057	4320	4745
R <sub>m</sub> = (2 x maxR + minR)/3		7819	8093	8333	8591	8627	8823	8946	9235	9356	9632	10070
L	kN	3,07	3,39	3,67	3,97	4,01	4,21	4,36	4,70	4,84	5,16	5,69
min.HM	kN	2,39	2,80	3,20	3,63	3,82	3,30	3,55	3,98	4,25	4,69	5,30
max.HM	kN	8,95	9,89	10,79	11,71	12,32	10,38	10,98	11,75	12,35	13,11	14,01
S	kN	33,72	35,09	36,29	37,58	37,73	35,34	35,90	37,23	37,78	39,07	41,11
max.H <sub>S</sub>	kN	26,65	27,38	28,03	28,71	28,83	26,84	27,15	27,84	28,14	28,81	29,85
min.H <sub>S</sub>	kN	7,07	7,71	8,26	8,87	8,90	8,50	8,75	9,39	9,64	10,26	11,26
max.P <sub>U</sub> (V <sub>KR</sub> = 40 m/min)	kN	32,15	38,31	44,45	52,30	53,17	58,15	60,65	71,06	75,48	81,18	85,91
max.P <sub>U</sub> (V <sub>KR</sub> = 60 m/min)	kN	59,52	67,84	74,53	80,45	81,30	87,58	91,57	99,13	102,99	113,14	129,26
G <sub>G</sub>	kg	10238	11303	12238	13243	13364	14044	14520	15656	16124	17215	18955

**Πίνακας 3.7 Μέγιστες και ελάχιστες αντιδράσεις γερανογέφυρας 16t επί των τροχιών της**

Δράση	Σύμβολο	Κατάσταση	
		P/T	A
Μόνιμες δράσεις γερανογέφυρας - δυσμενείς - ευνοϊκές	γ <sub>G sup</sub>	1.35	1.00
	γ <sub>G inf</sub>	1.00	1.00
Μεταβλητές δράσεις γερανογέφυρας - δυσμενείς - ευνοϊκές	γ <sub>Q sup</sub>	1.35	1.00
	γ <sub>Q inf</sub>		
Παρούσα γ/φ		1.00	1.00
Απούσα γ/φ		0.00	0.00
Άλλες μεταβλητές δράσεις - δυσμενείς - ευνοϊκές	γ <sub>Q</sub>	1.50	1.00
		0.00	0.00
Τυχηματικές δράσεις	γ <sub>A</sub>		1.00

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

**Πίνακας 3.8 Συνιστώμενες στον EC1/3 τιμές για τους συντελεστές γ**

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 3.9 Κατάταξη γερανογεφυρών σε κατηγορίες**

### 3.7 Προσδιορισμός Φορτίων

Όπως προαναφέρθηκε κατά την λειτουργία της γερανογέφυρας ασκούνται, μέσω των τροχών, στην δοκό κυλίσεως κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Τα κύρια

οριζόντια φορτία (κατά μήκος και εγκάρσια της δοκού κυλίσεως) τα οποία η γερανογέφυρα ασκεί είναι δύο ειδών μη επαλληλιζόμενα μεταξύ τους:

(α) οφειλόμενα στην επιτάχυνση και επιβράδυνση της γερανογέφυρας κατά την εκκίνηση και την τροχοπέδηση της,

(β) οφειλόμενα στη λοξή (παράγωγη) κίνηση της γερανογέφυρας ως προς τις τροχιές κατά τη λειτουργία της.

### 3.7.1 Δυναμικοί Συντελεστές

Στον Ευρωκώδικα 1-Μέρος 3 αναφέρονται δέκα συνδυασμοί των κατακόρυφων, οριζόντιων και υπολοίπων φορτίων, για καθένα από τα οποία και κατά περίπτωση, προτείνει ειδικούς δυναμικούς συντελεστές  $\varphi$  (πίνακας 3.10). Τα οριζόντια φορτία δεν επαλληλίζονται και τα φορτία κάθε στήλης του πίνακα λαμβάνονται ως μια ενιαία δράση.

		Ομάδες φορτίων									
		Οριακή κατάσταση αστοχίας							Δοκιμαστική	Τυχηματική	
		1	2	3	4	5	6	7		8	9
1	Ιδιο 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 3.10 Συνδυασμοί Φορτίων και Δυναμικοί Συντελεστές

**a) δυναμικός συντελεστής  $\varphi_1$**

Ο συντελεστής  $\varphi_1$  εφαρμόζεται μόνο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας και λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική διέγερση της, κατά την ανύψωση του φορτίου από το έδαφος. Είναι:

$$\varphi_1 = 1,0 + 0,10 = 1,10$$

**b) δυναμικός συντελεστής  $\varphi_2$**

Ο συντελεστής  $\varphi_2$  εφαρμόζεται στο ανυψούμενο φορτίο και λαμβάνει υπ' όψη του τη δυναμική επιρροή όταν το φορτίο αυτό μεταφέρεται από το έδαφος στη γερανογέφυρα. Είναι:

$$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 V_h$$

Οι τιμές των  $\varphi_{2,\min}$  και  $\beta_2$  εξαρτώνται από την κατηγορία ανύψωσης (hoisting class) στην οποία κατατάσσεται η γερανογέφυρα. Για την περίπτωση μας, κατηγορία ανύψωσης 2, HC2 και θεωρώντας ταχύτητα ανύψωσης αναρτημένου φορτίου 8m/min, έχω

$$\beta_2 = 0,34 \text{ και } \varphi_{2,\min} = 1,10 \text{ οπότε}$$

$$\varphi_2 = 1,10 + 0,34 * 6 / 60 = 1,134$$

**c) δυναμικός συντελεστής  $\varphi_3$**

Υποτίθεται ότι, στην περίπτωσή μας, δεν υπάρχει δυνατότητα ξαφνικής απελευθέρωσης του συνόλου ή μέρους του αναρτημένου φορτίου, οπότε



$$\varphi_3=1,0$$

Η δυνατότητα αυτή λαμβάνεται υπ' όψη όταν για την ανάρτηση του φορτίου χρησιμοποιούνται αρπάγες ή μαγνήτες.

**d) Δυναμικός συντελεστής  $\varphi_4$**

Ο συντελεστής  $\varphi_4$  εφαρμόζεται τόσο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας όσο και στο ανυψούμενο φορτίο. Θεωρούμε ότι οι κατασκευαστικές ανοχές, που ορίζονται στον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 6, ικανοποιούνται, οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι

$$\varphi_4 = 1,0$$

**e) Δυναμικός συντελεστής  $\varphi_5$**

Ο συντελεστής  $\varphi_5$  λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική επιρροή της δύναμης προώθησης και εφαρμόζεται επί των οριζοντίων (κατά μήκος και εγκάρσιων) δυνάμεων που αναπτύσσονται στις τροχιές κατά την επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας. Με υπόθεση, για την περίπτωση μας, συστήματος στο οποίο οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά, μπορεί να ληφθεί

$$\varphi_5=1,50$$

Για τον υπολογισμό των παραπάνω δυναμικών συντελεστών έγινε χρήση των διατάξεων του ευρωκώδικα που συνοπτικά φαίνονται στους παρακάτω πίνακες:

Πιν.18 (Πίν. 2.4, EC1, Μέρος 5): Δυναμικοί μεγεθυντικοί συντελεστές φ για τα κατακόρυφα φορτία	
$\varphi_1$	$\varphi_1 = 1 \pm a$ όπου $0 < a < 0,1$ οι δύο τιμές $1+a$ και $1-a$ αντιπροσωπεύουν την ανώτερη και κατώτερη τιμή των ταλαντώσεων
$\varphi_2$	$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 \cdot v_h$ $v_h$ σταθερή ταχύτητα ανύψωσης σε m/sec $\varphi_{2,min}$ και $\beta_2$ δός Πίνακα 2.5
	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta_m}{m} \cdot (1 + \beta_3)$
$\varphi_3$	όπου $\Delta_m$ απελευθερούμενο (ωφέλιμο) μέρος του συνολικά ανυψούμενου φορτίου $m$ το συνολικό ανυψούμενο φορτίο $\beta_3 = 0,5$ για γερανογέφυρες εξοπλισμένες με αρπάγες ή παρόμοια εξαρτήματα βραδείας αποθέσεως του φορτίου $\beta_3 = 1$ για γερανογέφυρες εξοπλισμένες με μαγνήτες ή παρόμοια εξαρτήματα ταχείας αποθέσεως του φορτίου
$\varphi_4$	$\varphi_4 = 1,0$ εάν έχουν τηρηθεί οι αντοχές για τα φορτία που καθορίζονται στο ENV 1993/6

Πιν.19 (Πίν. 2.5, EC1, Μέρος 5): Τιμές των συντελεστών $\beta_2$ και $\varphi_{2,min}$		
Κατηγορία ανύψωσης	$\beta_2$	$\varphi_{2,min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

Πιν.20 (Πίν. 2.6, EC1, Μέρος 5): Δυναμικός μεγεθυντικός συντελεστής $\varphi_5$ για τα οριζόντια φορτία	
$\varphi_5 = 1,0$	για φυγόκεντρες δυνάμεις
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	αντιστοιχεί σε συστήματα στα οποία οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	όταν συμβαίνουν απότομες αλλαγές
$\varphi_5 = 3,0$	για περιπτώσεις καθοδήγησης με σημαντικές νεκρές διαδρομές

### 3.7.2 Κατακόρυφα Φορτία

- Ελάχιστες τιμές για αφόρτιστη γερανογέφυρα.  
(φορείο στην ακραία δυνατή θέση, π.χ. στην τροχιά (2))

a. Συνδυασμοί 1,2

Φορτίο γερανογέφυρας ανηγμένο σε ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο

$$q_c = (102,38 - 20) / 20 = 4,12 \text{ kn/m}$$

Δυναμική προσαύξηση

$$\varphi_1 q_c = 1,10 * 4,12 = 4,53 \text{ kn/m}$$

Συγκεντρωμένο φορτίο από το φορείο

$$\varphi_1 Q_c = 1,10 * 20 = 22 \text{ kn}$$

φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

(τροχιά 2)

$\Sigma Q_r^{\min} = 0,5 * 4,53 * 20 + 22(20 - 1,0) / 20 = 66,20 \text{ kn}$ , όπου  $lan_1 = 1000 \text{ mm}$  η απόσταση της ακραίας θέσης του άγκιστρου ανάρτησης από τον άξονα της δοκού κυλίσεως (πίνακας 3.6).

και ανά τροχό

$$Q_r^{\min} = \Sigma Q_r^{\min} / 2 = 66,2 / 2 = 33,10 \text{ kn}$$

φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερη φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως (τροχιά 1)

$$\Sigma Q_{r,\min} = 0,5 * 4,53 * 20 + 22 * 1 / 20 = 46,40 \text{ kn}$$

και ανά τροχό

$$Q_{r,\min} = 23,20 \text{ kn}$$

**b.** Συνδυασμοί φορτίων 3,4,5

Εφαρμόζουμε δυναμικό συντελεστή 1,0 αντί για 1,10 οπότε

$$\varphi_1 q_c = 1,0 * 4,12 = 4,12 \text{ kn/m}, \quad \varphi_4 Q_c = 1,0 * 20 = 20 \text{ kn}$$

$$\Sigma Q_r^{\min} = 0,5 * 4,12 * 20 + 20 * (20-1) / 20 = 60,2 \text{ kn}$$

και ανά τροχό

$$Q_r^{\min} = 30,1 \text{ kn}$$

$$\Sigma Q_{r,\min} = 0,5 * 4,12 * 20 + 1 / 20 = 42,2 \text{ kn}$$

και ανά τροχό

$$Q_{r,\min} = 21,10 \text{ kn}$$

- Μέγιστες τιμές κατακόρυφων φορτίων.  
(φορείο στην ακραία δυνατή θέση, π.χ. στην τροχιά (2))

**a.** Συνδυασμοί φορτίων 1

$$Q_H = \varphi_2 * Q_{r,nom} = 1,134 * 160 = 160 \text{ kn}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στην περισσότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\Sigma Q_{r,\max} = 0,5 * 4,53 * 20 + (22 + 181,44) * 19 / 20 = 238,57 \text{ kn}$$

και ανά τροχό

$$Q_{r,\max} = 119,28 \text{ kn}$$

Φορτίο που αντιστοιχεί στην λιγότερο φορτιζόμενη δοκό κυλίσεως

$$\Sigma Q_{r,\max} = 0,5 * 4,53 * 20 + (22 + 181,44) * 1 / 20 = 55,47 \text{ kn}$$

και ανά τροχό

$$Q_{r,\max} = 27,74 \text{ kn}$$

**b. Συνδυασμός φορτίων 2**

$$Q_H = \varphi_3 * Q_{r,nom} = 1,0 * 160 = 160 \text{ kn}$$

$$\Sigma Q_{r,max} = 0,5 * 4,53 * 20 + (222 + 160) * 19 / 20 = 218,2 \text{ kn}$$

$$Q_{r,max} = 109,1 \text{ kn}$$

$$\Sigma Q_{r,max} = 0,5 * 4,53 * 20 + (22 + 160) * 1 / 20 = 54,4 \text{ kn}$$

$$Q_{r,max} = 27,2 \text{ kn}$$

**c. Συνδυασμοί φορτίσεων 4,5 ( $\varphi_4=1,0$ )**

$$\Sigma Q_{r,max} = 0,5 * 4,12 * 20 + (20 + 160) * 19 / 20 = 212,2 \text{ kn}$$

$$Q_{r,max} = 106,1 \text{ kn}$$

$$\Sigma Q_{r,max} = 0,5 * 4,12 * 16 + (20 + 160) * 1 / 20 = 50,2 \text{ kn}$$

$$Q_{r,max} = 25,1 \text{ kn}$$

Στον έλεγχο που θα ακολουθήσει μετά εφαρμόζουμε τα κατακόρυφα φορτία (για όλους τους συνδυασμούς) στο μέσο του ανοίγματος της δοκού σε ένα ενδιάμεσο φάτνωμα και στο ακριανό φάτνωμα θεωρώντας το γάντζο της γερανογέφυρας κοντά στην δεξιά δοκό.

### 3.7.3 ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ

#### 3.7.3.1 Οφειλόμενα σε επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας

Κατά μήκος δυνάμεις

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

Κινητήρια δύναμη

$$K=\mu \cdot m \omega \cdot Q_{r,\min}=0,20 \cdot 2 \cdot 21,14=8,44 \text{ kn}$$

(σε κάθε τροχιά υπάρχει από ένας κινητήριος τροχός με ανεξάρτητη κίνηση, άρα

$$m\omega=2)$$

Οριζόντιες κατά μήκος δυνάμεις

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi 5 \cdot K \cdot 1 / nr = 1,5 \cdot 8,44 \cdot 1 / 2 = 6,33 \text{ kn}$$

Εγκάρσιες δυνάμεις

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

$$\xi_1 = \Sigma Q_{r,\max} / (\Sigma Q_{r,\max} + \Sigma Q_{r,\max}) = 212,2 / (50,2 + 212,2) = 0,81$$

$$\xi_2 = 1 - \xi_1 = 0,19$$

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

$$\ell_s = (\xi_1 - 0,5) \cdot \ell = (0,81 - 0,5) \cdot 20 = 6,2 \text{ m}$$

Ροπή στροφής που προκαλείται από την κινητήρια δύναμη

$$M=K \cdot \ell_s = 8,44 \cdot 6,2 = 52,328 \text{ knm}$$

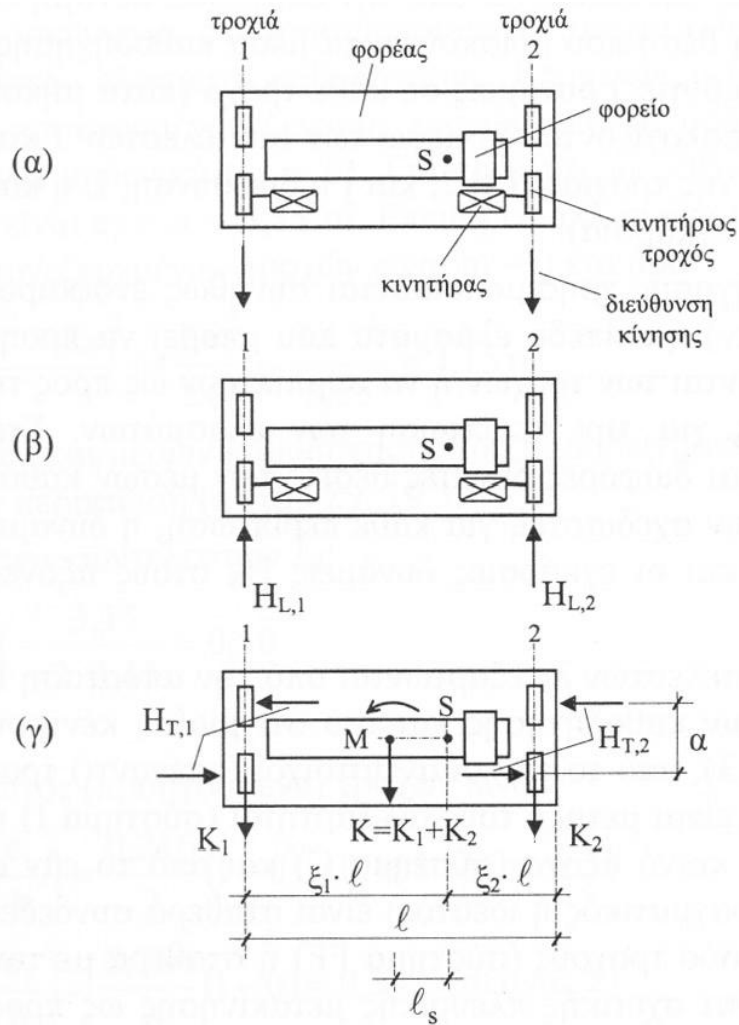
Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στη λιγότερο φορτιζόμενη τροχιά 1

$$HT,1 = \varphi_5 \cdot \xi_2 \cdot (M/\alpha) = 1,50 \cdot 0,19 \cdot 52,328 / 3,15 = 4,7 \text{ kn}$$

Οριζόντιες εγκάρσιες δυνάμεις στην περισσότερο φορτιζόμενη τροχιά 2

$$HT,2 = \varphi_5 \cdot \xi_1 \cdot (M/\alpha) = 1,5 \cdot 0,81 \cdot 52,328 / 3,15 = 20,18 \text{ kn}$$

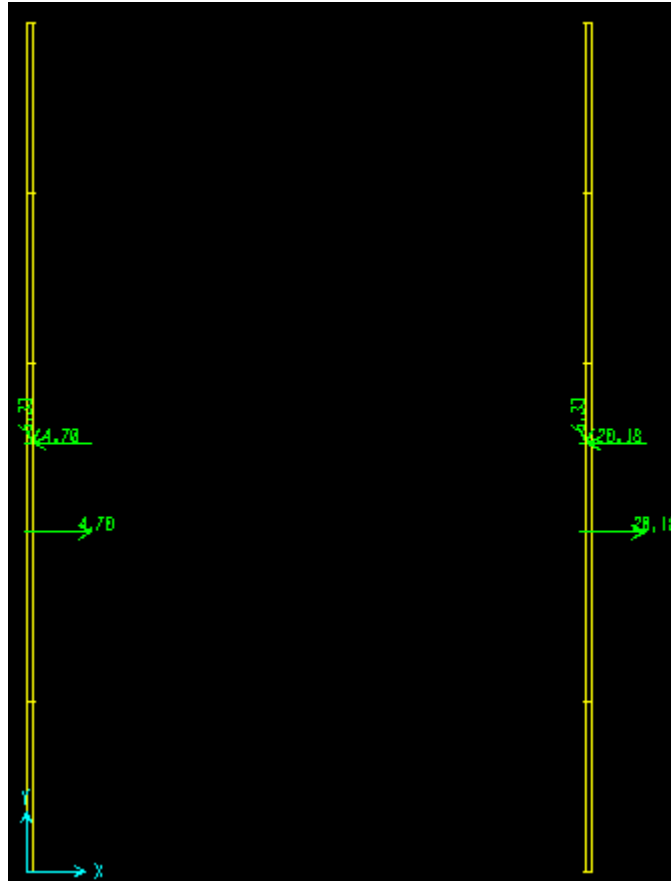
Οι υπολογισθείσες δυνάμεις παρουσιάζονται σχηματικά στο επόμενο σχήμα 3.10.



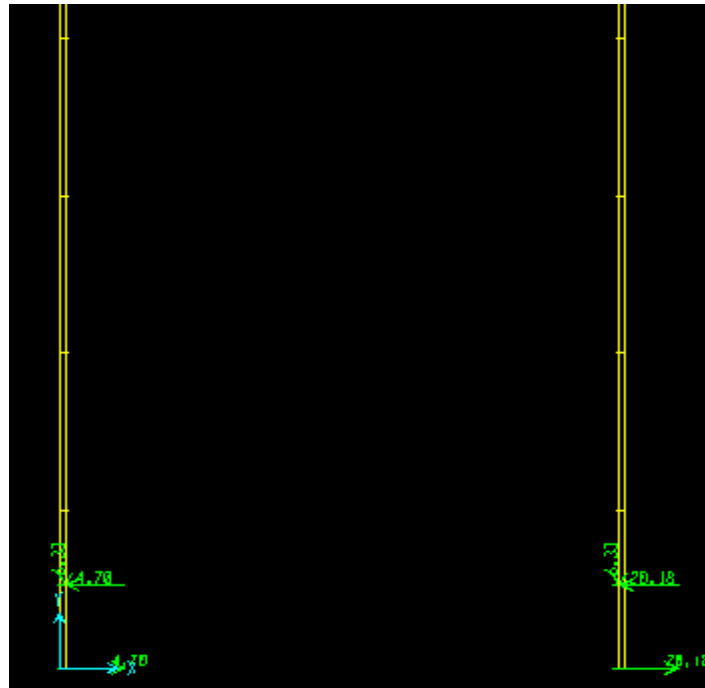
α) Στοιχεία της γερανογέφυρας, σχηματική διάταξη. Φορείο στην ακραία δυνατή θέση, β) κατά μήκος δυνάμεις  $H_L$  οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας, γ) εγκάρσιες δυνάμεις  $H_T$  οφειλόμενες στην επιτάχυνση ή επιβράδυνση της γερανογέφυρας

**Σχήμα 3.10** Λοξή Κίνηση Γερανογέφυρας ως προς τις Τροχιές





Σχήμα 3.11 εγκάρσιες και διαμήκεις δυνάμεις του 1<sup>ου</sup> συνδυασμού στο μεσαίο φάτνωμα του κτιρίου



Σχήμα 3.12 εγκάρσιες και διαμήκεις δυνάμεις του 1<sup>ου</sup> συνδυασμού στο ακραίο φάτνωμα του υπόστεγου

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

Οι δυνάμεις αυτές υπολογίζονται μέσω των συντελεστών  $f$  και  $\lambda_{s,i,j}$  ( $i$  ο αριθμός της τροχιάς, 1 ή 2 και  $j$  η διεύθυνση,  $L$  η κατά μήκος και  $T_a$  η εγκάρσια).

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

Στην δικιά μας περίπτωση η διάταξή μας είναι σύστημα IFF.

Η γωνία λοξότητας  $\alpha$  (skewing angle) εξαρτάται από το διάκενο μεταξύ των μέσων καθοδήγησης και της τροχιάς, το είδος των μέσων καθοδήγησης και άλλους παράγοντες. Για τα στοιχεία αυτά δεν έχουμε ακριβέστερα δεδομένα, έτσι λαμβάνουμε τη γωνία λοξότητας, επί το δυσμενέστερο, ίση με 0,015 rad.

Ακριβής υπολογισμός του συντελεστή  $f$ :

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

Στην γερανογέφυρα μας χρησιμοποιούνται τροχοί εφοδιασμένοι με επίπεδα ελάσματα καθοδήγησης. Επομένως η απόσταση  $e_1$  του προηγούμενου ζεύγους τροχών από τα μέσα καθοδήγησης είναι μηδενική ( $e_1=0$ ). Για το δεύτερο ζεύγος τροχών είναι  $e_2=a=3,15\text{m}$ . Επειδή εξ' άλλου δεν υπάρχουν ζεύγη συζευγμένων τροχών είναι  $m=0$ , έτσι

$$h=(m*\xi_1*\xi_2*l_2+\Sigma e_i^2)/\Sigma e_i= \Sigma e_i^2/\Sigma e_i=3,15^2/3,15=3,15\text{m}$$

Προσδιορισμός των συντελεστών  $\lambda_S$ :

$$\lambda_S=1-\Sigma e_i/(n*h)=1-3,15/(2*3,15)=0,50$$

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

Για το πρώτο ζεύγος (προηγούμενο) τροχών είναι:

$$\lambda_{S,1,1T}=\xi_2(1-e_1/h)=0,19/2*(1-0)=0,145$$

$$\lambda_{S,2,1T}=\xi_1(1-e_1/h)=0,81/2*(1-0)=0,405$$

Για το δεύτερο ζεύγος τροχών

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

$$\lambda_{S,2,2T}=\xi_2(1-e_1/h)=0$$

Για τις δυνάμεις  $H_S$  είναι:

$$S=f*\lambda_S*\Sigma Q_{rmax}=0,29*0,5*212,2=30,71\text{kn}$$

$$H_{S,1,1T}=f*\lambda_{S,1,1T}*\Sigma Q_{rmax}=0,29*0,145*212,2=8,92\text{kn}$$

$$H_{S,2,1T}=f*\lambda_{S,2,1T}*\Sigma Q_{rmax}=0,29*0,405*212,5=24,93\text{kn}$$

$$H_{S,1,2T}=H_{S,2,2T}=0,0\text{kn}$$

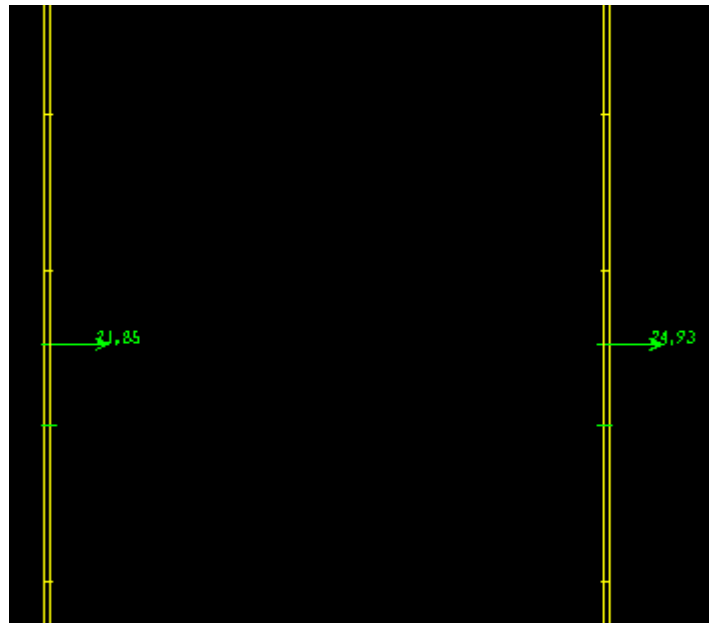
Οπότε στη θέση του προπορευμένου ζεύγους τροχών έχουμε,

επί της τροχιάς 1

$$HS,1T = HS,1,1T - S = 8,92 - 30,77 = -21,85 \text{ kn}$$

και επί της τροχιάς 2

$$HS,2T = HS,2,1T = 24,93 \text{ kn}$$



Σχήμα 3.13 λοξές δυνάμεις του 5<sup>ου</sup> συνδυασμού στο μεσαίο φάτνωμα του φορέα μας

Συγκεντρωτικά λοιπόν έχουμε τις εξής καταπονήσεις στο κτήριο λόγω της γερανογέφυρας:

ΔΡΑΣΕΙΣ			1	2	3	4	5
Κατακόρυφα Φορτία (ι.β+ωφέλιμο Φορτίο)	η max φορτιζόμενη δοκός	$Q_{r,max}$	119,28	109,1	-	106,1	106,1
	η min φορτιζόμενη δοκός	$Q_r^{max}$	27,74	27,2	-	25,1	25,1
Οριζόντια Φορτία (επιτάχυνση, επιβράδυνση γερανογέφυρας)	διαμήκη	$H_{L1}$	6,33	6,33	6,33	6,33	-
		$H_{L2}$	6,33	6,33	6,33	6,33	-
	εγκάρσια	$H_{T1}$	4,7	4,7	4,7	4,7	-
		$H_{T2}$	20,18	20,18	20,18	20,18	-
Οριζόντια Φορτία (λόγω λοξής κίνησης)	εγκάρσια	$H_{S,1T}$	-	-	-	-	21,85
		$H_{S,2T}$	-	-	-	-	24,93

**Πίνακας 3.11 Ομάδες φορτίων λειτουργίας( $\gamma=1,0$ )θεωρούμενες ως χαρακτηριστική τιμή μιας ενιαίας δράσης της γερανογέφυρας κατά τον Πίνακα 3.10 του Ευρωκώδικα 1-Μέρος-Ο.Κ.Α.**

### 3.8 Διαστασιολόγηση της δοκού κύλισης

Η επάρκεια των δοκών κύλισης ελέγχεται σε οριακή κατάσταση αστοχίας, σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και σε κόπωση. Ζητούμενο είναι η επάρκεια τόσο της διατομής της δοκού, όσο και της δοκού ως μέλους, υπό τις συνθήκες σύνθετης καταπόνησης στην οποία υποβάλλεται, ώστε να μην εμφανίζονται παραμορφώσεις που εμποδίζουν την κίνηση και τη λειτουργία της γερανογέφυρας. Η περίπτωση αστοχίας λόγω κόπωσης πρέπει να ελέγχεται καθώς οι δοκοί κύλισης υποβάλλονται σε μεγάλο αριθμό κύκλων φόρτισης.

### 3.8.1 Έλεγχος δοκού κύλισης σε ΟΚΑ

Η καταπόνηση που δέχονται οι δοκοί κύλισης είναι σύνθετη και αποτελείται από τις παρακάτω περιπτώσεις:

- κάμψη ως προς τον κύριο άξονα αδρανείας οφειλόμενη στα κατακόρυφα φορτία και κάμψη ως προς τον δευτερεύοντα άξονα οφειλόμενη στις πλευρικές ωθήσεις που ασκεί η γερανογέφυρα
- διάτμηση οφειλόμενη στις τέμνουσες δυνάμεις, τις συνδεόμενες με την καμπτική καταπόνηση
- αξονική φόρτιση οφειλόμενη στο ότι οι πλευρικές ωθήσεις ασκούνται στο ανώτερο σημείο της τροχιάς και στο ότι οι κατακόρυφες δυνάμεις ασκούνται έκκεντρα ως προς την δοκό κύλισης.

Συμπληρωματικά με τα παραπάνω πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η καταπόνηση της δοκού από την τοπική ένταση που αναπτύσσεται στις θέσεις των συγκεντρωμένων φορτίων των τροχών.

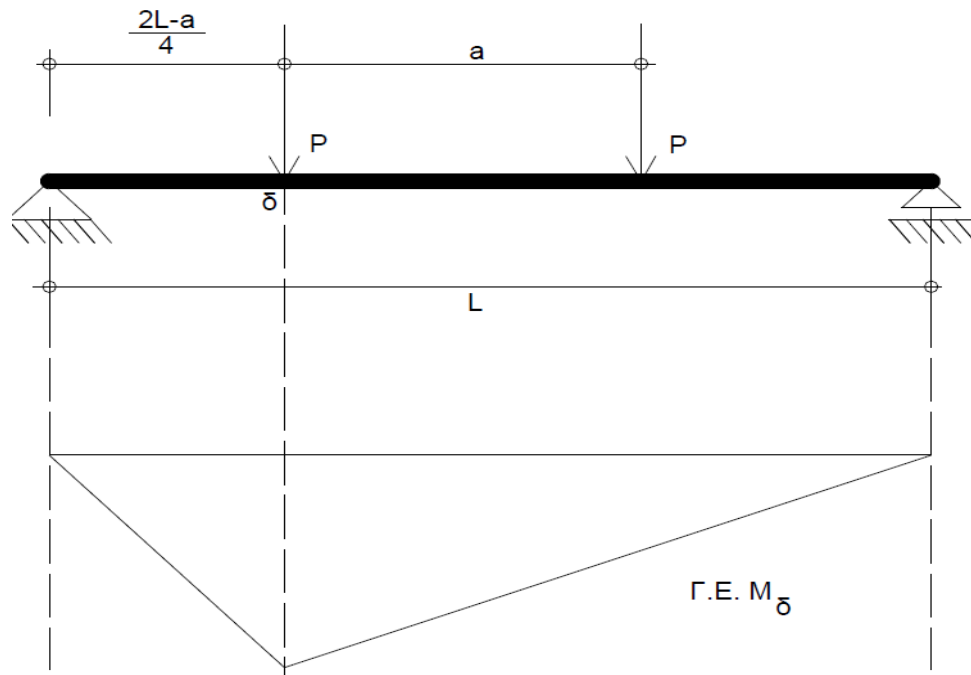
Οι έλεγχοι που γίνονται σε οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

(α) έλεγχος της διατομής σε διπλή κάμψη και αξονική δύναμη υπό τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η στρεπτική ροπή που προκαλούν αυτά τα φορτία. Όπως έχει αναφερθεί παραπάνω (βλέπε παράγραφο 3.2.2) επιτρέπεται στην διατομή της δοκού να περιλαμβάνεται και η τροχιά, εφ' όσων αυτή είναι δύσκαμπτα συνδεδεμένη επί τη δοκού. Τότε πρέπει να υπολογίζεται μια απομείωση της διατομής της τροχιάς λόγω φθοράς, της τάξης του 25%.

Για μια αμφιέριστη δοκό κύλισης μήκους  $l$ , η θέση του ζεύγους των φορτίων των τροχών που προκαλεί την μέγιστη καμπτική ροπή περί τον κύριο άξονα φαίνεται στο

Σχήμα 3.14, για την περίπτωση όπου  $\alpha < 0.586l$ . Η τιμή αυτής της ροπής δίνεται από την σχέση :

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



**Σχήμα 3.14** Θέση ζεύγους φορτίων  $P$  που προκαλεί μέγιστη ροπή σε αμφιέρειστη δοκό

Στην περίπτωση που  $\alpha > 0,586l$  η δυσμενέστερη θέση των φορτίων για τον έλεγχο της δοκού κύλισης δεν συμπίπτει με την δυσμενέστερη θέση για τους κύριους φορείς του κτιρίου.

Τα οριζόντια φορτία θεωρείται πως ασκούνται στο ανώτερο σημείο της τροχιάς, οπότε όπως και τα κατακόρυφα ασκούνται έκκεντρα επί της δοκού. Ως αποτέλεσμα αναπτύσσονται και στρεπτικές ροπές. Γι' αυτό το λόγο ο έλεγχος της

δοκού μπορεί να γίνεται είτε σε επίπεδο τάσεων με ελαστική ανάλυση, είτε σε επίπεδο εντατικών μεγεθών με κατάλληλες σχέσεις αλληλεπίδρασης.

(β) έλεγχος μέλους έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Κίνδυνος καμπτικού λυγισμού δεν υπάρχει, καθώς οι αξονικές δυνάμεις που οφείλονται στην επιτάχυνση ή τροχοπέδηση της γερανογέφυρας είναι σχετικά μικρές. Πολλές φορές μορφώνεται στην στάθμη του άνω πέλματος της δοκού κύλισης οριζόντιο στοιχείο, το οποίο περιορίζει την κάμψη περί τον ασθενή άξονα και τον κίνδυνο πλευρικού λυγισμού. Τότε δεν υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Ο έλεγχος επάρκειας έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για μια αμφιέριστη δοκό κύλισης μπορεί να γίνει απλοποιητικά ως εξής: ως θλιβόμενο μέλος ελέγχεται έναντι καμπτικού λυγισμού μια ιδεατή διατομή αποτελούμενη από το θλιβόμενο πέλμα και  $1/5$  του κορμού. Η δρώσα θλίβουσα δύναμη θεωρείται ίση με αυτήν που αντιστοιχεί στην καμπτική ροπή, την προκαλούμενη από τα κατακόρυφα φορτία, διαιρεμένη με μοχλοβραχίονα ίσο με την απόσταση των κέντρων βάρους των πελμάτων.

Στο Μέρος 6 του Ευρωκώδικα 3, στο παράρτημα A δίνεται ακόμα μια εναλλακτική μέθοδος για τον έλεγχο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

(γ) έλεγχος τοπικής έντασης του κορμού της δοκού κύλισης κάτω από το φορτίο τροχού. Ως δυσμενέστερο σημείο λαμβάνεται το ανώτερο σημείο του κορμού, στην έναρξη της ακτίνας συναρμογής κορμού-πέλματος όταν πρόκειται για ελατές διατομές ή στην ραφή συγκόλλησης όταν πρόκειται για κατασκευασμένες διατομές. Σε αυτό το σημείο παρουσιάζονται πρόσθετες εγκάρσιες ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου.

(δ) τοπικός έλεγχος ορθών τάσεων εκ κάμψεως στον κορμό, οφειλομένων στην εκκεντρότητα των φορτίων των τροχών.

(ε) έλεγχος σε ρητίδωση και κύρτωση του κορμού



(στ) έλεγχος της ραφής συγκόλλησης κορμο-πέλματος με βάση την τοπική και την γενική ένταση.

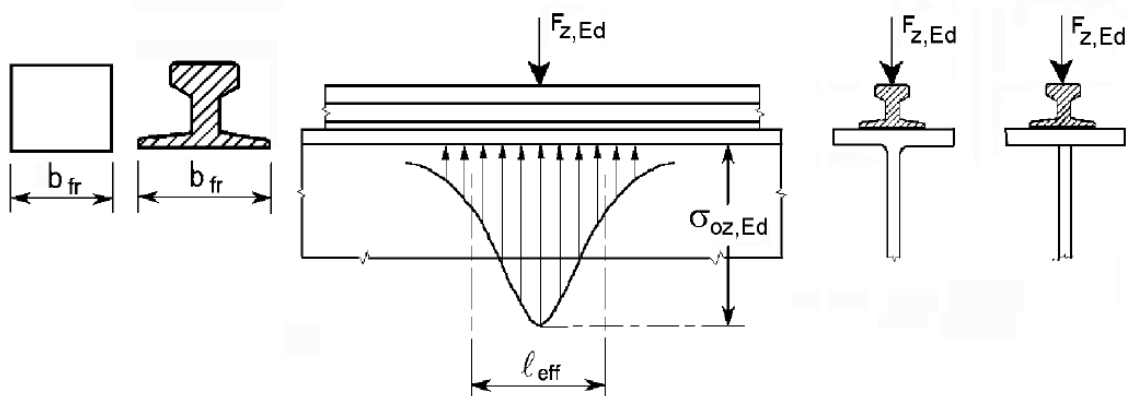
Οι παραπάνω έλεγχοι διευκολύνονται με απλοποιητικές παραδοχές που συνίστανται από το Μέρος 6 του Ευρωκώδικα 1, και είναι οι εξής:

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

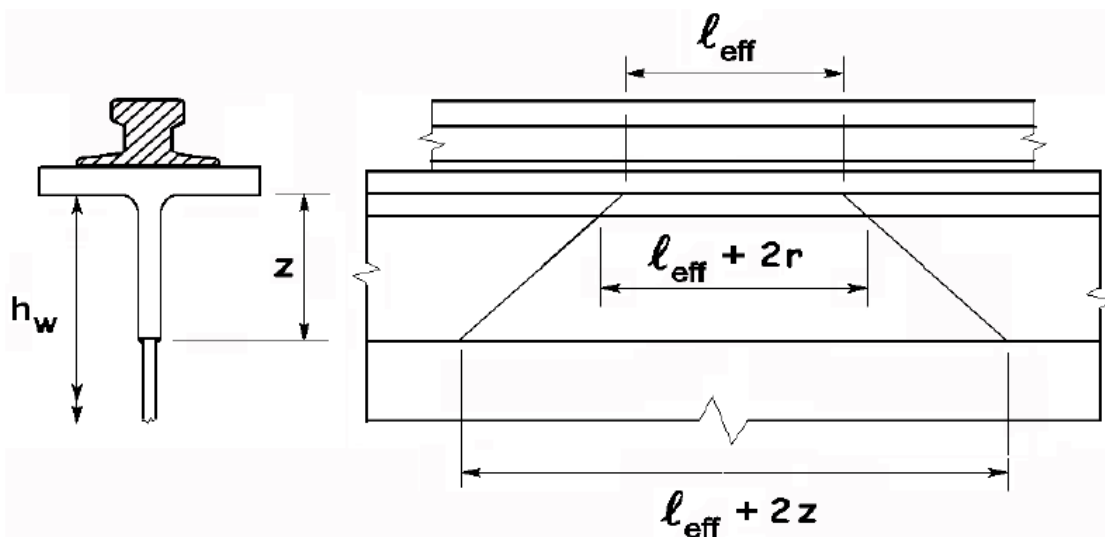
Σε περιπτώσεις όπου η δοκός κύλισης διαμορφώνεται από συγκολλητή διατομή, όπως οι δοκοί που εξετάζονται στα πλαίσια της εργασίας, η τοπική ένταση που αναπτύσσεται κάτω από τα συγκεντρωμένα φορτία των τροχών επηρεάζει την επάρκεια του κορμού και της συγκόλλησής του με το πέλμα. Κάτω από την θέση του τροχού εμφανίζονται:

(α) ορθές τάσεις επί τον άξονα της δοκού κύλισης. Απλοποιητικά μπορούμε να υποθέσουμε πως η κατανομή των ορθών αυτών τάσεων είναι ομοιόμορφη και εκτείνεται σε ένα μήκος  $l_{eff}$ . Το μήκος  $l_{eff}$  εξαρτάται από την δυσκαμψία της τροχιάς  $l_z$ , τη δυσκαμψία του άνω πέλματος της δοκού  $I_f$ ,  $I_{eff}$ , το πάχος του κορμού  $t_w$  και τον τρόπο στήριξης της τροχιάς στο άνω πέλμα της δοκού κύλισης. Η κατανομή αυτών των τάσεων, όπως και το μήκος  $l_{eff}$  φαίνονται στο Σχήμα 3.15. Η τοπική αυτή ορθή θλιπτική τάση υπολογίζεται από την σχέση

$$\Sigma_{z,Ed} = F_{z,Ed} / (I_{eff} \cdot t_w)$$

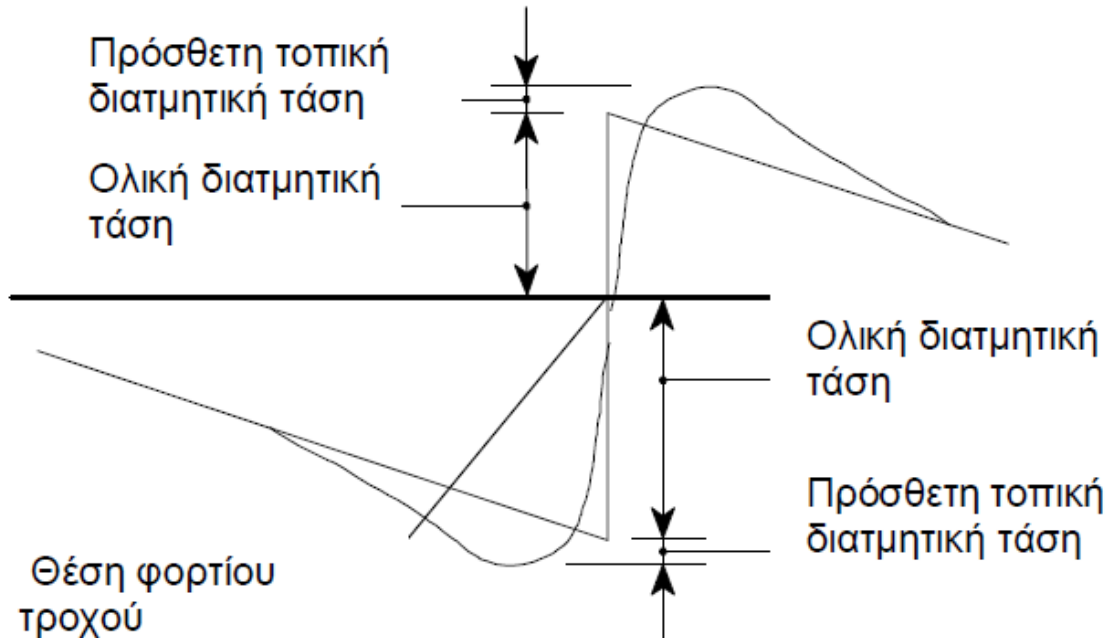


Περίπτωση	Περιγραφή	Ενεργό φορτιζόμενο μήκος $l_{eff}$
(α)	Τροχιά δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [I_{rf} / t_w]^{1/3}$
(β)	Τροχιά μη δύσκαμπτα συνδεδεμένη στο πέλμα	$l_{eff} = 3,25 [(I_r + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$
(γ)	Τροχιά τοποθετημένη επάνω σε ελαστομερές υπόστρωμα πάχους τουλάχιστον 6mm	$l_{eff} = 4.25 [(I_r + I_{f,eff}) / t_w]^{1/3}$



Σχήμα 3.15 Κατανομή Ορθής Τάσης και Μήκος  $l_{eff}$

(β) πρόσθετες τοπικές διατμηματικές τάσεις οφειλόμενες στην κατανομή της ορθής τάσης. Υπολογίζονται ίσες με το 20% της ορθής τάσης (Σχήμα 3.16)



Σχήμα 3.16 Πρόσθετες Τοπικές και Ολικές Διατμηματικές Τάσεις

(γ) τοπικές καμπτικές τάσεις στον κορμό λόγω της εκκεντρότητας των φορτίων τροχού και της στρεπτικής ροπής  $T_{Ed}$  (Σχήμα 3.17). Η τάση αυτή για κορμό με εγκάρσια νεύρωση προσδιορίζεται από τη θεωρητική σχέση

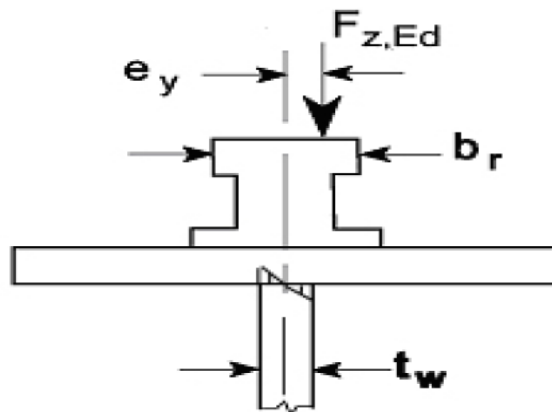
$$\sigma_{t,Ed} = (6T_{Ed} / \alpha t_w^2) \eta \tanh(\eta) \quad , \text{όπου}$$

$$\eta = \left[ \frac{0,75 \alpha t_w^3}{I_t} \times \frac{\sinh^2(\pi h_w/a)}{\sinh(2\pi h_w/a) - 2\pi h_w/a} \right]^{0.5}$$

$\alpha$  είναι η απόσταση μεταξύ των νευρώσεων του κορμού

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

$I_t$  είναι η σταθερά στρέψης του πέλματος



Σχήμα 3.17 Τοπικές Καμπτικές Τάσεις στον Κορμό

Οι τοπικές τάσεις συνδυάζονται με τις ορθές και διατμητικές τάσεις από την γενική ένταση και προκύπτει η ισοδύναμη τάση Von Mises.

### 3.8.2 Έλεγχος δοκού κύλισης σε ΟΚΛ

Κατά τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας προκύπτουν απαιτήσεις τόσο για την δοκό κύλισης, όσο και για το κτίριο εντός του οποίου λειτουργεί η γερανογέφυρα. Αναλυτικά, απαιτούνται οι παρακάτω έλεγχοι:

(α) οι κατακόρυφες παραμορφώσεις των δοκών κύλισης πρέπει να περιορίζονται ώστε να αποφεύγονται υπερβολικές ταλαντώσεις κατά την ανύψωση φορτίου από την γερανογέφυρα και υπερβολικές κλίσεις της τροχιάς. Ως μέγιστο βέλος ορίζεται το μικρότερο εκ των  $1/600$  του ανοίγματος και των 25mm

(  $\min(L/600;25\text{mm})$ ), βλέπε Πίνακα 3.12)

(β) οι διαφορικές κατακόρυφες παραμορφώσεις των απέναντι δοκών κύλισης πρέπει να περιορίζονται ώστε να αποφεύγεται μεγάλη κλίση της γερανογέφυρας. Μέγιστη τιμή της διαφορικής κατακόρυφης παραμόρφωσης ορίζεται το  $1/600$  της αξονικής απόστασης  $s$  των δυο δοκών (βλέπε Πίνακα 3.12).

(γ) οι οριζόντιες παραμορφώσεις των δοκών κύλισης πρέπει να περιορίζονται ώστε να μειώνονται οι επιπτώσεις από την λοξή κίνηση της γερανογέφυρας. Ως όριο θεωρείται το  $1/600$  του ανοίγματος (βλέπε Πίνακα 3.13α)

(δ) οι πλευρικές παραμορφώσεις των σημείων στήριξης των δοκών κύλισης στα κύρια πλαίσια πρέπει να περιορίζονται ώστε να αποφεύγονται υπερβολικές ταλαντώσεις των πλαισίων αυτών. Μέγιστη τιμή της πλευρικής αυτής παραμόρφωσης ορίζεται το  $1/400$  της στάθμης του ανώτερου σημείου της τροχιάς (βλέπε Πίνακα 3.13β).

(ε) οι διαφορικές πλευρικές παραμορφώσεις των γειτονικών υποστυλωμάτων πρέπει να περιορίζονται ώστε να εξασφαλίζεται η ευθύτητα των τροχών και να αποφεύγονται οι δράσεις από την λοξή κίνηση της γερανογέφυρας, όπως επίσης να αποφεύγονται και οι παραμορφώσεις της γερανογέφυρας. Μέγιστη τιμή της διαφορικής πλευρικής παραμόρφωσης ορίζεται το  $1/600$  της απόστασης μεταξύ των γειτονικών υποστυλωμάτων (βλέπε Πίνακα 3.13γ,δ)

(στ) οι πλευρικές παραμορφώσεις των κυρίων φορέων που μπορεί να προκαλέσουν μεταβολή της απόστασης ενός ζεύγους απέναντι τροχών και λόγω αυτού να προκληθεί φθορά των ονύχων των τροχών, των στηριγμάτων των τροχών, της γερανογέφυρας, ακόμα και εκτροχιασμός αυτής. Ο περιορισμός αφορά την μεταβολή της απόστασης των απέναντι σημείων στήριξης των δύο δοκών κύλισης του ιδίου πλαισίου και η μέγιστη τιμή της μεταβολής αυτής ορίζεται ως 10mm (βλέπε Πίνακα 3.3ε. και σημείωση).

(ζ) η λυγηρότητα του κορμού πρέπει να περιορίζεται ώστε να αποφεύγεται ο στιγμιαίος ελαστικός λυγισμός του κατά την διέλευση του φορτίου. Ο περιορισμός ικανοποιείται όταν ο λόγος  $b/t_w$  είναι μικρότερος του 120, ενώ μπορεί να γίνεται και ακριβέστερος έλεγχος.

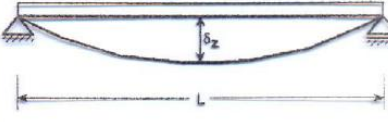


(η) η λυγηρότητα του κάτω πέλματος πρέπει να περιορίζεται ώστε να αποφεύγεται η πλευρική ταλάντωση του λόγω συντονισμού με την γερανογέφυρα. Ο περιορισμός ικανοποιείται όταν ο λόγος  $L/i_z$  είναι μικρότερος του 250, ενώ μπορεί να γίνεται και ακριβέστερος υπολογισμός.

(θ) το μέγεθος των τάσεων στην δυσμενέστερη θέση πρέπει να μην υπερβαίνει την τάση διαρροής του υλικού. Επιδιώκεται να μην αναπτύσσονται τοπικές πλαστικές παραμορφώσεις υπό τα φορτία λειτουργίας (εμφάνιση αναστρεψιμότητας των τάσεων).

2) Για αμφιέριστη δοκό κύλισης μήκους  $l$  και δυσκαμψίας  $EI$ , καταπονούμενη από δυο συγκεντρωμένα φορτία  $P$  που απέχουν  $a$  μεταξύ τους, όπου ισχύει  $a < 0,65l$ , το μέγιστο βέλος κάμψης προκύπτει για συμμετρική διάταξη των φορτίων. Στα φορτία  $P$  πρέπει να περιέχεται ο δυναμικός συντελεστής  $\varphi$ . Το βέλος αυτό δίνεται από την σχέση

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

όπου  $c$  η απόσταση κάθε φορτίου από το άκρο, με  $2c+a=1$ .

Περιγραφή της παραμόρφωσης (παραμόρφωση ή μετακίνηση)	Διάγραμμα
<p>α) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> μιας δοκού κυλίσεως:</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> πρέπει να λαμβάνεται ως η συνολική παραμόρφωση η οφειλόμενη στα κατακόρυφα φορτία, μείον το πιθανό αρχικό αντιβέλος, όπως για το <math>\delta_{\max}</math> στο σχήμα A1.1 του EN 1990.</p>	
<p>β) Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\Delta h_c</math> των δύο δοκών κυλίσεως που υποστηρίζουν μια γερανογέφυρα:</p> <p><math>\Delta h_c \leq s/600</math></p>	
<p>δ) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_{\text{ray}}</math> μιας δοκού κυλίσεως, λόγω μιας μονοτροχιάς, οφειλόμενη μόνο στο συγκεντρωμένο φορτίο:</p> <p><math>\delta_{\text{ray}} \leq L/500</math></p>	

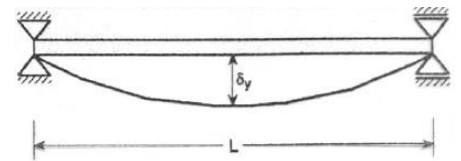
Πίνακας 3.12. Οριακές τιμές κατακόρυφων παραμορφώσεων

Περιγραφή της απόκλισης (παραμόρφωση ή μετακίνηση)

Σχήμα

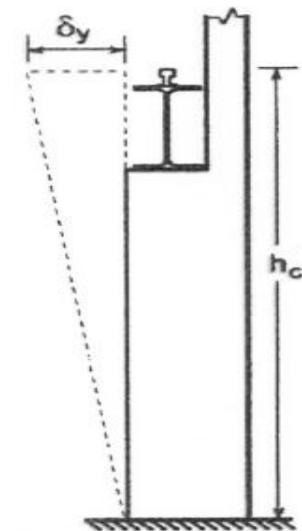
α) Οριζόντια παραμόρφωση  $\delta_y$  της δοκού κυλίσεως, μετρούμενη στην ανώτερη στάθμη της τροχιάς:

$$\delta_y \leq L/600$$



β) Οριζόντια μετακίνηση  $\delta_y$  ενός πλαισίου (ή ενός υποστυλώματος) στη στάθμη στήριξης της γερανογέφυρας, λόγω των φορτίων από τη γερανογέφυρα.

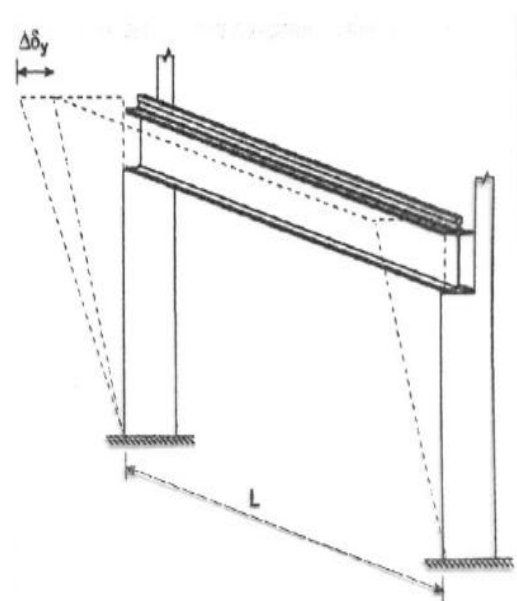
$$\delta_y \leq h_c/400$$



όπου  $h_c$  είναι το ύψος μέχρι τη στάθμη στην οποία στηρίζεται η γερανογέφυρα (επί μιας τροχιάς ή ενός πέλματος)

γ) Διαφορά  $\Delta\delta_y$  μεταξύ των οριζόντιων μετακινήσεων γειτονικών πλαισίων (ή υποστυλωμάτων) που στηρίζουν τις δοκούς κυλίσεως σε γερανογέφυρες εσωτερικού χώρου

$$\Delta\delta_y \leq L/600$$



δ) Διαφορά  $\Delta\delta_y$  μεταξύ των οριζόντιων μετακινήσεων γειτονικών υποστυλωμάτων (ή πλαισίων) που υποστηρίζουν τις δοκούς μιας εξωτερικής γερανογέφυρας

- λόγω των πλευρικών δυνάμεων από τη γερανογέφυρα και τον άνεμο που συνδυάζεται με αυτές:

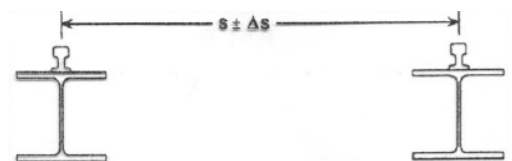
$$\Delta\delta_y \leq L/600$$

- λόγω των φορτίων ανέμου

$$\Delta\delta_y \leq L/400$$

ε) Μεταβολή της απόστασης  $\Delta s$  μεταξύ των κέντρων των τροχιών περιλαμβανομένης της επιρροής των θερμικών συστολοδιαστολών.

$$\Delta s \leq 10 \text{ mm} \quad [\text{βλέπε υποσημείωση}]$$





### Πίνακας 3.13. Οριακές τιμές οριζόντιων παραμορφώσεων

---

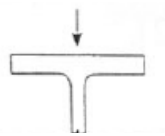
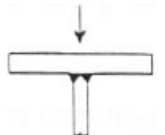
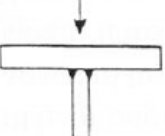
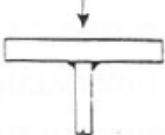
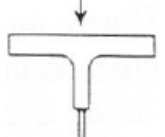
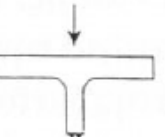
#### Υποσημείωση για τον Πίνακα 3.13.

Οι οριζόντιες παραμορφώσεις και αποκλίσεις των δοκών κυλίσεως γερανογεφυρών θεωρούνται μαζί στο σχεδιασμό των γερανογεφυρών. Οι αποδεκτές παραμορφώσεις και ανοχές εξαρτώνται από τις λεπτομέρειες και ελεύθερες διαστάσεις στα μέσα καθοδήγησης. Υπό την προϋπόθεση ότι η ελεύθερη διάσταση  $c$  μεταξύ των πελμάτων του τροχού και της τροχιάς (ή μεταξύ εναλλακτικών μέσων καθοδήγησης και δοκού κυλίσεως) είναι επαρκής ώστε να εξασφαλίζονται οι απαραίτητες ανοχές, μεγαλύτερα όρια παραμορφώσεων μπορούν να προδιαγραφούν για κάθε έργο εάν αυτό συμφωνηθεί με τον προμηθευτή της γερανογέφυρας και τον πελάτη.

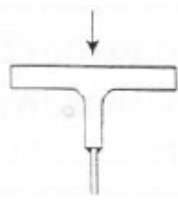
---

### 3.8.3. Έλεγχος δοκού κύλισης έναντι κόπωσης

Κατά τον έλεγχο έναντι κόπωσης μιας δοκού κύλισης το πιο ευαίσθητο σημείο της είναι η σύνδεση κορμού-άνω πέλματος, ιδιαίτερα για κατασκευασμένες δοκούς. Κατά το μέρος 3 του Ευρωκώδικα 1 ανάλογα με την διαμόρφωση της σύνδεσης η αντίστοιχη λεπτομέρεια κατατάσσεται σε μια κατηγορία κόπωσης, σύμφωνα με τις οδηγίες του Πίνακα 3.14

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 του πλήρους διεισδύσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στην συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού
36		Εσωραφές ταυ μερικής διεισδύσεως ή εσωραφή ταυ ενεργού πλήρους διεισδύσεως	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 του με εσωραφή του πλήρους διεισδύσεως	Κατακόρυφη θλιπτική τάση στη συγκόλληση λόγω των φορτίων τροχού
36		Πέλμα μορφής του με εσωραφές του μερικής διεισδύσεως ή εσωραφές του ενεργούς πλήρους διεισδύσεως σύμφωνα με την παράγραφο 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 του με εξωρραφές

Τάσεις στη ρίζα της συγκόλλησης λόγω της κατακόρυφης θλίψης από τα φορτία τροχού.

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

### Πίνακας 3.14. Κατηγορία Ένωσης Κορμού-Άνω Πέλματος

Η λεπτομέρεια κατηγορίας κόπωσης που εμφανίζεται στον παραπάνω πίνακα αντιπροσωπεύει την αντοχή σε διακύμανση τάσεως π.χ για κατηγορία κόπωσης 100 θεωρείται αντοχή διακύμανσης τάσης 100 MPa επαναλαμβανόμενη  $2 \cdot 10^6$  φορές.

Συνίσταται η συγκόλληση του κορμού επί του πέλματος, αν και κατασκευαστικά είναι πιο δύσκολο, να διαμορφώνεται μέσω δυο αμφίπλευρων εσωρραφών πλήρους διείδυσης, καθώς αυτός ο τρόπος σύνδεσης προσφέρει πολύ μεγαλύτερη αντοχή σε κόπωση συγκριτικά με τη σύνδεση μέσω αμφίπλευρων εξωρραφών. Η αιτία της διαφοράς αντοχής σε κόπωση οφείλεται στο γεγονός πως κατά την συγκόλληση μέσω εξωρραφών τα δυο συνδεόμενα ελάσματα δεν εφάπτονται πλήρως, λόγω ατελειών. Ως αποτέλεσμα παρουσιάζεται σε ορισμένες θέσεις ένα κενό, το οποίο μειώνεται όταν από αυτές τις θέσεις διέρχεται τροχός και επανέρχεται στο αρχικό του μέγεθος μετά την διέλευση. Η μεταβολή αυτή της διάστασης του κενού επιβαρύνει την συμπεριφορά της δοκού κύλισης σε κόπωση. Η ατελής αυτή επαφή δεν παρουσιάζεται στην περίπτωση των εσωρραφών.

Κατά το Μέρος 3 του Ευρωκώδικα 1 ο έλεγχος σε κόπωση βασίζεται σε ένα ιδεατό φορτίο κόπωσης  $Q_C$  το οποίο αντιλαμβάνομενο  $2 \cdot 10^6$  φορές ισοδυναμεί θεωρητικά με την πραγματική ιστορία φόρτισης, όσο αφορά την κόπωση. Το φορτίο αυτό δίνεται από τη σχέση

$$Q_C = \Phi_{fat} \lambda Q_{max, I} \quad , \text{όπου}$$

$Q_{max, I}$  είναι η μέγιστη αντίδραση τροχού

$\Phi_{fat\lambda}$  είναι ο δυναμικός συντελεστής για την κόπωση και λαμβάνεται

ως ο δυσμενέστερος εκ των  $(1+\Phi_1)/2$  και  $(1+\Phi_2)/2$

$\lambda$  είναι συντελεστής συνδεόμενος με το βαθμό έκθεσης της

γερανογέφυρας σε κόπωση

Οι γερανογέφυρες, από πλευράς ευαισθησίας έναντι κόπωσης, κατατάσσονται ανάλογα με τους προβλεπόμενους κύκλους φόρτισης και την στάθμη των κύκλων αυτών ως προς την μέγιστη ανυψωτική ικανότητά τους, σε δέκα κατηγορίες, από  $S_0$  έως  $S_9$ . Απλοποιητικά η κατάταξη αυτή γίνεται με χρήση του Πίνακα 3.9, που προτείνεται στο Παράρτημα Β του Μέρους 3 του Ευρωκώδικα 1. ανάλογα με την κατηγορία στην οποία κατατάσσεται κάθε γερανογέφυρα δίνεται από τον Πίνακα 3.15 η τιμή του συντελεστή  $\lambda$ .

classes S	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$	$S_5$	$S_6$	$S_7$	$S_8$	$S_9$
normal stresses	0,198	0,250	0,315	0,397	0,500	0,630	0,794	1,00	1,260	1,587
shear stresses	0,379	0,436	0,500	0,575	0,660	0,758	0,871	1,00	1,149	1,320

### Πίνακας 3.15. Συντελεστής $\lambda$ Ισοδύναμων Ιδεατών Φορτίων Κόπωσης

Ο έλεγχος επάρκειας έναντι κόπωσης πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας τις παρακάτω σχέσεις:

$$(\alpha) \gamma_{FF} \Delta\sigma_{E,2} \gamma_{MF} / \Delta\sigma_c \leq 1,0$$

$$(\beta) \gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} \gamma_{Mf} / \Delta\tau_c \leq 1.0$$

$$(\gamma) (\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \gamma_{Mf} / \Delta\sigma_c)^3 + (\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} \gamma_{Mf} / \Delta\tau_c)^5 \leq 1,0$$

Όπου

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

$\Delta\tau_E$  είναι η διακύμανση της διατμητικής τάσης

$\Delta\sigma_c$  είναι η διακύμανση - αντοχή σε ορθή τάση

$\Delta\tau_c$  είναι η διακύμανση - αντοχή σε διατμητική τάση

$\gamma_{Ff}$  είναι συντελεστής προσαύξησης της δράσης (μπορεί να λαμβάνεται τιμή 1,0)

$\gamma_{Mf}$  είναι συντελεστής που λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.16.

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

**Πίνακας 3.16. Συνιστώμενες Τιμές Συντελεστή Αντοχής σε Κόπωση**

### **3.9 Κατασκευαστικά στοιχεία της δοκού κύλισης**

Σε αυτή την παράγραφο παρουσιάζονται κατασκευαστικά θέματα που σχετίζονται με την ένταξη της δοκού κύλισης στον κύριο φορέα της κατασκευής. Τέτοια είναι το στατικό σύστημα που επιλέγεται, το είδος των διατομών που είναι κατάλληλες να λειτουργούν ως δοκοί κύλισης, ο τρόπος σύνδεσής τους επί του κύριου φορέα του κτιρίου.

#### **3.9.1 Στατικό σύστημα**

Οι δοκοί κύλισης μπορούν να κατασκευάζονται είτε ως αμφιέριστα στοιχεία, είτε ως συνεχείς δοκοί δυο ίσων ανοιγμάτων. Στην περίπτωση των αμφιέριστων δοκών, η οποία είναι και η συνηθέστερη, διευκολύνεται η ανέγερση του κτιρίου καθώς σταθεροποιείται κάθε νεοανεγειρόμενο πλαίσιο. Στην πιο σπάνια περίπτωση που διαμορφώνονται δοκοί κύλισης δυο ανοιγμάτων, μειώνονται οι παραμορφώσεις, παρόλο που τα δυσμενή μεγέθη παραμόρφωσης προκύπτουν για θέση όπου τα δυο φορτία των τροχών βρίσκονται στο ίδιο άνοιγμα και το άλλο παραμένει αφόρτιστο.

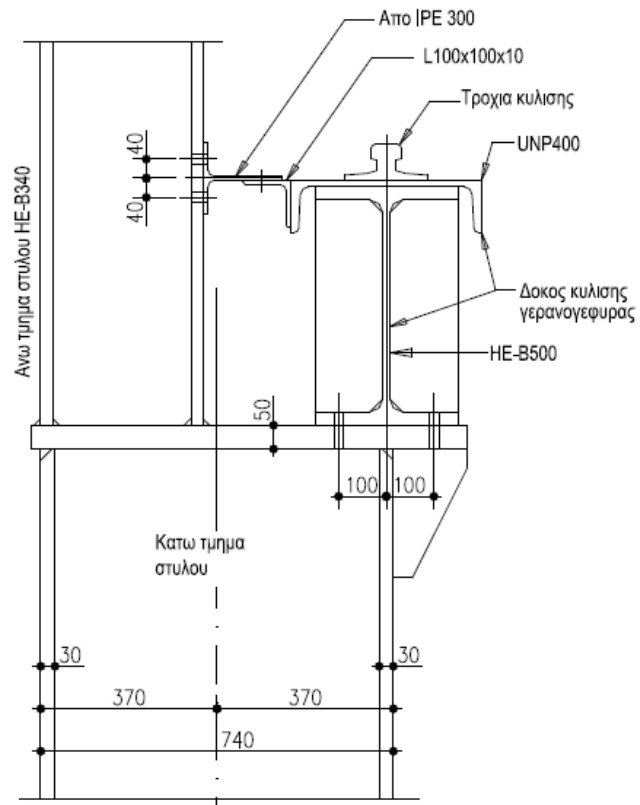
#### **3.9.2 Διατομές που χρησιμοποιούνται ως δοκοί κύλισης**

Μπορούν να χρησιμοποιούνται ως δοκοί κύλισης ελατές ή συγκολλητές διατομές. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται ελατές διατομές, πρέπει να επιλέγονται πλατύπελμες (σειρές HEA, HEB, HEM) οι οποίες παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία περί τον ασθενή άξονα, είναι δηλαδή καταλληλότερες για την παραλαβή πλευρικών φορτίων. Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να γίνεται ενίσχυση της δυσκαμψίας ελατής διατομής περί τον ασθενή της άξονα με πρόσθετη διατομή (Σχήμα 3.18). Ελατές διατομές χρησιμοποιούνται για κύλιση γερανογεφυρών μικρής ανυψωτικής ικανότητας και μόνο όταν εξασφαλίζεται η επάρκεια με διατομές μεσαίου μεγέθους – ενδεικτικά μέχρι HEB500.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται συγκολλητές διατομές, οι διαστάσεις τους επιτρέπεται να προσαρμόζονται στις απαιτήσεις παραλαβής οριζόντιων και κατακόρυφων φορτίων. Το άνω πέλμα μπορεί να κατασκευάζεται παχύτερο και πλατύτερο, δεδομένης της παραλαβής από αυτό των πλευρικών δυνάμεων της γερανογέφυρας, από το κάτω πέλμα. Οι συγκολλητές διατομές είναι ελαφρύτερες από τις ελατές, απαιτούν όμως επιπλέον κόστος κατασκευής, ειδικά στην διαμόρφωση των ραφών συγκόλλησης κορμού – άνω πέλματος. Όπως έχει αναφερθεί για την συγκεκριμένη συγκόλληση προτιμώνται εσωραφές.

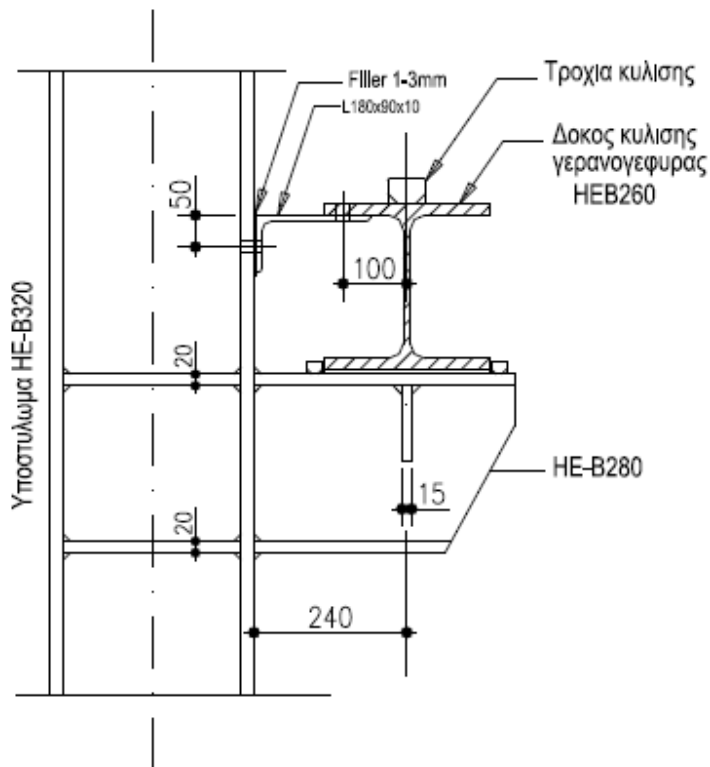
### **3.9.3 Σύνδεση δοκών κύλισης επί του κύριου φορέα κατασκευής**

Στις θέσεις όπου στηρίζεται η δοκό κύλισης επί του φορέα το άνω πέλμα της πρέπει να εξασφαλίζεται πλευρικά διαμορφώνοντας στην θέση αυτή συνθήκες απλής πλευρικής στήριξης. Χαρακτηριστικές λεπτομέρειες της στήριξης αυτής φαίνονται στο Σχήμα 3.18 και 3.19.



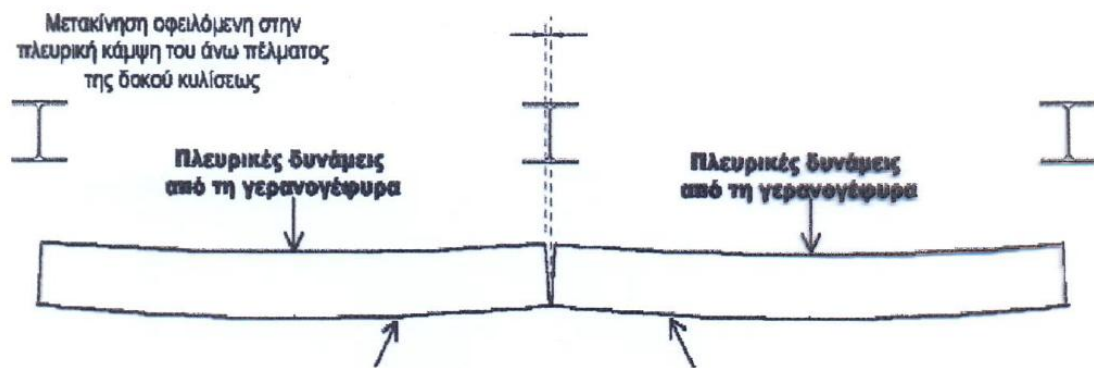
**Σχήμα 3.18. Ενίσχυση Ελατής Διατομής και Πλευρική Στήριξή της στη θέση Έδρασης (Σύνθετο Υποστύλωμα)**





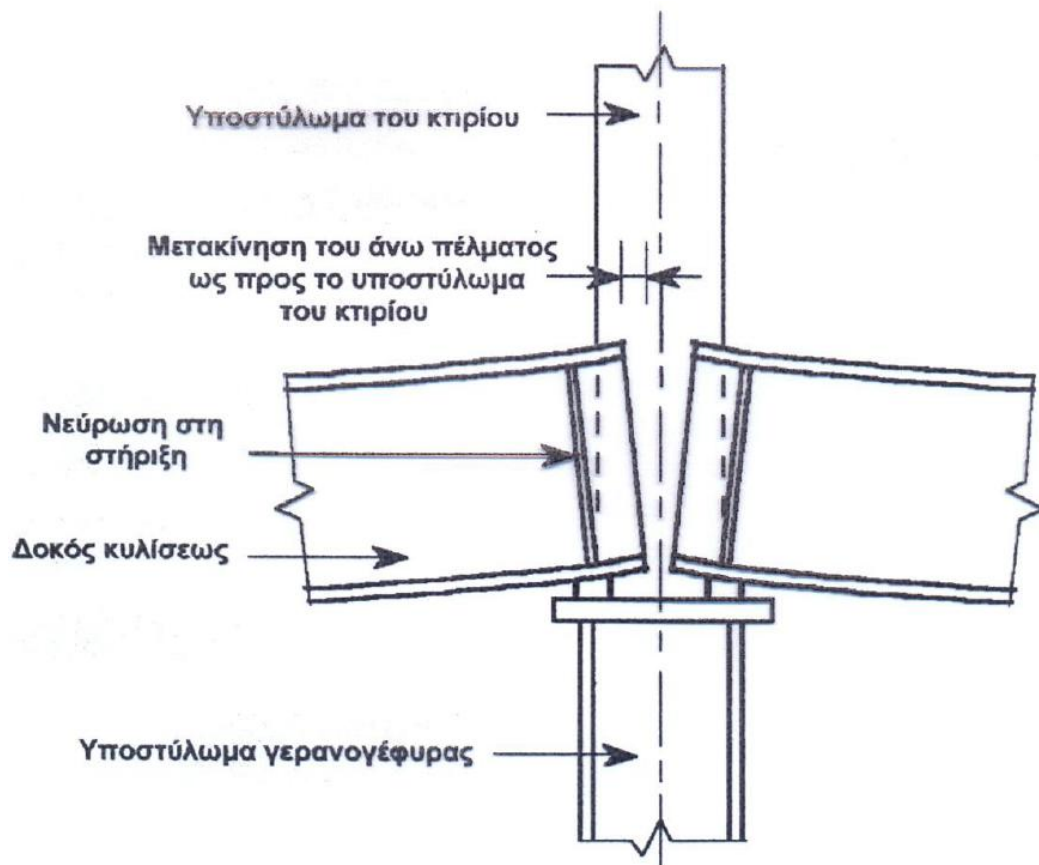
**Σχήμα 3.19. Ενίσχυση Ελατής Διατομής και Πλευρική Στήριξη της στη Θέση Έδρασης(Κοντός Πρόβολος Ολόσωμου Πλαισίου)**

Η στήριξη αυτή πρέπει να διαμορφώνεται με τρόπο που να επιτρέπει τις οριζόντιες παραμορφώσεις της δοκού (Σχήμα 3.20), ώστε να αποφεύγεται ο κίνδυνος αστοχίας της δοκού από κόπωση.



**Σχήμα 3.20. Πλευρική Παραμόρφωση Δοκού Κύλισης**

Ο τρόπος σύνδεσης της δοκού κύλισης πρέπει επιπρόσθετα να επιτρέπει τις κατακόρυφες παραμορφώσεις της, ώστε να αποφευχθεί η εμφάνιση εφελκυστικών δυνάμεων μοχλού στους κοχλίες σύνδεσης κάτω πέλματος – υποστυλώματος. Αυτό επιτυγχάνεται με διαμόρφωση της έδρασης μέσω στενού ενδιάμεσου ελάσματος (Σχήμα 3.21). Ο συγκεκριμένος τρόπος έδρασης πρέπει απαραίτητα να υλοποιείται για γερανογέφυρες μεγάλων ανυψωτικών μηχανημάτων.



Σχήμα 3.21. Έδραση Δοκού Κύλισης

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΦΟΡΕΑ ΣΤΟ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ SAP 2000

### 4.1 Εισαγωγή

Για την προσομοίωση του έργου χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης SAP2000 version 14. Για σχεδιασμό της κατασκευής το πρόγραμμα χρησιμοποιεί ευθύγραμμα στοιχεία δοκού με έξι βαθμούς ελευθερίας ανά κόμβο, δηλαδή μετατοπίσεις και περιστροφές κατά τους τρεις άξονες. Οι συνθήκες στήριξης δίνονται στο καθολικό σύστημα ενώ οι συνθήκες σύνδεσης των στοιχείων στα άκρα τους υπεισέρχονται στο τοπικό σύστημα του καθενός στοιχείου. Τα φορτία ορίζονται στο καθολικό(πχ. μόνιμα), στο τοπικό(πχ. ανεμοπίεσης στην στέγη) ή στο προβαλλόμενο σύστημα συντεταγμένων. Οι διάφοροι τύποι φορτίων είναι: επικόμβιο, γραμμικά κατανεμημένο, συγκεντρωμένο σε τυχούσα θέση του στοιχείου, θερμοκρασιακή μεταβολή, ίδιο βάρος, επιβεβλημένη μετακίνηση ή στροφή στήριξης.

Η ανάλυση που πραγματοποιείται είναι γραμμική ελαστική-πλαστική ανάλυση{με συντελεστή συμπεριφοράς  $q=3$ }. Όμως για τον προσδιορισμό των εντατικών και των παραμορφωτικών μεγεθών του φορέα μας το πρόγραμμα χρησιμοποιεί ελαστική ανάλυση. Επιπρόσθετα, επιλέγουμε η ανάλυσή μας να είναι 1<sup>ης</sup> τάξης, καθώς οι κρίσιμοι συντελεστές λυγισμού σε όλους τους συνδυασμούς φόρτισης, είναι μεγαλύτεροι του 10.

### 4.2 Σεισμική Φόρτιση-Ιδιομορφές Κατασκευής-Κρίσιμοι συντελεστές Λυγισμού

Η απόκριση της κατασκευής σε σεισμική φόρτιση γίνεται με τη μέθοδο της δυναμικής φασματικής ανάλυσης (επαλληλία ιδιομορφικών αποκρίσεων). Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το **μητρώο μάζας [m]** και το **μητρώο ακαμψίας** της κατασκευής **[K]**. Σύμφωνα με τον κανονισμό του ΕΑΚ2000 για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των

δρωςών ιδιομορφικών μαζών ΣΜi φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο  $T \geq 0,20 \text{sec}$  λαμβάνονται πάντοτε υπόψη. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T_a = 0,03 \text{sec}$  τότε η συνεισφορά των υπόλοιπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα  $M/\Sigma M_i$ .

Ο αριθμός των απαιτούμενων ιδιομορφικών μαζών προσδιορίστηκε κάνοντας επάλληλες δοκιμές και αυξάνοντας κάθε φορά τον αριθμό των απαιτούμενων ιδιομορφών και τρέχοντας ξανά την ανάλυση έτσι ώστε να επιτύχουμε το επιθυμητό σύνολο. Στην κατασκευή μας λαμβάνουμε υπόψη τις 18 πρώτες ιδιομορφές του φορέα, προκειμένου το σύνολο των δρωςών ιδιομορφικών μαζών κατά τη  $\chi$  και τη  $\psi$  διεύθυνση να φθάσει το 90% της ταλαντούμενης μάζας. Η ιδιοπερίοδος της τελευταίας ιδιομορφής ήταν 0,10476 sec καλύπτοντας έτσι τον κανονισμό που ορίζει τη μη χρήση ιδιομορφών με ιδιοπερίοδο μικρότερη του 0,03sec.

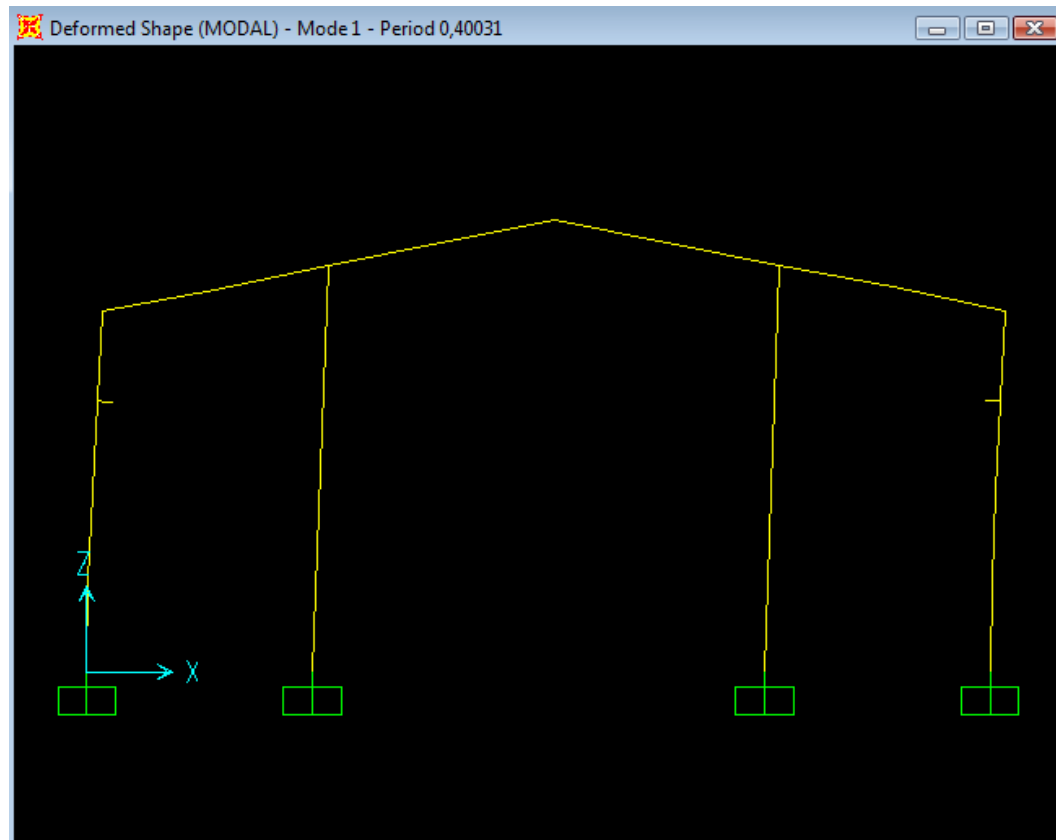
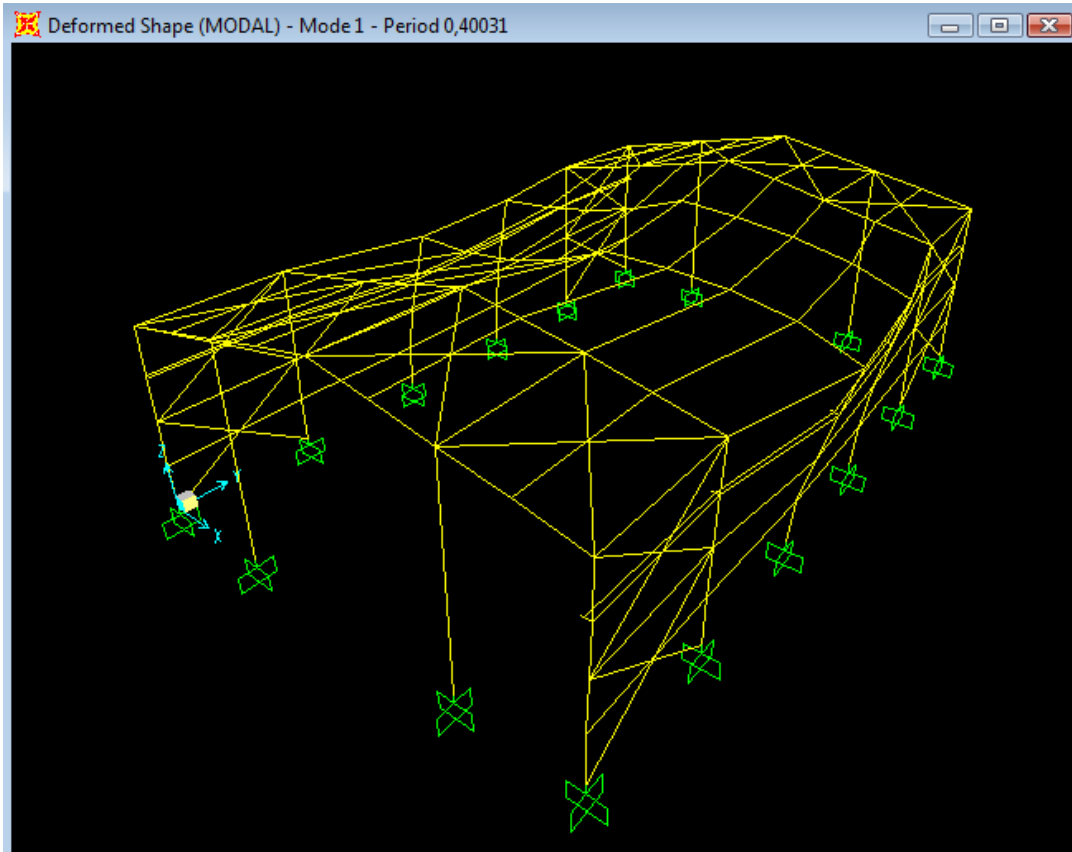
Στη συνέχεια επισυνάπτεται πίνακας με το σύνολο της μάζας των ιδιομορφών στις δύο διευθύνσεις και παρακάτω πλήρης πίνακας όλων των ιδιομορφών με τα χαρακτηριστικά τους. Υπενθυμίζεται ότι δεν εξετάζουμε τον σεισμό κατά την κατακόρυφο οπότε η ταλαντούμενη μάζα κατά τον  $z$  δεν μας ενδιαφέρει.

<b>TABLE: Modal Load Participation Ratios</b>				
<b>OutputCase</b>	<b>ItemType</b>	<b>Item</b>	<b>Static</b>	<b>Dynamic</b>
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9145	91,4172
MODAL	Acceleration	UY	99,6007	93,0368
MODAL	Acceleration	UZ	96,2317	24,4505

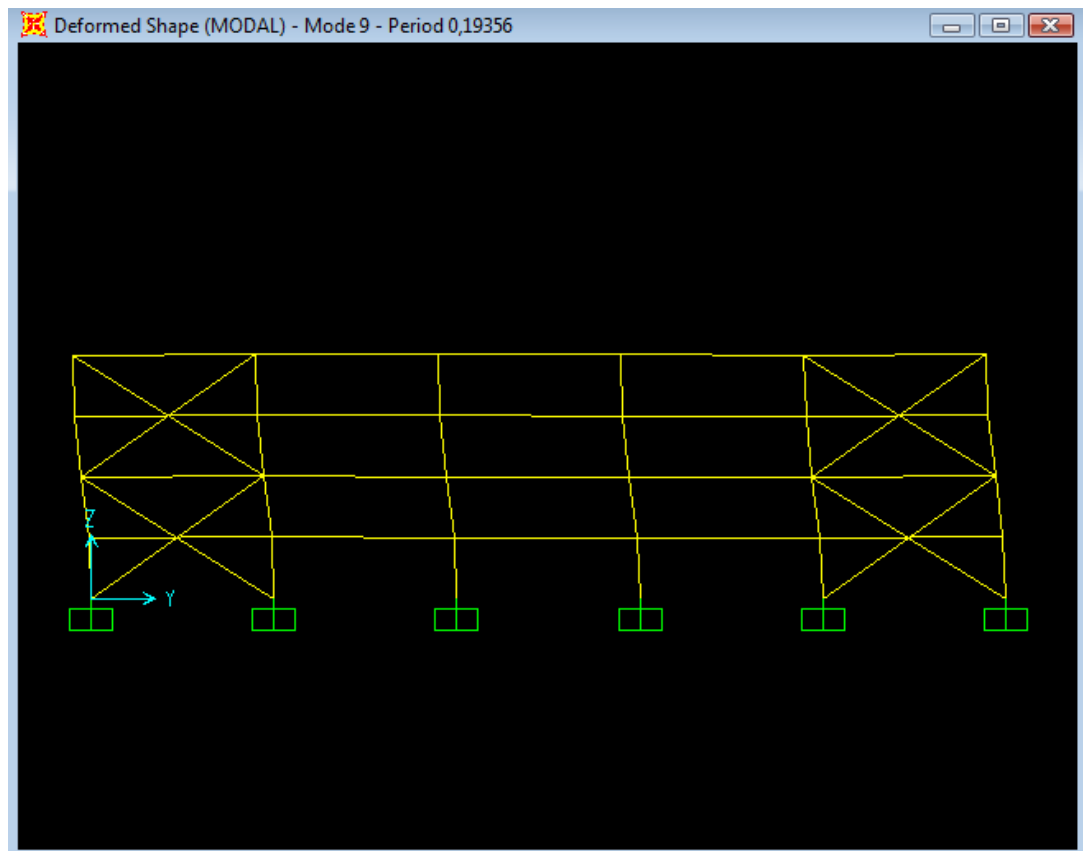
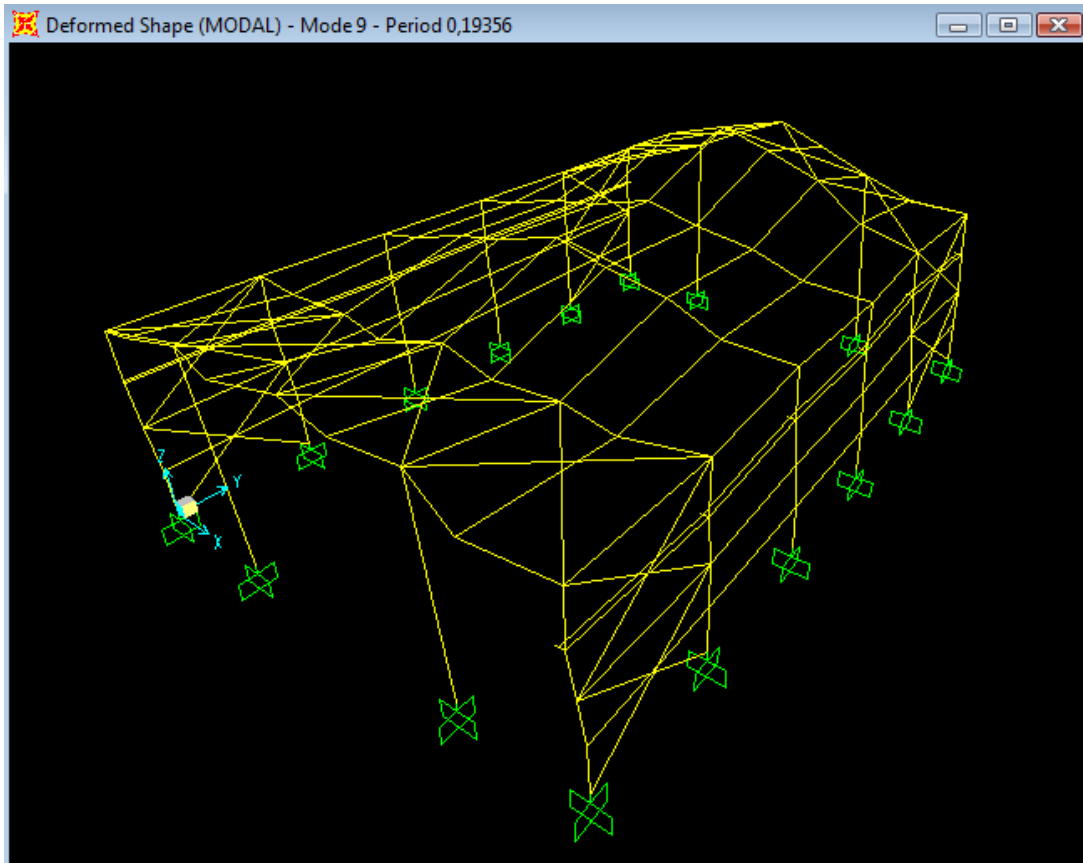
TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0,400309	0,55523	0,00001252	0,00043	0,55523	0,00001252	0,00043
MODAL	2	0,33592	0,01728	0,04462	0,00005744	0,57251	0,04463	0,00049
MODAL	3	0,333811	0,00404	0,11945	0,00000188	0,57656	0,16408	0,00049
MODAL	4	0,30908	0,29304	0,00005362	0,00137	0,86959	0,16413	0,00186
MODAL	5	0,292337	0,00056	0,00068	0,09181	0,87015	0,16481	0,09368
MODAL	6	0,282802	0,00001281	0,00271	0,01397	0,87017	0,16751	0,10764
MODAL	7	0,271736	3,918E-07	0,00347	0,00025	0,87017	0,17098	0,1079
MODAL	8	0,203884	3,901E-09	0,0000548	0,13633	0,87017	0,17104	0,24422
MODAL	9	0,193564	1,158E-09	0,62907	0,000009423	0,87017	0,8001	0,24423
MODAL	10	0,17731	7,049E-10	0,00633	5,85E-08	0,87017	0,80643	0,24423
MODAL	11	0,170624	2,822E-11	0,00835	1,001E-07	0,87017	0,81478	0,24423
MODAL	12	0,152323	2,031E-09	0,00004594	5,615E-10	0,87017	0,81482	0,24423
MODAL	13	0,129285	0,02231	0,000009832	0,0002	0,89248	0,81483	0,24443
MODAL	14	0,128305	0,01698	0,00002396	5,876E-07	0,90946	0,81486	0,24443
MODAL	15	0,127945	0,00003459	0,00008509	0,00005913	0,90949	0,81494	0,24449
MODAL	16	0,124148	0,00468	0,000007101	0,000009929	0,91417	0,81495	0,2445
MODAL	17	0,116022	6,334E-08	0,07079	9,551E-07	0,91417	0,88574	0,2445
MODAL	18	0,104763	1,675E-08	0,04463	0,000002814	0,91417	0,93037	0,2445

Από τον παραπάνω πίνακα διαπιστώνουμε ότι η πρώτη ιδιομορφή, με περίοδο  $T=0,40031\text{sec}$ , είναι η βασική κατά τον άξονα  $x$  με ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 55,523%, γεγονός λογικό, αφού τα πλαίσια είναι πιο εύκαμπτα από τους συνδέσμους δυσκαμψίας, που δρουν κατά τον άξονα  $\psi$  κατά τον οποίο η βασική ιδιομορφή(9<sup>η</sup>) έχει περίοδο  $T=0,19356\text{sec}$  και ποσοστό ταλαντούμενης μάζας 62,907%.

Ας δούμε λοιπόν τις εικόνες των κύριων ιδιομορφών όπως αυτές αποτυπώνονται στο SAP2000.



1<sup>η</sup> Ιδιομορφή-ταλάντωση κατά τον άξονα χ



9η Ιδιομορφή-ταλάντωση κατά τον άξονα ψ

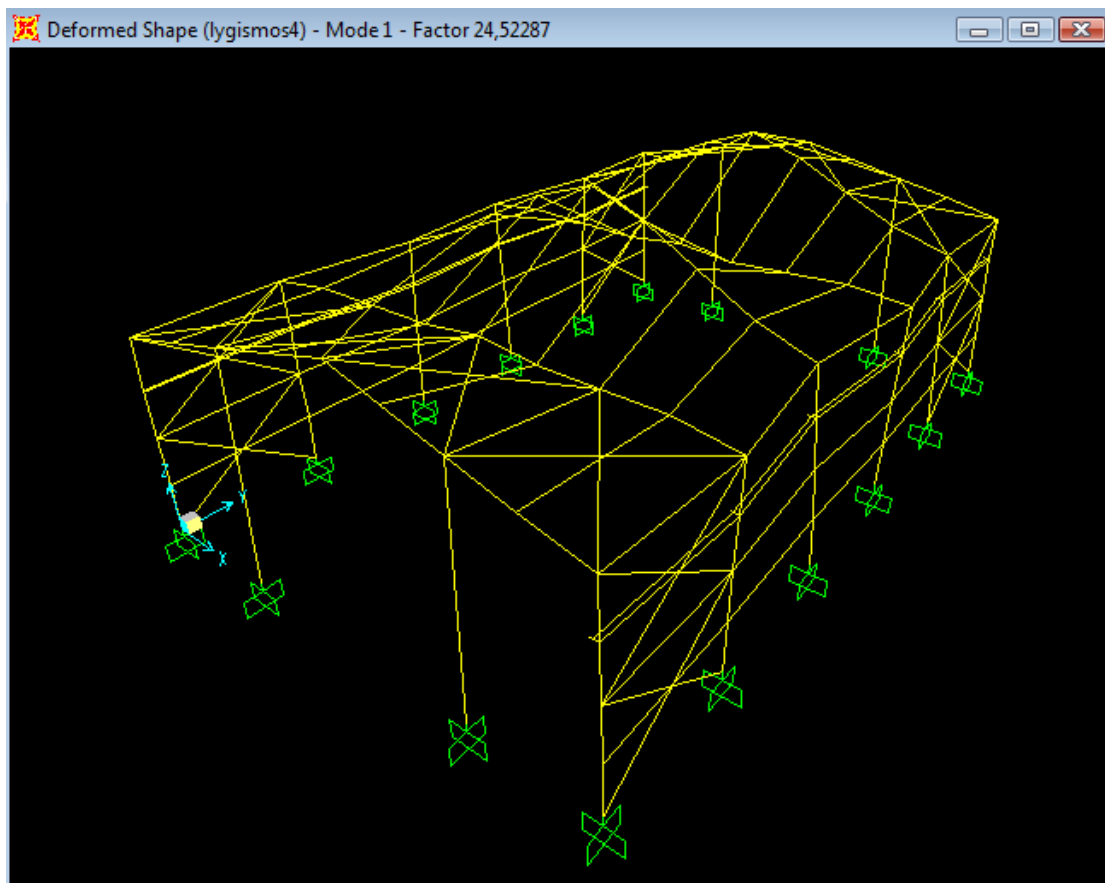


Τώρα, παραθέτουμε τον πίνακα με τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού των έξι πρώτων ιδιομορφών, που προκύπτουν από ανάλυση για ευστάθεια υπό τον κάθε συνδυασμό φόρτισης.

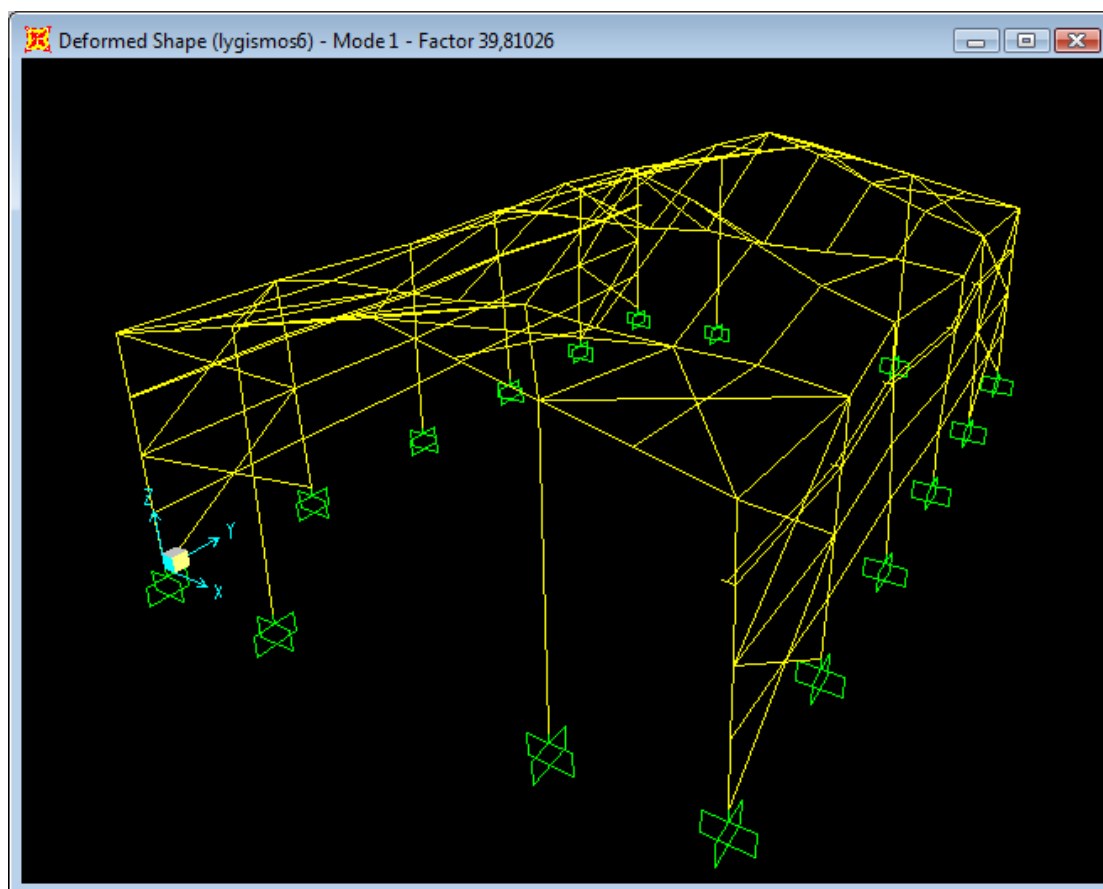
<b>TABLE: Buckling Factors</b>			
<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>ScaleFactor</b>
Text	Text	Unitless	Unitless
lygismos1	Mode	1	29,907076
lygismos1	Mode	2	48,217598
lygismos1	Mode	3	55,298938
lygismos1	Mode	4	55,737155
lygismos1	Mode	5	57,775141
lygismos1	Mode	6	80,804119
lygismos2	Mode	1	25,376893
lygismos2	Mode	2	28,219966
lygismos2	Mode	3	29,457466
lygismos2	Mode	4	37,553942
lygismos2	Mode	5	44,669028
lygismos2	Mode	6	50,864789
lygismos3	Mode	1	24,856473
lygismos3	Mode	2	28,417196
lygismos3	Mode	3	29,663251
lygismos3	Mode	4	37,158594
lygismos3	Mode	5	43,787123
lygismos3	Mode	6	51,210829
lygismos4	Mode	1	24,522869
lygismos4	Mode	2	28,196756
lygismos4	Mode	3	29,420657
lygismos4	Mode	4	36,678676
lygismos4	Mode	5	41,728233
lygismos4	Mode	6	51,05013
lygismos5	Mode	1	24,71108
lygismos5	Mode	2	28,369068
lygismos5	Mode	3	29,617399
lygismos5	Mode	4	36,880734
lygismos5	Mode	5	42,353972
lygismos5	Mode	6	51,237758
lygismos6	Mode	1	39,810259
lygismos6	Mode	2	64,03988
lygismos6	Mode	3	65,585377
lygismos6	Mode	4	72,28738

lygismos6	Mode	5	83,211134
lygismos6	Mode	6	107,588407
lygismos7	Mode	1	39,86167
lygismos7	Mode	2	64,066473
lygismos7	Mode	3	73,425508
lygismos7	Mode	4	73,82638
lygismos7	Mode	5	76,536177
lygismos7	Mode	6	102,842387

Παρακάτω προσθέτουμε την πρώτη ιδιομορφή λυγισμού για δύο από τους συνδυασμούς φόρτισης.



**lygismos4: 1,35\*ΜΟΝΙΜΑ+1,35\*ΑΝΕΜΟΣ(Θ=0°,ΘΥΡΑ  
ΑΝΟΙΧΤΗ)+1,35\*ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑ(ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ1,ΜΕΣΑΙΟ ΦΑΤΝΩΜΑ)**



**lygismos6: 1,00\*MONIMA+0,80\*KINITO(ΕΡΓΑΤΗ)+ 0,43\* ΦΟΡΤΙΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ  
+ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ(ΚΑΤΑ ΤΟΝ Χ-Χ)**

ΕΠΙΣΗΜΑΝΣΗ: Οι παραπάνω ιδιομορφές μαζών και λυγισμού αφορούν την κύρια περίπτωση λύσης μας και συγκεκριμένα με τις απαιτήσεις λειτουργικότητας λόγω παρουσίας της γερανογέφυρας στην κατασκευή μας.

### 4.3 Εισαγωγή του Μοντέλου

Για την προσομοίωση του υπόστεγου έγινε προσπάθεια ώστε το μοντέλο να απεικονίζει με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια τον πραγματικό φορέα ως προς το σύνολο αλλά και ως προς τα επιμέρους στοιχεία.

Ο σχεδιασμός του φορέα έγινε στο γραφικό περιβάλλον του προγράμματος SAP2000. Για την προσομοίωση του κτηρίου χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά στοιχεία με έξι βαθμούς ελευθερίας στα άκρα τους, ο αριθμός των οποίων ανέρχεται στα 158 στοιχεία.

Αρχικά στήθηκε ο σκελετός του κτηρίου, που αποτελείται από επάλληλα πλαίσια, με το σχεδιασμό των υποστυλωμάτων και του ζυγώματος της στέγης στη συνέχεια τοποθετήθηκαν οι δοκοί, κύριες και δευτερεύουσες (κεφαλοδοκοί, τεγίδες) και τέλος οι κατακόρυφοι και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

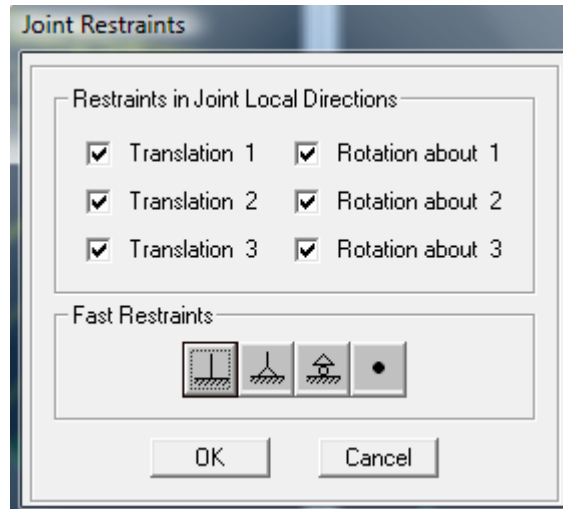
Ταυτόχρονα με τη γεωμετρική κατασκευή του φορέα αποδόθηκε σε κάθε γραμμικό στοιχείο η διατομή και το υλικό του. Το υλικό για όλα τα στοιχεία είναι χάλυβας ποιότητας S235. Στους πίνακες που ακολουθούν περιέχονται όλες οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν(σε όλη την πορεία διαστασιολόγησης) καθώς και το συνολικό βάρος κάθε διατομής που τελικώς επιλέχτηκε για την κατασκευή μας.

**TABLE: Frame Section Properties 01 – General**

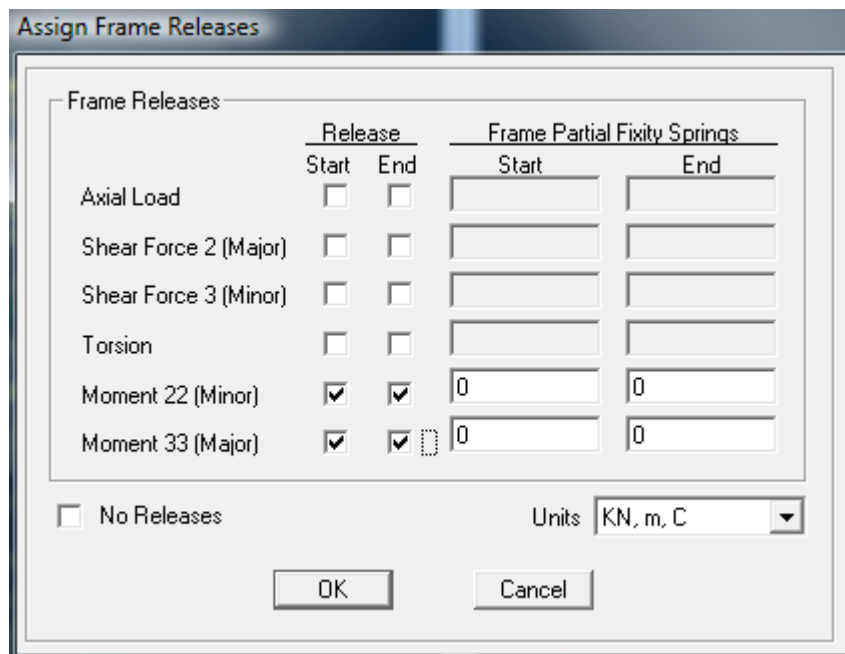
<b>SectionName</b>	<b>t3</b>	<b>t2</b>	<b>tf</b>	<b>tw</b>	<b>I33</b>	<b>I22</b>	<b>Area</b>	<b>TotalWt</b>	<b>TotalMass</b>
Text	m	m	m	m	m4	m4	m2	KN	KN-s2/m
FSEC1	0,3048	0,127	0,009652	0,00635	0,000066	3,3E-06	0,004265	0	0
HE100A	0,096	0,1	0,008	0,005	3,49E-06	1,34E-06	0,00212	0	0
HE100B	0,1	0,1	0,01	0,006	4,5E-06	1,67E-06	0,0026	0	0
HE120A	0,114	0,12	0,008	0,005	6,06E-06	2,31E-06	0,00253	35,749	3,65
HE140A	0,133	0,14	0,0085	0,0055	0,00001	3,89E-06	0,00314	0	0
HE160A	0,152	0,16	0,009	0,006	0,000017	6,16E-06	0,00388	63,962	6,52
HE180A	0,171	0,18	0,0095	0,006	0,000025	9,25E-06	0,00453	0	0
HE200A	0,19	0,2	0,01	0,0065	0,000037	0,000013	0,00538	0	0
HE200B	0,2	0,2	0,015	0,009	0,000057	0,00002	0,00781	0	0
HE220A	0,21	0,22	0,011	0,007	0,000054	0,00002	0,00643	30,285	3,09
HE220B	0,22	0,22	0,016	0,0095	0,000081	0,000028	0,0091	0	0
HE240A	0,23	0,24	0,012	0,0075	0,000078	0,000028	0,00768	0	0
HE240B	0,24	0,24	0,017	0,01	0,000113	0,000039	0,0106	0	0
HE260A	0,25	0,26	0,0125	0,0075	0,000105	0,000037	0,00868	0	0
HE280A	0,27	0,28	0,013	0,008	0,000137	0,000048	0,00973	27,497	2,8
HE280B	0,28	0,28	0,018	0,0105	0,000193	0,000066	0,0131	0	0
HE280M	0,31	0,288	0,033	0,0185	0,000396	0,000132	0,024	120,953	12,33
HE300A	0,29	0,3	0,014	0,0085	0,000183	0,000063	0,0113	0	0
HE300B	0,3	0,3	0,019	0,011	0,000252	0,000086	0,0149	0	0
HE320A	0,31	0,3	0,0155	0,009	0,000229	0,00007	0,0124	0	0
HE340A	0,33	0,3	0,0165	0,0095	0,000277	0,000074	0,0133	0	0
HE360A	0,35	0,3	0,0175	0,01	0,000331	0,000079	0,0143	0	0
HE400A	0,39	0,3	0,019	0,011	0,000451	0,000086	0,0159	0	0
HE400B	0,4	0,3	0,024	0,0135	0,000577	0,000108	0,0198	0	0
HE450A	0,44	0,3	0,021	0,0115	0,000637	0,000095	0,0178	0	0
HE450B	0,45	0,3	0,026	0,014	0,000799	0,000117	0,0218	0	0
HE500A	0,49	0,3	0,023	0,012	0,00087	0,000104	0,0198	149,213	15,22
HE500B	0,5	0,3	0,028	0,0145	0,001072	0,000126	0,0239	0	0
IPE100	0,1	0,055	0,0057	0,0041	1,71E-06	1,59E-07	0,00103	0	0
IPE120	0,12	0,064	0,0063	0,0044	3,18E-06	2,77E-07	0,00132	0	0
IPE140	0,14	0,073	0,0069	0,0047	5,41E-06	4,49E-07	0,00164	0	0
IPE180	0,18	0,091	0,008	0,0053	0,000013	1,01E-06	0,00239	0	0
IPE200	0,2	0,1	0,0085	0,0056	0,000019	1,42E-06	0,00285	0	0
IPE220	0,22	0,11	0,0092	0,0059	0,000028	2,05E-06	0,00334	0	0
IPE240	0,24	0,12	0,0098	0,0062	0,000039	2,84E-06	0,00391	0	0
IPE360	0,36	0,17	0,0127	0,008	0,000163	0,00001	0,00727	0	0
IPE400	0,4	0,18	0,0135	0,0086	0,000231	0,000013	0,00845	81,175	8,28
L100X75X10	0,1	0,075	0,01	0,01	1,62E-06	7,76E-07	0,001661	0	0
L100X75X12	0,1	0,075	0,012	0,012	1,89E-06	9,02E-07	0,001967	0	0
L110X75X10	0,11	0,075	0,01	0,01	2,12E-06	7,97E-07	0,001761	0	0
L120X10	0,12	0,12	0,01	0,01	3,13E-06	3,13E-06	0,002318	0	0
L120X12	0,12	0,12	0,012	0,012	3,68E-06	3,68E-06	0,002754	0	0
L120X15	0,12	0,12	0,015	0,015	4,45E-06	4,45E-06	0,003393	0	0

L120X80X10	0,12	0,08	0,01	0,01	2,76E-06	9,81E-07	0,001913	0	0
L120X9	0,12	0,12	0,009	0,009	2,85E-06	2,85E-06	0,002097	0	0
L150X100X10	0,15	0,1	0,01	0,01	5,52E-06	1,98E-06	0,002418	0	0
TUBO100X100X5.4	0,1	0,1	0,0054	0,0054	3,06E-06	3,06E-06	0,002043	0	0
TUBO100X100X5.9	0,1	0,1	0,0059	0,0059	3,29E-06	3,29E-06	0,002221	0	0
TUBO100X70X5.9	0,1	0,07	0,0059	0,0059	2,51E-06	1,41E-06	0,001867	0	0
TUBO120X84X5	0,12	0,084	0,005	0,005	3,89E-06	2,21E-06	0,00194	0	0
TUBO140X70X7.1	0,14	0,07	0,0071	0,0071	6,75E-06	2,18E-06	0,00278	0	0
TUBO140X98X5	0,14	0,098	0,005	0,005	6,3E-06	3,6E-06	0,00228	0	0
TUBO140X98X8	0,14	0,098	0,008	0,008	9,38E-06	5,28E-06	0,003552	0	0
TUBO160X112X12.5	0,16	0,112	0,0125	0,0125	0,00002	0,000011	0,006175	0	0
TUBO160X160X10	0,16	0,16	0,01	0,01	0,000023	0,000023	0,006	0	0
TUBO160X160X10-A	0,16	0,16	0,01	0,01	0,000023	0,000023	0,006	0	0
TUBO160X80X12.5	0,16	0,08	0,0125	0,0125	0,000016	4,96E-06	0,005375	0	0
TUBO160X80X5.9	0,16	0,08	0,0059	0,0059	8,81E-06	2,91E-06	0,002693	0	0
TUBO160X80X8	0,16	0,08	0,008	0,008	0,000011	3,68E-06	0,003584	0	0
TUBO60X42X5.4	0,06	0,042	0,0054	0,0054	4,46E-07	2,46E-07	0,000985	0	0
TUBO60X60X4	0,06	0,06	0,004	0,004	4,71E-07	4,71E-07	0,000896	0	0
TUBO60X60X5	0,06	0,06	0,005	0,005	5,59E-07	5,59E-07	0,0011	0	0
TUBO70X70X4	0,07	0,07	0,004	0,004	7,7E-07	7,7E-07	0,001056	9,564	0,98
TUBO70X70X5	0,07	0,07	0,005	0,005	9,21E-07	9,21E-07	0,0013	0	0
TUBO80X80X5	0,08	0,08	0,005	0,005	1,41E-06	1,41E-06	0,0015	0	0
TUBO80X80X5.4	0,08	0,08	0,0054	0,0054	1,5E-06	1,5E-06	0,001611	0	0
TUBO90X90X10	0,09	0,09	0,01	0,01	3,47E-06	3,47E-06	0,0032	0	0
TUBO90X90X5	0,09	0,09	0,005	0,005	2,05E-06	2,05E-06	0,0017	0	0
TUBO90X90X5.4	0,09	0,09	0,0054	0,0054	2,19E-06	2,19E-06	0,001827	18,069	1,84
TUBO90X90X8	0,09	0,09	0,008	0,008	2,97E-06	2,97E-06	0,002624	0	0

Οι βάσεις των υποστυλωμάτων ορίζονται από το έξις παράθυρο, επιλέγοντας πάκτωση για την 1<sup>η</sup>, 2<sup>η</sup>, 4<sup>η</sup> περίπτωση και άρθρωση για την 3<sup>η</sup> παραλλαγή μας.



Σε σχέση με την επιρροή της συμπεριφοράς των κόμβων στην κατανομή των εντατικών μεγεθών και των συνολικών παραμορφώσεων του φορέα, οι κόμβοι των περισσότερων στοιχείων(πχ. τεγίδες, μηκίδες, ελκυστήρες) θεωρήθηκαν αρθρωτοί.



Στη συνέχεια εφαρμόζουμε στο μοντέλο τα φορτία που έχουμε υπολογίσει σε προηγούμενο κεφάλαιο. Τα φορτία από τα φύλλα επικάλυψης, τον μηχανολογικό εξοπλισμό, το χιόνι ασκούνται ως γραμμικώς κατανεμημένα πάνω στις τεγίδες. Το φορτίο του ανέμου ασκείται και αυτό ομοιόμορφα γραμμικά στα ζυγώματα και τα υποστυλώματα.

Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα για λεπτομερή και ακριβής τοποθέτηση των φορτίων όπως στην πραγματικότητα. Παρακάτω παρουσιάζονται οι δυνατότητες του προγράμματος για την άσκηση γραμμικών ομοιόμορφων ή τραπεζοειδών φορτίων σε ένα στοιχείο.

Trapezoidal Loads				
	1.	2.	3.	4.
Distance	0.	0,25	0,75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

**Ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο στο καθολικό σύστημα αξόνων**



The image shows a software dialog box titled "Frame Distributed Loads". It is configured with the following settings:

- Load Pattern Name:** AnemosTK0\_a
- Units:** KN, m, C
- Load Type and Direction:**
  - Forces (selected), Moments
  - Coord Sys: Local
  - Direction: 2
- Options:**
  - Add to Existing Loads (selected)
  - Replace Existing Loads
  - Delete Existing Loads
- Trapezoidal Loads:**

	1.	2.	3.	4.
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

  - Relative Distance from End-I (selected)
  - Absolute Distance from End-I
- Uniform Load:**
  - Load: -0.258

Buttons: OK, Cancel

### Ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο στο τοπικό σύστημα αξόνων (ζυγώματος)

Για τα φορτία της γερανογέφυρας χρησιμοποιούμε την δυνατότητα του προγράμματος για την εφαρμογή συγκεντρωμένων φορτίων σε ένα στοιχείο. Οι αποστάσεις εφαρμογής των φορτίων εξαρτώνται από τις διαστάσεις της γερανογέφυρας και συγκεκριμένα από τις θέσεις των τροχών. Στην παρούσα κατασκευή η απόσταση των τροχών είναι 3,15μ, ενώ το φορείο(βαρούλκου) είναι πάντα στην ακραία δυνατή θέση(πλησίον δεξιάς δοκού). Ο έλεγχος μας γίνεται για δυο περιπτώσεις, όταν η γερανογέφυρα είναι στο ακραίο φάτνωμα και όταν βρίσκεται σε κάποιο εσωτερικό φάτνωμα, πιο συγκεκριμένα στο τρίτο.

	1.	2.	3.	4.
Distance	2.85	6.00	0	0
Load	27.74	27.74	0	0

#### Επιβολή συγκεντρωμένων φορτίων (εδώ στο μεσαίο φάτνωμα για το συνδυασμό 5)

Λόγω του ότι τα φορτία του ανέμου όπως και της γερανογέφυρας έχουν πολλές διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης καθώς και διαφορετικά σημεία εφαρμογής των δυνάμεων τους [ γερανογέφυρα σε τυχαίο φάτνωμα για κάθε ένα συνδυασμό (1-5) , άνεμος για κλειστή ή ανοιχτή θύρα] δημιουργούμε μια περιβάλλουσα όλων των περιπτώσεων. Έτσι, στους οριακούς συνδυασμούς αστοχίας και λειτουργικότητας για κάθε στοιχείο επιλέγονται οι πιο δυσμενείς για αυτό φορτίσεις. Στο πρόγραμμα αυτό πραγματοποιείται μέσω της δημιουργίας ενός επιπρόσθετου συνδυασμού, με τις κατάλληλες φυσικά παραμέτρους(βλ. σχήμα).

**Load Combination Data**

**Load Combination Name** (User-Generated)

Notes

**Load Combination Type**

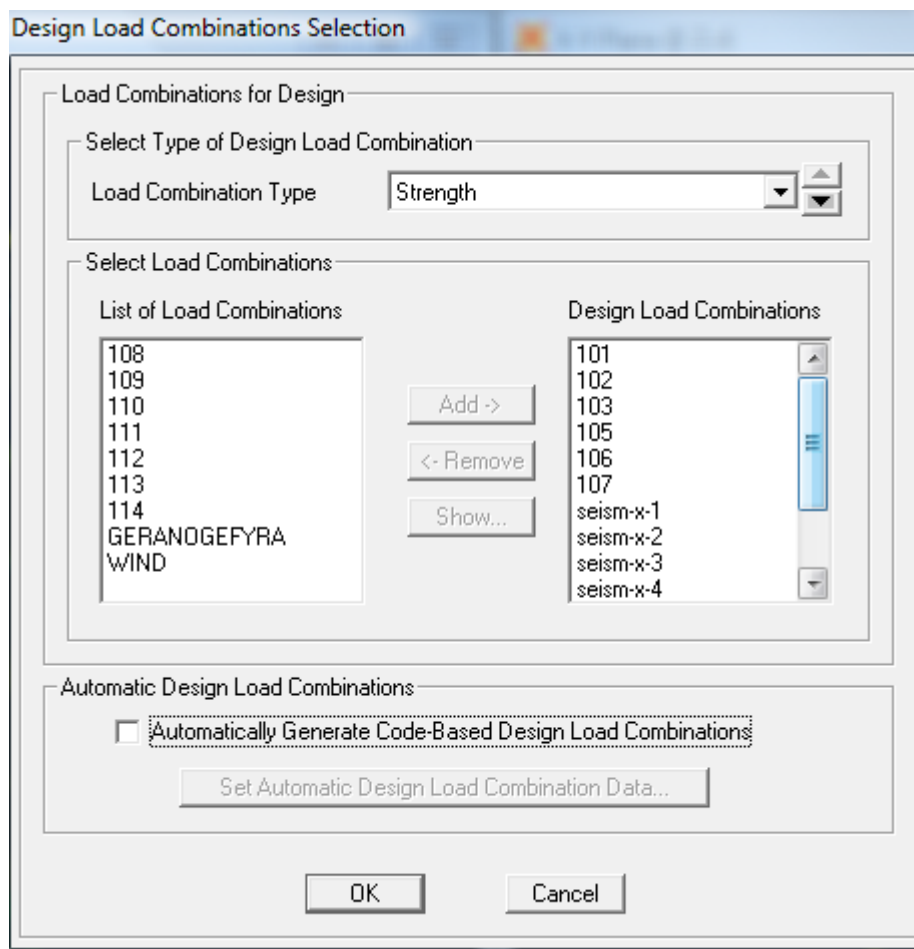
**Options**

**Define Combination of Load Case Results**

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
AnemosTK0	Linear Static	1.
AnemosTK0	Linear Static	1.
AnemosTK0_a	Linear Static	1.
AnemosTK+90	Linear Static	1.
AnemosTA0	Linear Static	1.
AnemosTA+90	Linear Static	1.
AnemosTA-90	Linear Static	1.

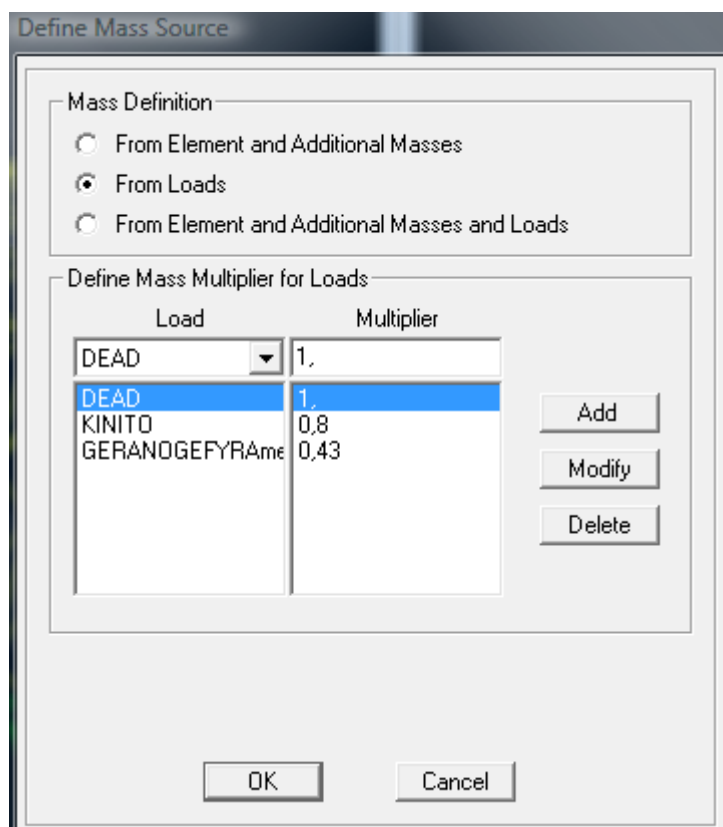
### Δημιουργία περιβάλλουσας φορτίων

Στη συνέχεια επιλέγουμε από το ανάλογο παράθυρο ποιους συνδυασμούς φορτίσεων θα χρησιμοποιήσει το λογισμικό μας για έλεγχο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και ποιους για την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.



### Επιλογή συνδυασμών φόρτισης

Ένα βήμα που θα πρέπει ακόμα να κάνουμε είναι ο ορισμός των φορτίσεων που θα αποτελέσουν τη μάζα του φορέα μας, μέρος της οποίας μάλιστα θα ενεργοποιηθεί κατά τη σεισμική φόρτιση. Αυτό γίνεται από το ακόλουθο παράθυρο:



### Επιλογή μάζα φορέα από φορτία

Τέλος επιλέγουμε από τη λίστα των που περιέχει το SAP2000, σύμφωνα με ποιον κανονισμό θέλουμε να κάνει τον έλεγχο των διατομών. Από εκεί μπορούμε να ελέγξουμε τις τιμές των διαφόρων συντελεστών και σε περίπτωση που απαιτείται ο χρήστης μπορεί να τις αλλάξει.

Steel Frame Design Preferences for Eurocode 3-2005

Item	Value
1 Design Code	Eurocode 3-2005
2 Country	CEN Default
3 Combinations Equation	Eq. 6.10
4 Interaction Factors Method	Method 2 (Annex B)
5 Time History Design	Envelopes
6 Framing Type	Moment Frame
7 GammaM0	1,
8 GammaM1	1,
9 GammaM2	1,25
10 Consider Deflection?	No
11 DL Limit, L /	120,
12 Super DL+LL Limit, L /	120,
13 Live Load Limit, L /	360,
14 Total Limit, L /	240,
15 Total-Camber Limit, L /	240,
16 Pattern Live Load Factor	0,75
17 Demand/Capacity Ratio Limit	0,95

Item Description

Explanation of Color Coding for Values

**Blue:** Default Value

**Black:** Not a Default Value

**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values:

Reset To Previous Values:

Επιλογή κανονισμού ελέγχου διατομών



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ**

### **5.1 Εισαγωγή**

Στο 5ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τέσσερις περιπτώσεις του προς ανάλυσης μονώροφου μεταλλικού κτιρίου με γερανογέφυρα. Οι περιπτώσεις αυτές αφορούν αφενός τις γεωμετρικές απαιτήσεις της κατασκευής μας, όπως το μήκος της γερανογέφυρας και το ύψος ανύψωσης της, και αφετέρου τις κατασκευαστικές-μεταλλικό κριτήριο την οικονομικότητα του κτιρίου- η οποία πραγματοποιείται με την τοποθέτηση ενός ελκυστήρα που ενώνει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων.

Στα υποκεφάλαια που ακολουθούν παρουσιάζονται οι αναλύσεις και οι έλεγχοι καθώς και οι αντίστοιχες διατομές που προέκυψαν για κάθε μια των τεσσάρων περιπτώσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Στον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, συμπεριλήφθηκαν οι περιορισμοί που παρουσιάστηκαν στο τρίτο κεφάλαιο της παρούσας εργασίας και υποδεικνύονται από τον EC3(Μέρος 6) για τις μέγιστες τιμές των οριζόντιων και κατακόρυφων παραμορφώσεων σε κτίρια που λειτουργούν γερανογέφυρες.

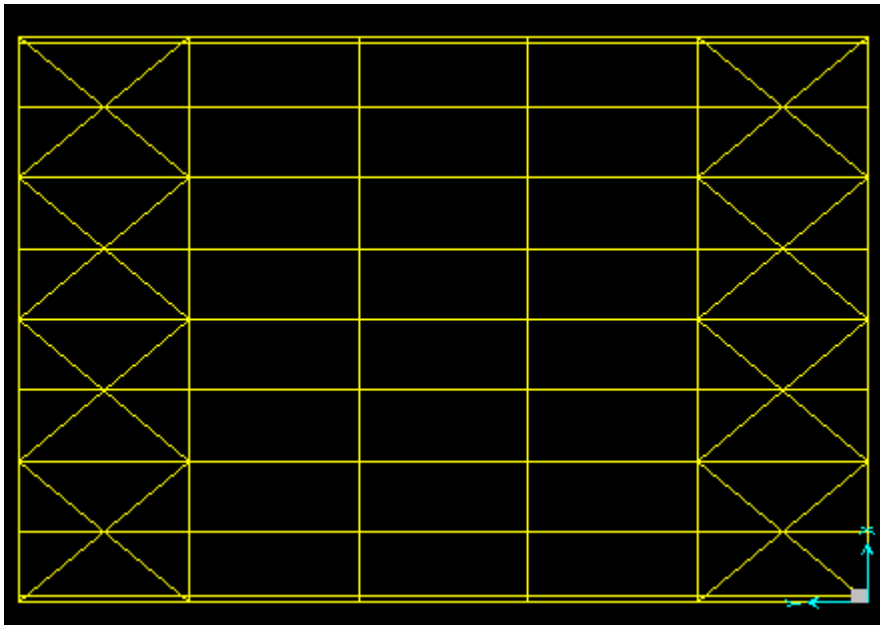
### **5.2 1<sup>η</sup> Περίπτωση (Κύρια λύση)**

Παρουσιάζεται η πρώτη περίπτωση διαστασιολόγησης, η οποία αφορά μεταλλικό υπόστεγο αποτελούμενο από διαδοχικά πλαίσια και εξυπηρετεί γερανογέφυρα ανοίγματος 20 μέτρων και ύψος ανύψωσης 6 μέτρων. Τα πλαίσια είναι αμφίπακτα και διατάσσονται ανά 6 μέτρα.



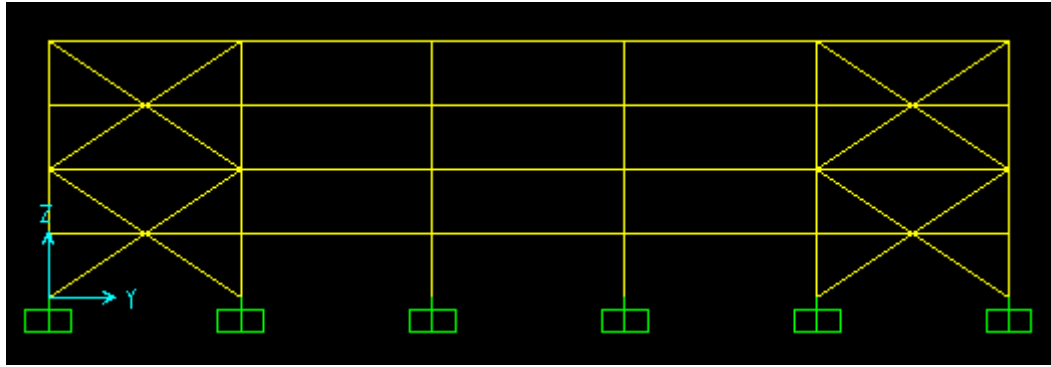
### 5.2.1 Γεωμετρία Φορέα

Όπως φαίνεται στην κάτοψη το κτίριο αποτελείται από έξι διαδοχικά ισαπέχοντα ισοκλινή πλαίσια και έχει συνολικό μήκος 30 μέτρα. Το άνοιγμα των πλαισίων είναι 20 μέτρα. Στο πρώτο και το τελευταίο φάτνωμα διατάσσονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Οι κεφαλές των υποστυλωμάτων ενώνονται με κεφαλοδοκό. Κατά μήκος του κτιρίου και στη στάθμη της οροφής του διατάσσονται τεγίδες ανά 2,50 μέτρα.



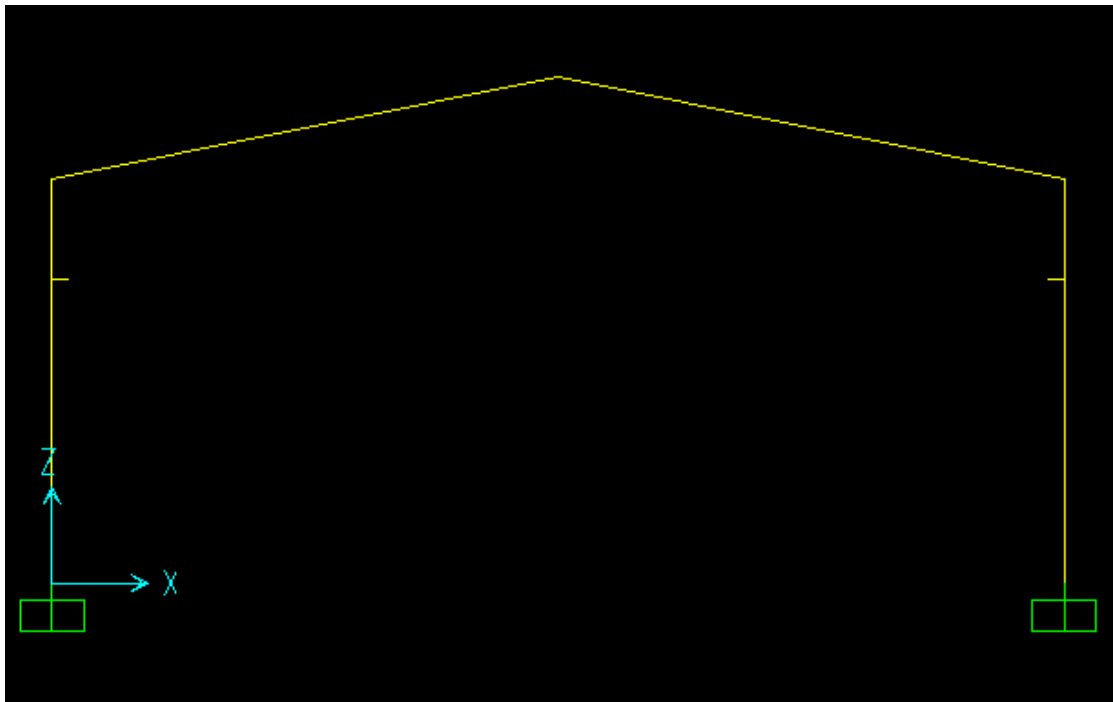
Σχήμα 5.1 Κάτοψη (στέγη και οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας)

Στην πλάγια όψη του κτιρίου (Σχήμα 5.2) φαίνονται τα υποστυλώματα, τα οποία έχουν ύψος 8 μέτρα. Κατά αντιστοιχία με την διάταξη των οριζοντίων συνδέσμων δυσκαμψίας, διατάσσονται στα ίδια φαντώματα οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι όπως φαίνεται στο κατώθι σχήμα. Στην πλάγια όψη παρουσιάζονται επίσης οι μηκίδες της κατασκευής μας που τοποθετούνται ανά 2 μέτρα.



**Σχήμα 5.2 Πλάγια Όψη**

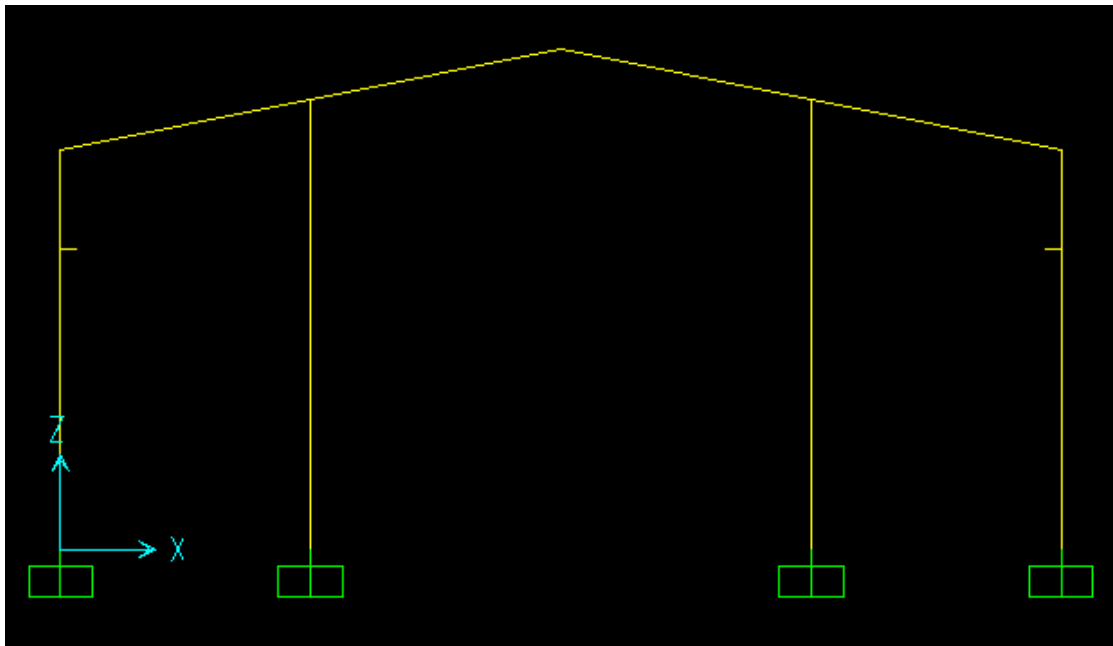
Στην μετωπική όψη του κτιρίου (Σχήμα 5.3) φαίνονται οι κοντοί πρόβολοι στους οποίους εδράζεται η δοκός κύλισης. Ο άξονας της διατομής τους βρίσκεται σε ύψος 6 μέτρων και το μήκος τους είναι 0,35 μέτρα, ενώ οι τροχοί της γερανογέφυρας ακουμπούν στην τροχιά της δοκού κύλισης διατομής HEM 280 (βλ. παράρτημα) σε στάθμη 6,5 μέτρων. Η κλίση των ζυγωμάτων είναι 20% περίπου  $11,31^\circ$  μοίρες.



**Σχήμα 5.3 Μετωπική Όψη**

Στο εμπρόσθιο τμήμα του υπόστεγου για την είσοδο και την έξοδο οχημάτων μεταφοράς μαρμάρων έχει διαμορφωθεί θύρα μεγάλων διαστάσεων. Το άνοιγμά της είναι 10 μέτρα και το ύψος της 9 μέτρα. Επίσης για λόγους ομαλότερης παραλαβής

φορτίων της κατασκευής μας, έχουν τοποθετηθεί από δυο μετωπικοί στύλοι και στις δυο όψεις (βόρεια, νότια) του κτιρίου μας(βλ. σχήμα 5.4).



Σχήμα 5.4 Εμπρόσθια (Νότια) Όψη

### 5.2.2 Διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ

Με χρήση του λογισμικού Sap2000 έγινε διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου και προέκυψαν οι βέλτιστες διατομές που ικανοποιούν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Παρακάτω παρουσιάζονται οι προκύπτουσες διατομές (Πίνακας 5.1).

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΣΤΟΧΙΑ Άνεμος	ΑΣΤΟΧΙΑ Χιόνι	ΑΣΤΟΧΙΑ Γερανογέφ.	ΑΣΤΟΧΙΑ maxE
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA 300	0.997	0.936	0.855	0.499
ΜΕΤΩΠΙΚΟΣ ΣΤ.	HEA 280	0.829	0.620	0.597	0.249
ΖΥΓΩΜΑ	IPE 400	0.866	0.786	0.665	0.387
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ Σ.Δ.	TUBO 90x90x8	0.850	0.955	0.809	0.567
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ Σ.Δ.	□ 70x70x5	0.945	0.780	0.741	0.917
ΚΕΦΑΛΟΔΟΚΟΣ*	HEA 220	0.118	0.127	0.105	0.062

ΤΕΓΙΔΕΣ*	HEA 160	0.648	0.786	0.639	0.363
ΜΗΚΙΔΕΣ*	HEA 120	0.854	0.553	0.631	0.342

**Πίνακας 5.1. Διατομές και Βαθμός Αξιοποίησης της διατομής**

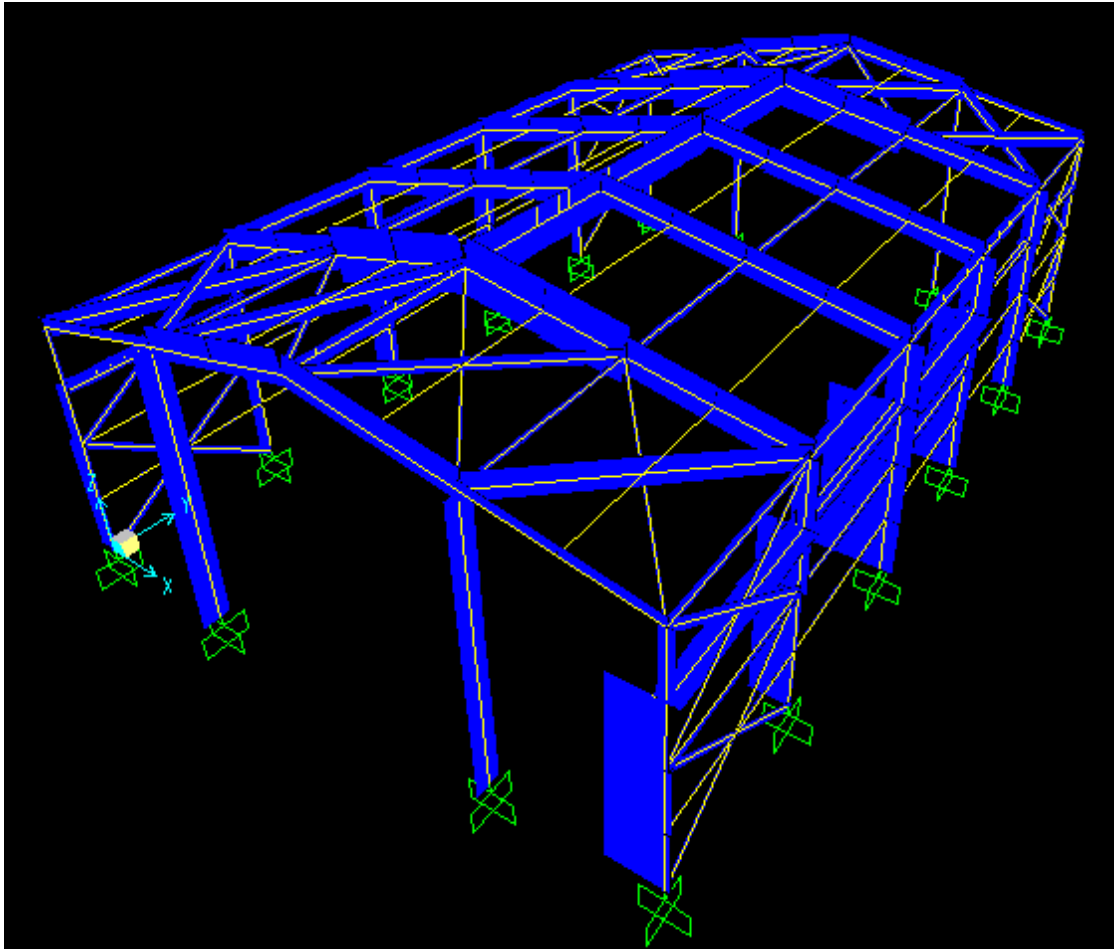
Αρχικά παρουσιάζονται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών και ο παραμορφωμένος φορέας για τον δυσμενέστερο συνδυασμό που είναι ο 101(άνεμος κύρια μεταβλητή δράση). Στη συνέχεια ακολουθούν οι έλεγχοι διατομών για όλα τα μέλη της κατασκευής, μαζί με τα εντατικά μεγέθη για τον εκάστοτε δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης του μέλους. Τέλος, παρουσιάζονται οι μετακινήσεις στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας για το δυσμενέστερο λειτουργικό συνδυασμό (λειτουργικότητα με πλευρικό άνεμο).

\* Διαστασιολογείται και ελέγχεται ξεχωριστά η δυσμενέστερη τεγίδα, μηκίδα και κεφαλοδοκός.

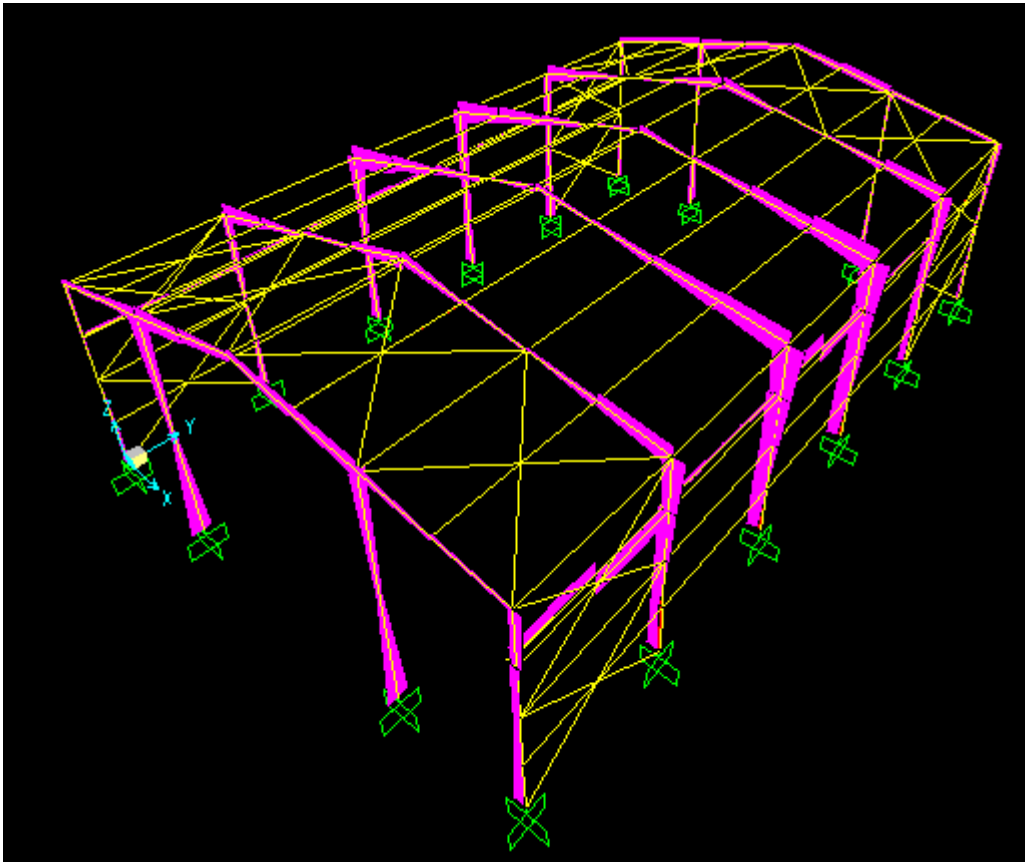
#### **A) ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ 101**

$$1,35*(\text{Ολικά Μόνιμα})+1,5*(\text{Άνεμος})+0,75*(\text{Χιόνι})+1,35*(\text{Γεραν.})+1,5*(\text{Εργ.})$$

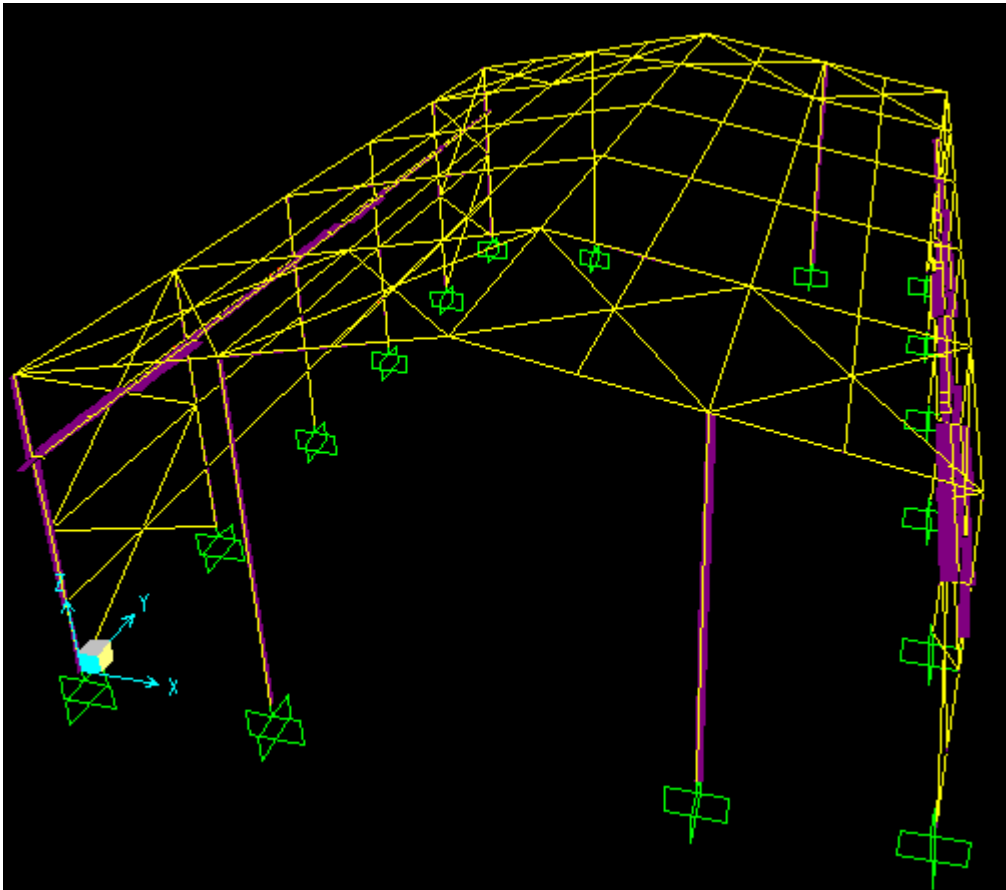
➤ Διάγραμμα Αξονικών Δυνάμεων



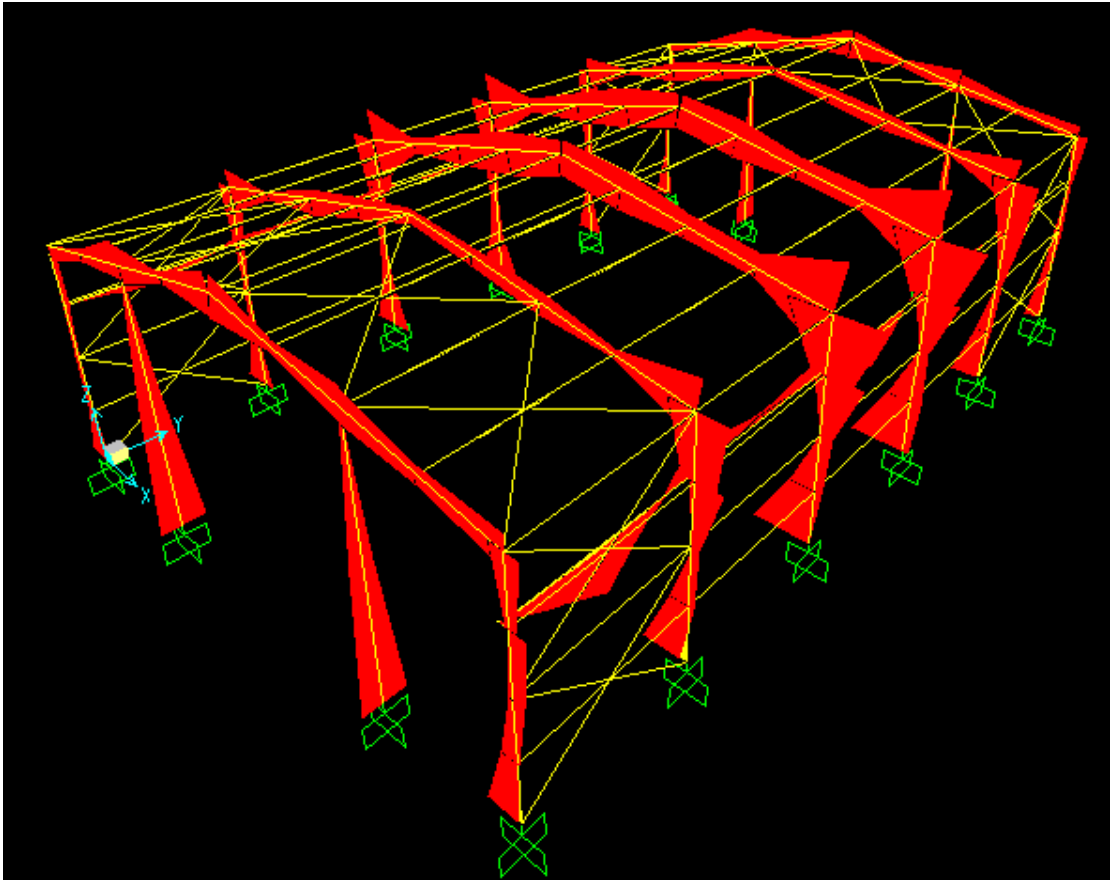
➤ Διάγραμμα Τεμνουσών Δυνάμεων κατά τον ισχυρό άξονα  $V_2$



- Διάγραμμα Τεμνουσών Δυνάμεων κατά τον ασθενή άξονα  $V_3$

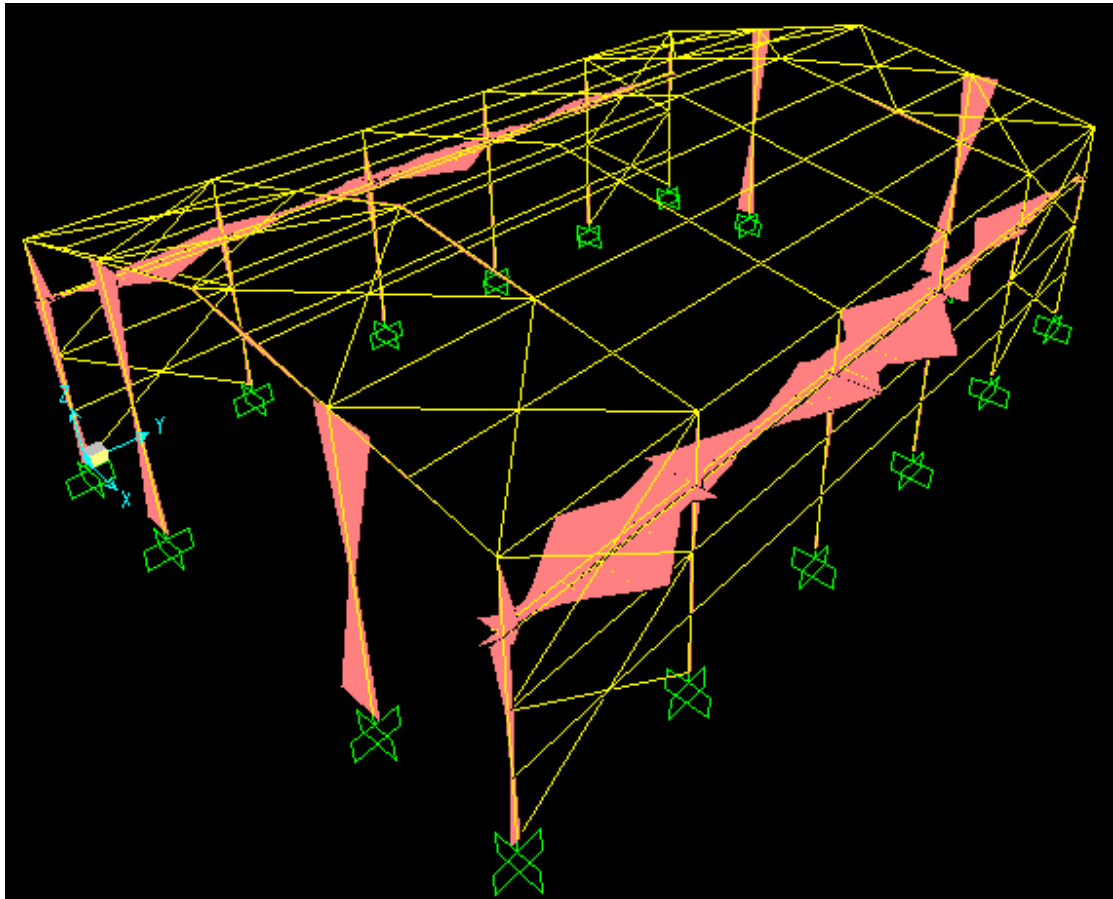


- Διάγραμμα Ροπών Κάμψης κατά τον ισχυρό άξονα  $M_3$

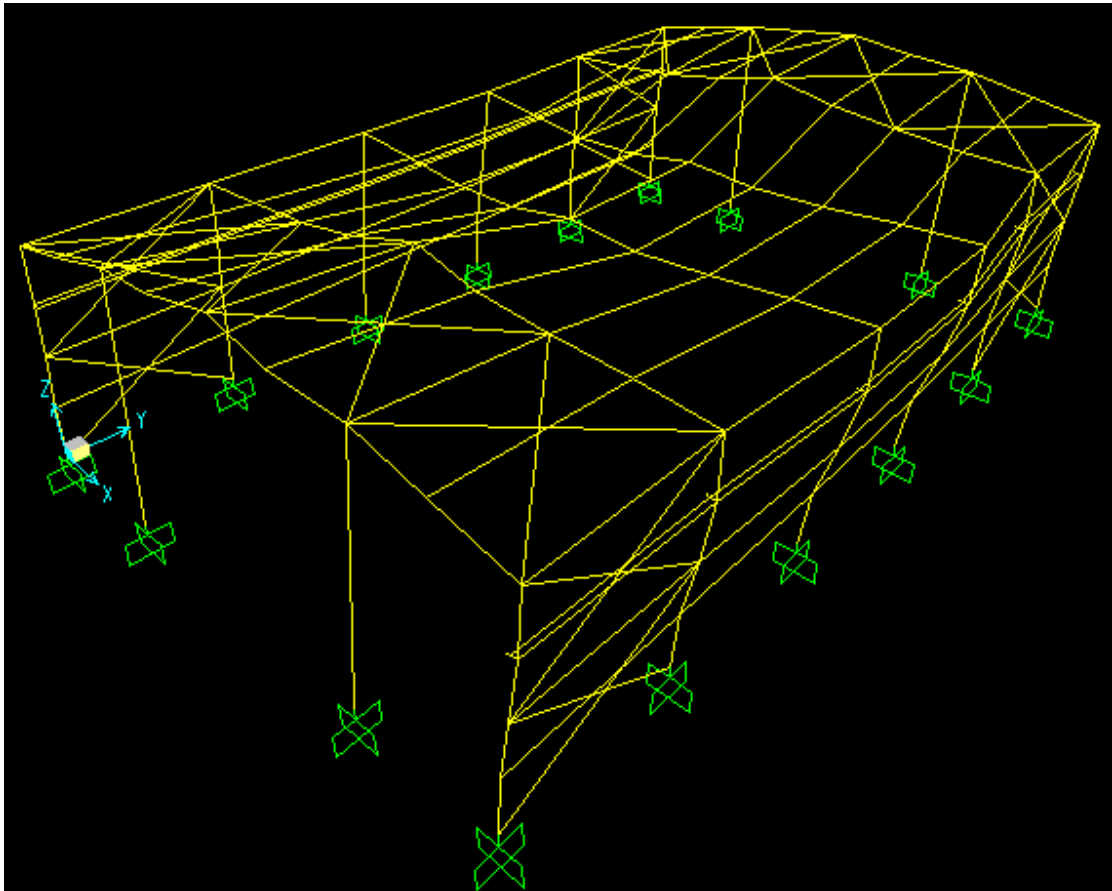


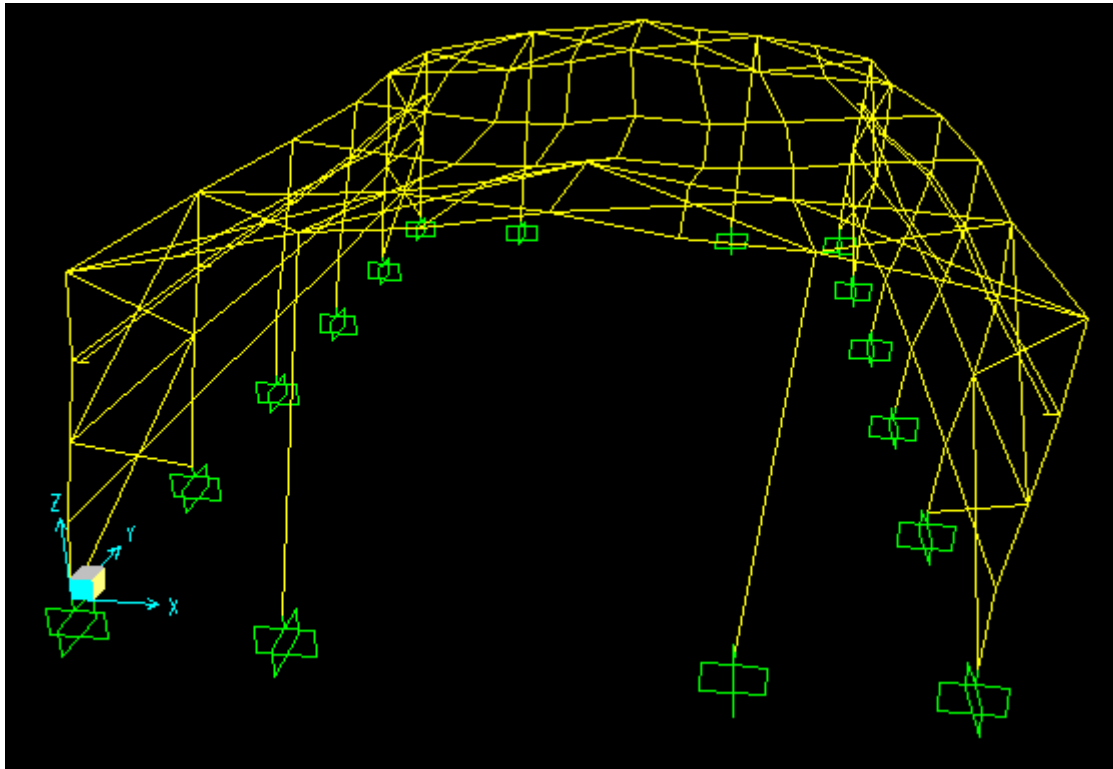


➤ Διάγραμμα Ροπών Κάμψης κατά τον ασθενή άξονα  $M_2$



✓ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΟΣ ΦΟΡΕΑΣ ΥΠΟ ΤΟΥ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΥ ΦΟΡΤΙΣΗΣ 101





## **B) ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΜΕΛΩΝ**

Παραθέτουμε τα αποτελέσματα των ελέγχων διατομών και μελών που πραγματοποιήθηκαν στο SAP2000 σύμφωνα με τον EC3.

### **1) Υποστυλώματα**

Η μεγαλύτερη καταπόνηση υποστυλώματος εντοπίζεται στην προσήνεμη πλευρά( $\theta=0^\circ$ ), οφείλεται δε στην ανεμοπίεση και συγκεκριμένα όταν η θύρα είναι ανοιχτή. Αυτό συμβαίνει γιατί σε αυτή την περίπτωση οι εξωτερικές και οι εσωτερικές πιέσεις που δημιουργούνται στην συγκεκριμένη πλευρά του κτιρίου είναι ομόφορες και λειτουργούν αθροιστικά στο υποστύλωμα.

Το μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης αφορά το προσήνεμο υποστύλωμα με θέση  $\chi=12,0\text{m}$  και ανέρχεται στο 99,7% της αντοχής του.

## Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : 101  
Units : KN, m, C

Frame : 12                      Design Sect: HE300A  
X Mid : 20,000                Design Type: Column  
Y Mid : 12,000                Frame Type : Moment Resisting Frame  
Z Mid : 4,000                 Sect Class : Class 3  
Length : 8,000                Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
Loc : 8,000                    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 &amp; MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
8,000	-361,847	248,492	-2,098	-76,691	1,129	-0,038

## PMN DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (6.2)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,997	= 0,136	+ 0,840	+ 0,021	0,950	Overstress

## AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-361,847	2655,500	2350,400	2655,500	2655,500

## MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	248,492	295,938	295,938	295,938
Minor Moment	-2,098	98,857	98,857	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	0,750	1,041	0,997		1,333
Minor Moment	1,000	0,250	1,023		1,023	

## SHEAR DESIGN

	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	76,691	334,445	0,229	OK	0,000
Minor Shear	1,129	949,741	0,001	OK	0,000

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 12      Analysis Section: HE300A  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: HE300A

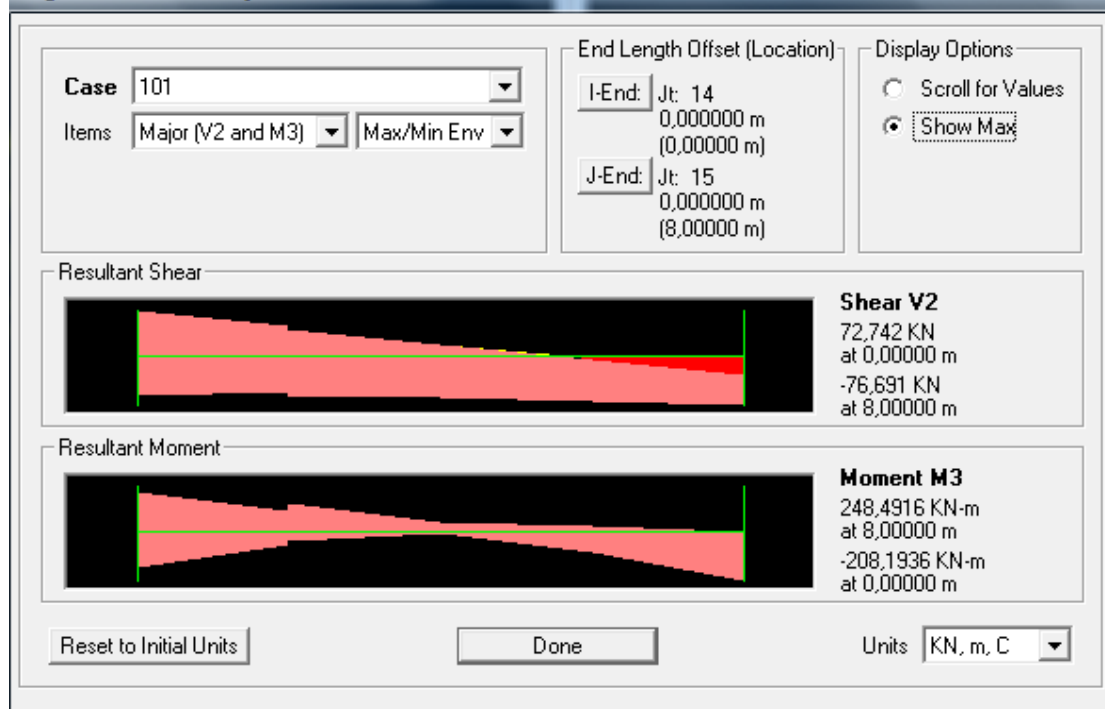
COMBO ID	STATION LOC	Ratio	MOMENT INTERACTION CHECK	MAJ-SHR Ratio	MIN-SHR Ratio
101	2,00	0,728 (C)	= 0,132 + 0,513 + 0,083	0,189	0,006
101	4,00	0,352 (C)	= 0,133 + 0,181 + 0,038	0,189	0,006
101	4,00	0,353 (C)	= 0,134 + 0,181 + 0,038	0,189	0,002
101	6,00	0,486 (C)	= 0,135 + 0,344 + 0,008	0,209	0,002
101	6,00	0,487 (C)	= 0,135 + 0,344 + 0,008	0,209	0,001
101	8,00	0,997 (C)	= 0,136 + 0,840 + 0,021	0,229	0,001

Modify/Show Overwrites       Display Details for Selected Item       Display Complete Details  
           

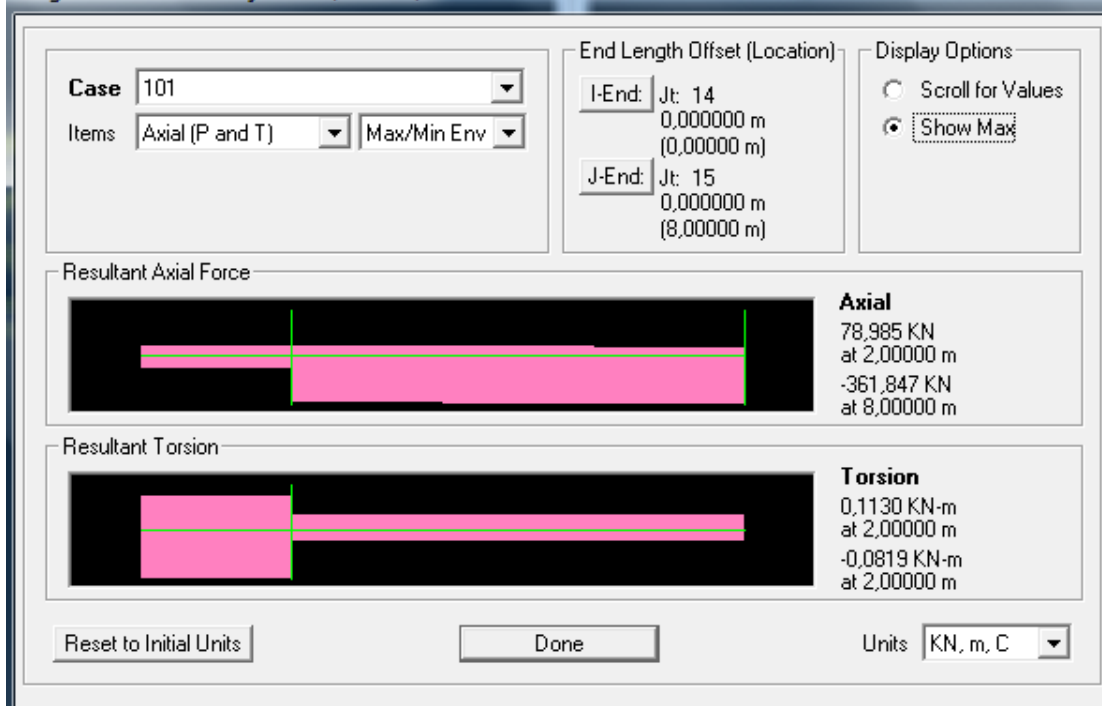
Strength       Deflection                 

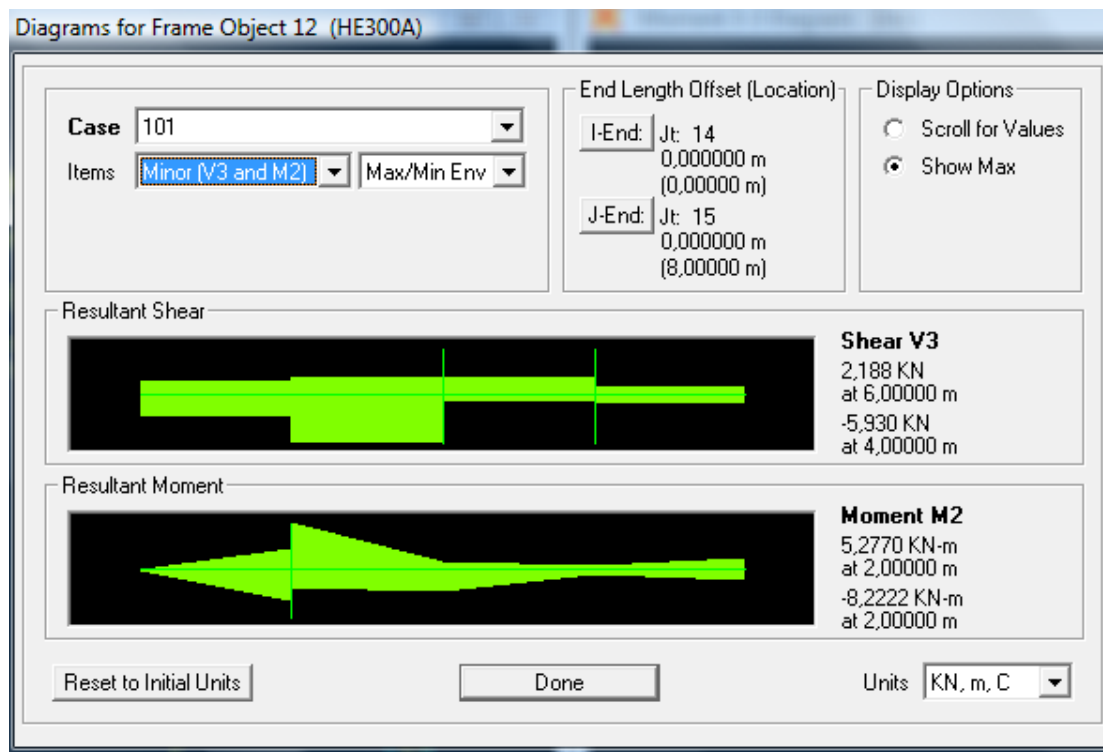
Stylesheet: Default

Diagrams for Frame Object 12 (HE300A)



Diagrams for Frame Object 12 (HE300A)





## 2) Μετωπικοί στύλοι

Αριστερά και δεξιά της θύρας του κτιρίου υπάρχουν δύο μετωπικοί στύλοι που αναλαμβάνουν το μεγαλύτερο μέρος της ανεμοπίεσης λόγω του μεγάλου πλάτους επιρροής τους, το οποίο ανέρχεται στα 7,50 μέτρα. Όταν η θύρα είναι κλειστή και για διεύθυνση  $\theta=0^\circ$  έχουμε εξάντληση της αντοχής του στύλου σε ποσοστό 82,9% .

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : 101  
Units : KN, m, C

Frame : 57                      Design Sect: HE280A  
X Mid : 15,000                Design Type: Column  
Y Mid : 0,000                Frame Type : Moment Resisting Frame  
Z Mid : 4,500                Sect Class : Class 3  
Length : 9,000               Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
Loc : 0,000                 RLLF : 1,000

Area : 0,010                 SMajor : 0,001                 rMajor : 0,119                 AUMajor: 0,002  
IMajor : 1,367E-04        SMinor : 3,402E-04            rMinor : 0,070                 AUMinor: 0,006  
IMinor : 4,763E-05        ZMajor : 0,001                 E : 210000000,00  
Ixy : 0,000                 ZMinor : 5,180E-04            Fy : 235000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-80,243	-91,124	-32,885	-50,593	-7,776	-0,006

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2)	0,829	= 0,035	+ 0,383	+ 0,411	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-80,243	824,681	2023,840	2286,550	824,681

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	-91,124	237,959	237,959	237,959
Minor Moment	-32,885	79,950	79,950	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,612	0,986		1,875
Minor Moment	1,000	1,000	0,794		0,794	

SHEAR DESIGN

	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	50,593	293,063	0,173	OK	0,000
Minor Shear	7,776	823,109	0,009	OK	0,000



Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 57      Analysis Section: HE280A  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: HE280A

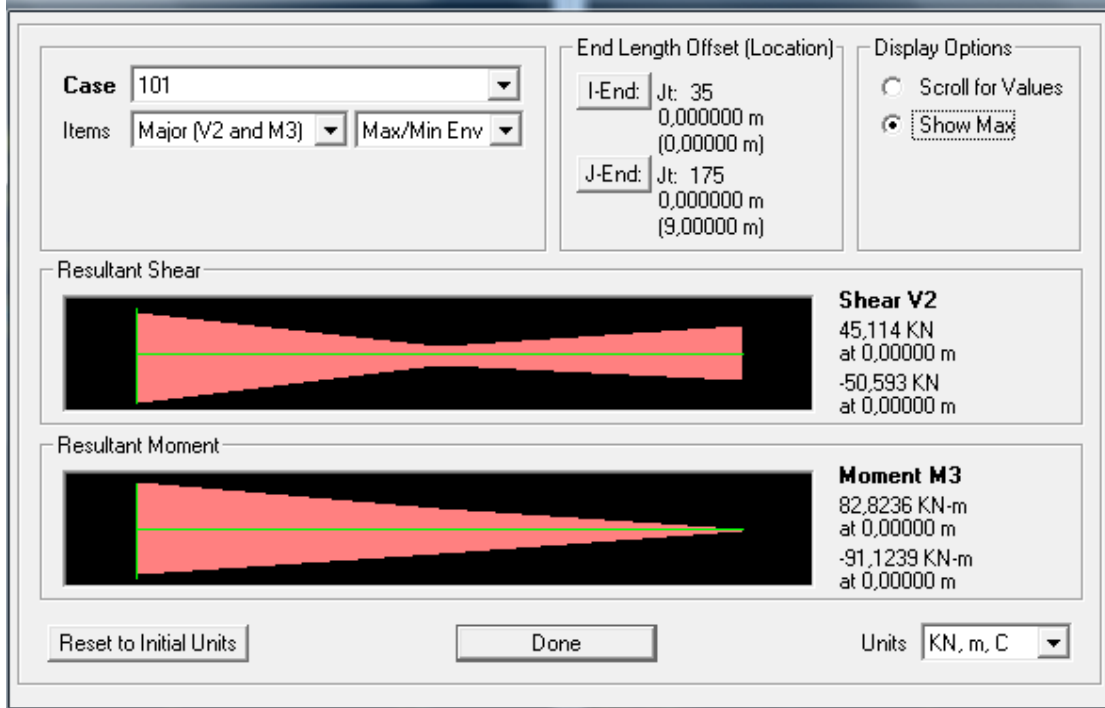
COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	--MAJ-SHR--	MIN-SHR-
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
101	0,00	0,829 (C) = 0,035 + 0,383 + 0,411	0,173	0,009
101	4,50	0,277 (C) = 0,092 + 0,022 + 0,164	0,034	0,009
101	9,00	0,498 (T) = 0,032 + 0,001 + 0,464	0,104	0,009
102	0,00	0,620 (C) = 0,042 + 0,230 + 0,348	0,104	0,008
102	4,50	0,232 (C) = 0,110 + 0,023 + 0,098	0,021	0,008
102	9,00	0,451 (C) = 0,038 + 0,001 + 0,412	0,062	0,008

Modify/Show Overwrites       Display Details for Selected Item       Display Complete Details  
           

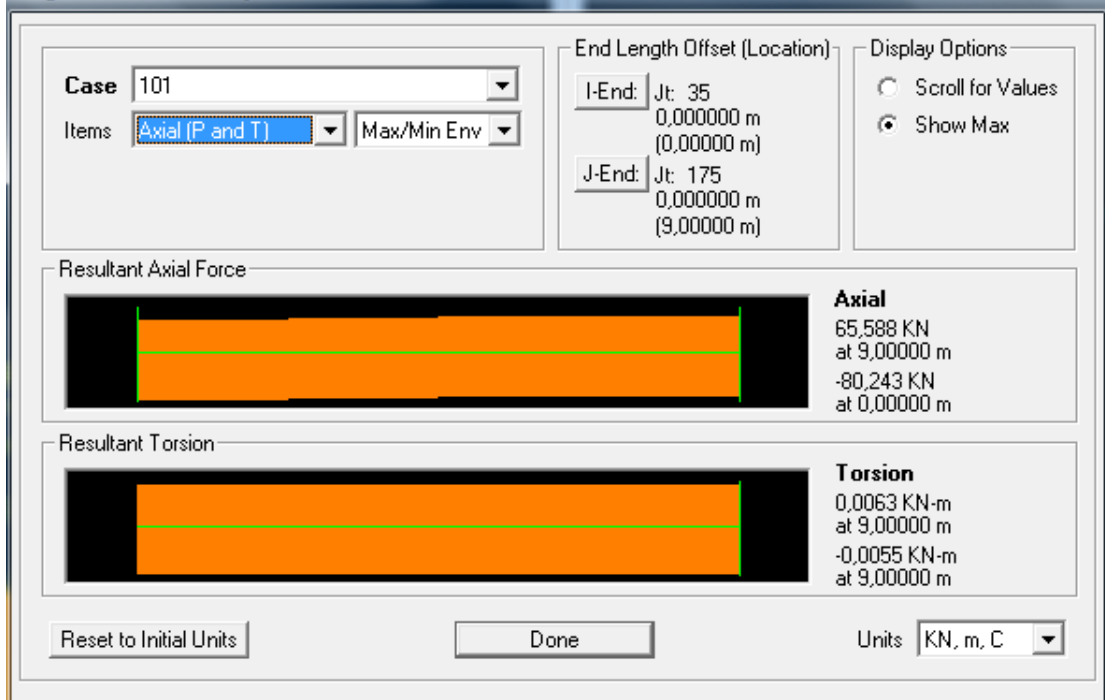
Strength       Deflection                 

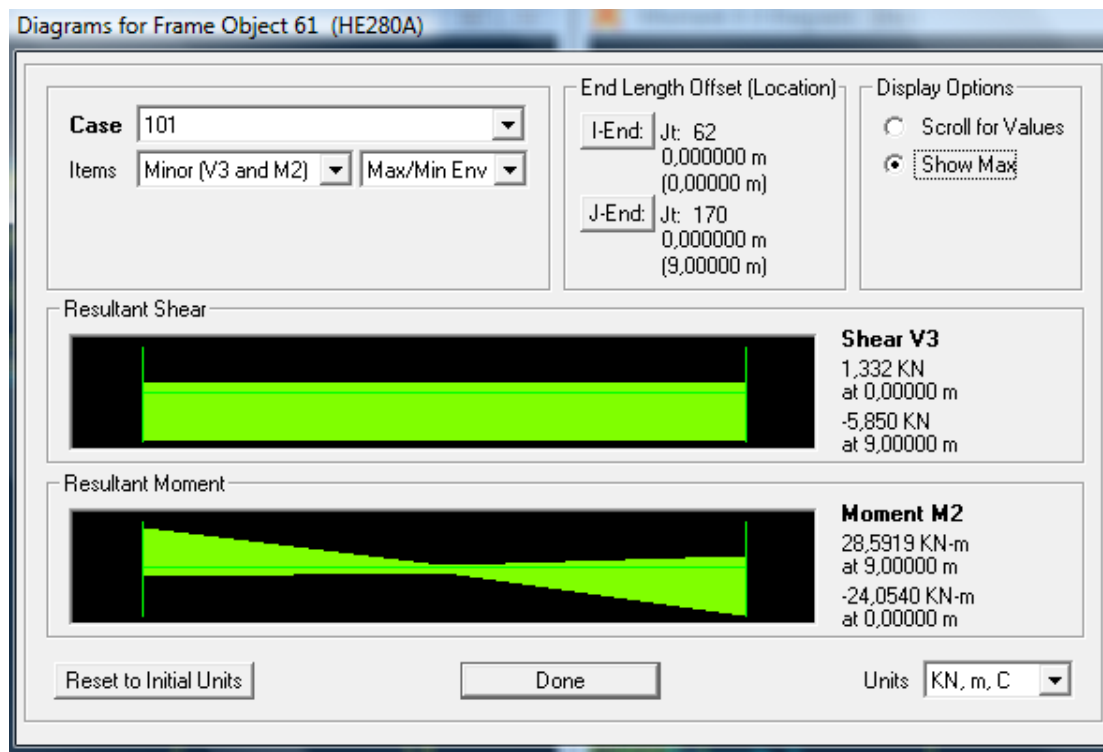
Stylesheet: Default

Diagrams for Frame Object 57 (HE280A)



Diagrams for Frame Object 57 (HE280A)





### 3) Ζυγώματα πλαισίων

Η μεγαλύτερη εξάντληση του ποσοστού αντοχής (86,6%) παρατηρείται στη μέση περίπου του υπόστεγου, στο ζύγωμα του πλαισίου  $\chi=12,0\text{m}$  για θύρα ανοιχτή και ανεμοπίεση διεύθυνσης  $+90^\circ$  διότι τότε οι εσωτερικές (υποπιέσεις) και οι εξωτερικές πιέσεις είναι ομόφορες και ως εκ τούτου αθροίζονται.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK  
 Combo : 105  
 Units : KN, m, C

Frame : 10                      Design Sect: IPE400  
 X Mid : 5,000                  Design Type: Brace  
 Y Mid : 12,000                Frame Type : Moment Resisting Frame  
 Z Mid : 9,000                  Sect Class : Class 1  
 Length : 10,198               Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
 Loc : 0,000                    RLLF : 1,000

Area : 0,008                    SMajor : 0,001                    rMajor : 0,165                    AUMajor: 0,003  
 IMajor : 2,313E-04              SMinor : 1,464E-04               rMinor : 0,039                    AUMinor: 0,004  
 IMinor : 1,318E-05              ZMajor : 0,001                    E : 210000000,00  
 Ixy : 0,000                      ZMinor : 2,290E-04               Fy : 235000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	96,856	214,340	-0,104	-47,394	0,059	0,003
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2.1)	0,866	= 0,055	+ 0,808	+ 0,002	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	96,856	1570,301	1757,600	1722,254	1570,301	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	214,340	307,145	307,145	265,115		
Minor Moment	-0,104	53,815	53,815			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,766	0,994		1,127
Minor Moment	1,000	0,250	1,048		0,629	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	81,342	466,730	0,174	OK	0,000	
Minor Shear	0,069	549,493	0,000	OK	0,000	

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 10      Analysis Section: IPE400  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: IPE400

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
103	5,10	0,265 (C)	= 0,030 + 0,232 + 0,004	0,066	0,000
103	5,10	0,264 (C)	= 0,028 + 0,232 + 0,004	0,038	0,000
103	7,65	0,380 (C)	= 0,028 + 0,343 + 0,008	0,034	0,000
103	7,65	0,378 (C)	= 0,027 + 0,343 + 0,008	0,012	0,000
103	10,20	0,347 (C)	= 0,027 + 0,320 + 0,000	0,034	0,000
105	0,00	0,866 (T)	= 0,055 + 0,808 + 0,002	0,174	0,000

Strength     Deflection           

Stylesheet: Default

Diagrams for Frame Object 10 (IPE400)

Case: 105  
 Items: Major (V2 and M3)    Max/Min Env

End Length Offset (Location):  
 I-End: Jt: 12  
 0,000000 m (0,00000 m)  
 J-End: Jt: 13  
 0,000000 m (10,19804 m)

Display Options:  
 Scroll for Values  
 Show Max

Resultant Shear

**Shear V2**  
 81,342 KN at 0,00000 m  
 -47,394 KN at 0,00000 m

Resultant Moment

**Moment M3**  
 214,3397 KN-m at 0,00000 m  
 -126,1658 KN-m at 0,00000 m

       Units:

Diagrams for Frame Object 10 (IPE400)

**Case** 105

Items: Axial (P and T) Max/Min Env

**End Length Offset (Location)**

I-End: Jt: 12  
0,000000 m  
(0,00000 m)


J-End: Jt: 13  
0,000000 m  
(10,19804 m)

**Display Options**

Scroll for Values

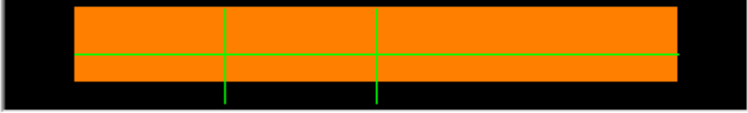
Show Max

**Resultant Axial Force**



**Axial**  
104,564 KN  
at 10,19804 m  
-64,005 KN  
at 0,00000 m

**Resultant Torsion**

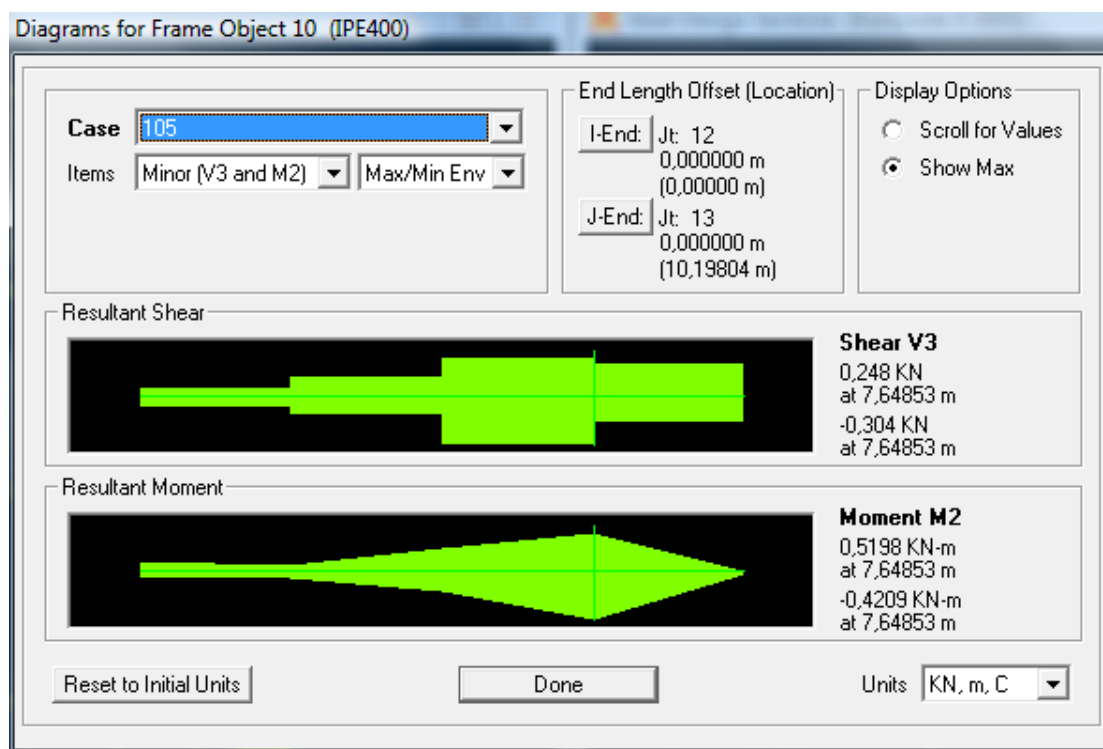


**Torsion**  
0,0031 KN-m  
at 2,54951 m  
-0,0056 KN-m  
at 5,09902 m

Reset to Initial Units

Done

Units: KN, m, C



#### 4) Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούνται από κοίλες ορθογωνικές διατομές. Επίσης κρίσιμη φόρτιση είναι ο άνεμος ενώ ο βαθμός αξιοποίησης της διατομής φτάνει τα 94,5%.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : 105						
Units : KN, m, C						
Frame : 135	Design Sect:	TUB070X70X5				
X Mid : 20,000	Design Type:	Brace				
Y Mid : 3,000	Frame Type :	Moment Resisting Frame				
Z Mid : 6,000	Sect Class :	Class 1				
Length : 7,211	Major Axis :	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc : 3,606	RLLF :	1,000				
Area : 0,001	SMajor : 2,631E-05	rMajor :	0,027	AUMajor:	7,000E-04	
IMajor : 0,000	SMinor : 2,631E-05	rMinor :	0,027	AUMinor:	7,000E-04	
IMinor : 0,000	ZMajor : 3,175E-05	E :	210000000,00			
Ixy : 0,000	ZMinor : 3,175E-05	Fy :	235000,000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,606	-28,660	0,552	0,000	0,000	0,000	-0,003
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,945	= 0,840	+ 0,000	+ 0,105	0,950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-28,660	34,101	270,400	34,101	34,101	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	0,552	7,461	7,461	7,461		
Minor Moment	0,000	7,461	7,461			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	1,672	0,888		1,000
Minor Moment	1,000	1,000	1,672		1,003	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	0,000	94,974	0,000	OK	0,000	
Minor Shear	0,000	94,974	0,000	OK	0,000	



Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 135      Analysis Section: TUBO70X70X5  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: TUBO70X70X5

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
103	3,61	0,465 (C)	= 0,356 + 0,000 + 0,109	0,000	0,000
103	7,21	0,364 (C)	= 0,364 + 0,000 + 0,000	0,004	0,000
105	0,00	0,834 (C)	= 0,834 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
105	3,61	0,945 (C)	= 0,840 + 0,000 + 0,105	0,000	0,000
105	7,21	0,846 (C)	= 0,846 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
106	0,00	0,339 (C)	= 0,339 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000

Strength       Deflection                 

Stylesheet: Default

Diagrams for Frame Object 135 (TUBO70X70X5)

Case: 105  
 Items: Axial (P and T)      Max/Min Env

End Length Offset (Location)  
 I-End: Jt: 4      0,000000 m (0,00000 m)  
 J-End: Jt: 141      0,000000 m (7,21110 m)

Display Options  
 Scroll for Values  
 Show Max

Resultant Axial Force

**Axial**  
 22,616 KN at 0,00000 m  
 -28,864 KN at 7,21110 m

Resultant Torsion

**Torsion**  
 0,0660 KN-m at 7,21110 m  
 -0,0029 KN-m at 7,21110 m

           Units: KN, m, C

## 5) Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Η μέγιστη καταπόνηση οριζόντιου συνδέσμου έχουμε όταν κύρια φόρτιση είναι η χιονόπτωση. Το ποσοστό εξάντλησης τότε είναι 95,5% της αντοχής του.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : 102							
Units : KN, m, C							
Frame	: 197	Design Sect:	TUB090X90X8				
X Mid	: 17,500	Design Type:	Brace				
Y Mid	: 27,000	Frame Type:	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 8,500	Sect Class:	Class 1				
Length	: 7,874	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 3,937	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,003	SMajor	: 6,598E-05	rMajor	: 0,034	AUMajor	: 0,001
IMajor	: 2,969E-06	SMinor	: 6,598E-05	rMinor	: 0,034	AUMinor	: 0,001
IMinor	: 2,969E-06	ZMajor	: 8,094E-05	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 8,094E-05	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
3,937		-72,712	2,138	0,000	0,000	0,000	-0,003
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,955	= 0,799	+ 0,000	+ 0,156	0,950	Overstress	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-72,712	90,981	545,792	90,981	90,981		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	2,138	19,021	19,021	19,021			
Minor Moment	0,000	19,021	19,021				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1,000	1,000	1,639	0,893		1,000	
Minor Moment	1,000	1,000	1,639		0,984		
SHEAR DESIGN							
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	0,000	195,375	0,000	OK	0,000		
Minor Shear	0,000	195,375	0,000	OK	0,000		

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

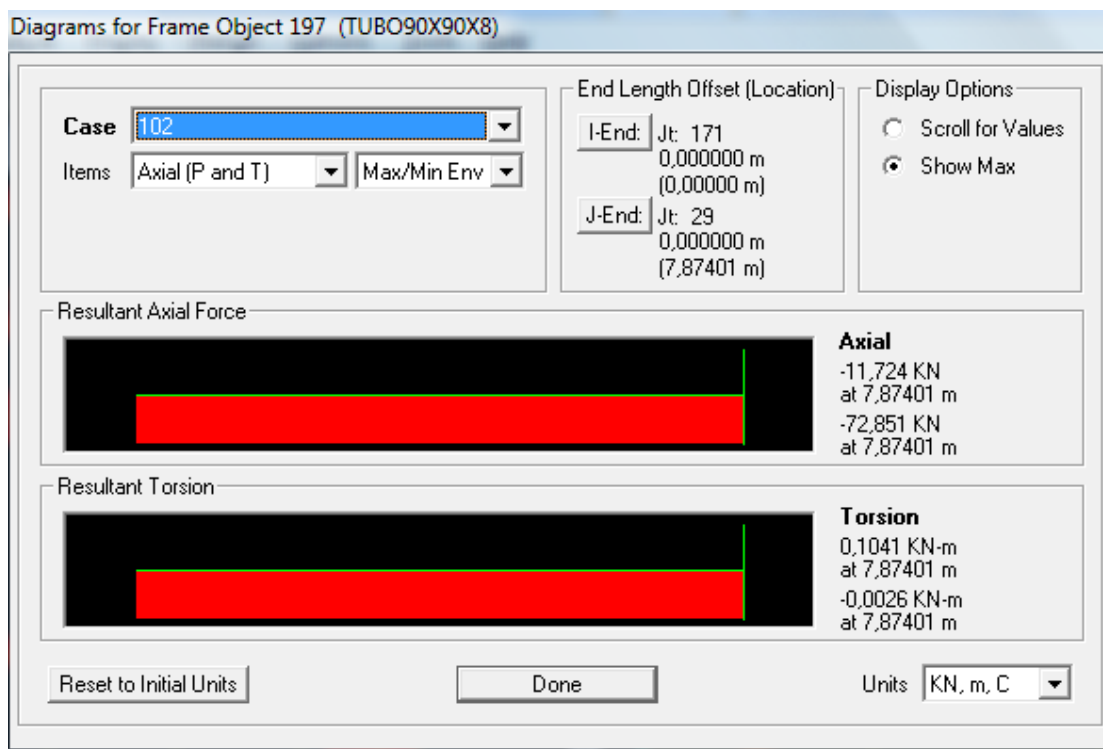
Frame ID:  Analysis Section:   
 Design Code:  Design Section:

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
101	0,00	0,700 (C) = 0,700 + 0,000 + 0,000	0,006	0,000
101	3,94	0,850 (C) = 0,701 + 0,000 + 0,149	0,000	0,000
101	7,87	0,703 (C) = 0,703 + 0,000 + 0,000	0,006	0,000
102	0,00	0,798 (C) = 0,798 + 0,000 + 0,000	0,006	0,000
102	3,94	0,955 (C) = 0,799 + 0,000 + 0,156	0,000	0,000
102	7,87	0,801 (C) = 0,801 + 0,000 + 0,000	0,006	0,000

Modify/Show Overwrites  Display Details for Selected Item  Display Complete Details

Strength  Deflection

Stylesheet: Default

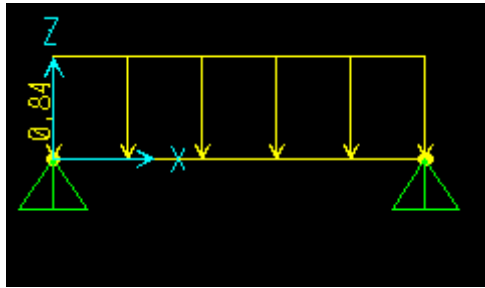


## 6) Τεγίδες

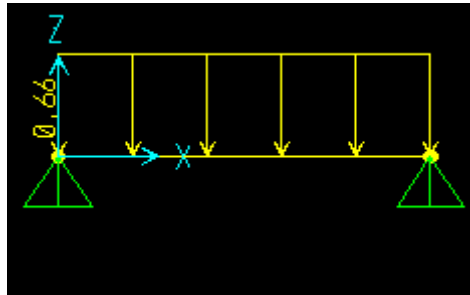
Λόγω του ότι στο μοντέλο μας ανάγαμε τα φορτία του ανέμου στα ζυγώματα των πλαισίων, τώρα για να τα συμπεριλάβουμε λύνουμε μια τεγίδα με τη δυσμενέστερη δυνατή καταπόνηση. Η επίλυση γίνεται ξεχωριστά και για τη διατομή που προκύπτει (HEA 160) τοποθετείται παντού για κατασκευαστικούς κυρίως λόγους. Επιπροσθέτως το ποσοστό εκμετάλλευσης της αντοχής της διατομής είναι 97,9% .

Φορτία (ζώνη επιρροής 2,50m) :

- Χιονιού :  $(0,335\text{kn/m}^2) * 2,50\text{m} = 0,8375 \text{ kn/m}$
- Ανέμου για  $\theta=0^0$  και Ανοιχτή Θύρα :  $(0,264\text{kn/m}^2) * 2,50\text{m} = 0,66 \text{ kn/m}$
- Λοιπά Μόνιμα :  $(0,35\text{kn/m}^2) * 2,50\text{m} = 0,875 \text{ kn/m}$
- Ίδιο Βάρος : συνυπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα



φορτίο χιονιού επί της τειίδας



φορτίο λόγω ανεμοπίεσης

**Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)**

Frame ID:  Analysis Section:   
 Design Code:  Design Section:

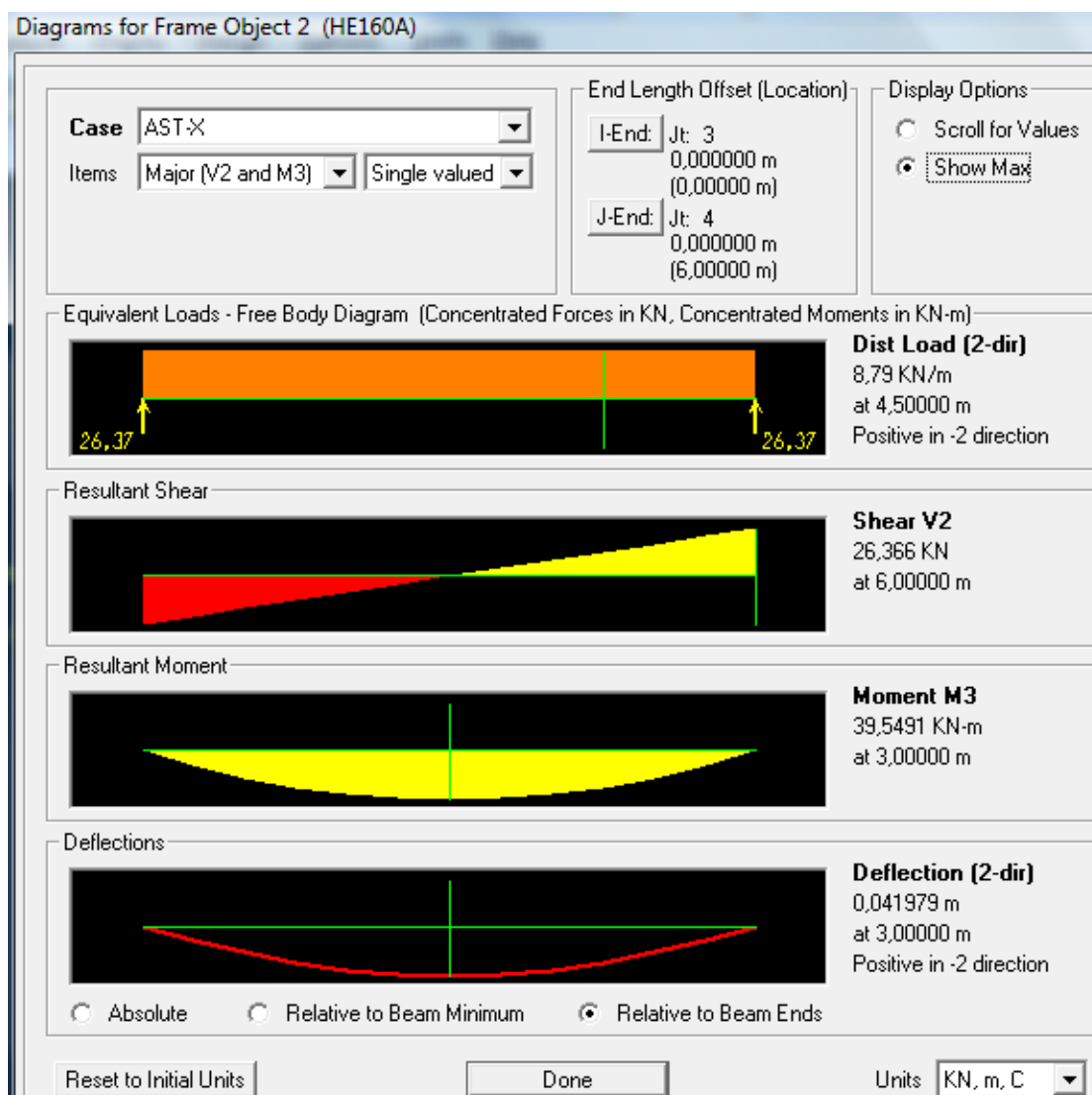
COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
AST-X	0,50	0,299 (T)	= 0,000 + 0,299 + 0,000	0,178	0,000
AST-X	1,00	0,544 (T)	= 0,000 + 0,544 + 0,000	0,142	0,000
AST-X	1,50	0,734 (T)	= 0,000 + 0,734 + 0,000	0,107	0,000
AST-X	2,00	0,870 (T)	= 0,000 + 0,870 + 0,000	0,071	0,000
AST-X	2,50	0,952 (T)	= 0,000 + 0,952 + 0,000	0,036	0,000
AST-X	3,00	0,979 (T)	= 0,000 + 0,979 + 0,000	0,000	0,000

Strength  Deflection

Stylesheet: Default

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK			
Combo	: AST-X		
Units	: KN, m, C		
Frame	: 2	Design Sect:	HE160A
X Mid	: 3,000	Design Type:	Beam
Y Mid	: 0,000	Frame Type:	Moment Resisting Frame
Z Mid	: 0,000	Sect Class:	Class 1
Length	: 6,000	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc	: 3,000	RLLF	: 1,000
Area	: 0,004	SMajor	: 2,201E-04
IMajor	: 1,673E-05	SMinor	: 7,700E-05
IMinor	: 6,160E-06	ZMajor	: 2,450E-04
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 1,180E-04
		rMajor	: 0,066
		rMinor	: 0,040
		E	: 210000000,00
		Fy	: 235000,000
		AMMajor	: 9,120E-04
		AMMinor	: 0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
3,000		0,000	39,549	0,000	0,000	0,000	0,000
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.2.1)		Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
		0,979	= 0,000	+ 0,979	+ 0,000	0,950	Overstress
AXIAL FORCE DESIGN							
		Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial		0,000	258,268	807,040	560,088	258,268	
MOMENT DESIGN							
		Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment		39,549	57,575	57,575	40,408		
Minor Moment		0,000	27,730	27,730			
		K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment		1,000	1,000	1,000	1,000		1,000
Minor Moment		1,000	1,000	1,000		0,600	
SHEAR DESIGN							
		Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear		0,000	123,738	0,000	OK	0,000	
Minor Shear		0,000	325,626	0,000	OK	0,000	



## 7) Μηκίδες

Αναλόγως με τη τεγίδα λειτουργούμε και εδώ. Το ποσοστό εκμετάλλευσης της δυσμενέστερης μηκίδας φτάνει το 77,0%.

Φορτία (ζώνη επιρροής 2,00m) :

- Ανέμου για  $\theta=0^0$  και Ανοιχτή Θύρα :  
 $(1,03\text{kn/m}^2) * 2,00\text{m} = 2,06 \text{ kn/m}$
- Ίδιο Βάρος : συνυπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα



**Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)**

Frame ID:  Analysis Section:   
 Design Code:  Design Section:

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	--MAJ-SHR--	MIN-SHR-/
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
AST-A	0,50	0,235 (T) = 0,000 + 0,235 + 0,000	0,100	0,000
AST-A	1,00	0,428 (T) = 0,000 + 0,428 + 0,000	0,080	0,000
AST-A	1,50	0,578 (T) = 0,000 + 0,578 + 0,000	0,060	0,000
AST-A	2,00	0,685 (T) = 0,000 + 0,685 + 0,000	0,040	0,000
AST-A	2,50	0,749 (T) = 0,000 + 0,749 + 0,000	0,020	0,000
AST-A	3,00	0,770 (T) = 0,000 + 0,770 + 0,000	0,000	0,000

Strength  Deflection

Stylesheet: Default

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : AST-A							
Units : KN, m, C							
Frame :	1	Design Sect:	HE120A				
X Mid :	3,000	Design Type:	Beam				
Y Mid :	0,000	Frame Type :	Moment Resisting Frame				
Z Mid :	0,000	Sect Class :	Class 1				
Length :	6,000	Major Axis :	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc :	3,000	RLLF :	1,000				
Area :	0,003	SMajor :	1,063E-04	rMajor :	0,049	AUMajor :	5,700E-04
IMajor :	6,060E-06	SMinor :	3,850E-05	rMinor :	0,030	AUMinor :	0,002
IMinor :	2,310E-06	ZMajor :	1,190E-04	E :	210000000,00		
Ixy :	0,000	ZMinor :	5,890E-05	Fy :	235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
3,000	0,000	13,905	0,000	0,000	0,000	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.2.1)	0,770	= 0,000	+ 0,770	+ 0,000	0,950	OK	

AXIAL FORCE DESIGN				Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd						
				Force	Capacity	Capacity	Major	Minor						
Axial				0,000	105,943	526,240	252,255	105,943						
MOMENT DESIGN				Med	Nc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd							
				Moment	Capacity	Capacity	Capacity							
Major Moment				13,905	27,965	27,965	18,053							
Minor Moment				0,000	13,842	13,842								
				K	L	k	kzy	kyz		C1				
				Factor	Factor	Factor	Factor	Factor		Factor				
Major Moment				1,000	1,000	1,000	1,000				1,000			
Minor Moment				1,000	1,000	1,000		0,600						
SHEAR DESIGN				Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted						
				Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion						
Major Shear				0,000	77,336	0,000	OK	0,000						
Minor Shear				0,000	217,084	0,000	OK	0,000						

AXIAL FORCE DESIGN				Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd						
				Force	Capacity	Capacity	Major	Minor						
Axial				0,000	105,943	526,240	252,255	105,943						
MOMENT DESIGN				Med	Nc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd							
				Moment	Capacity	Capacity	Capacity							
Major Moment				13,905	27,965	27,965	18,053							
Minor Moment				0,000	13,842	13,842								
				K	L	k	kzy	kyz		C1				
				Factor	Factor	Factor	Factor	Factor		Factor				
Major Moment				1,000	1,000	1,000	1,000				1,000			
Minor Moment				1,000	1,000	1,000		0,600						
SHEAR DESIGN				Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted						
				Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion						
Major Shear				0,000	77,336	0,000	OK	0,000						
Minor Shear				0,000	217,084	0,000	OK	0,000						

Diagrams for Frame Object 1 (HE120A)

**Case** AST-A

**Items** Major (V2 and M3) Single valued

**End Length Offset (Location)**

I-End: Jt: 1  
0,000000 m  
(0,00000 m)


J-End: Jt: 2  
0,000000 m  
(6,00000 m)

**Display Options**

Scroll for Values

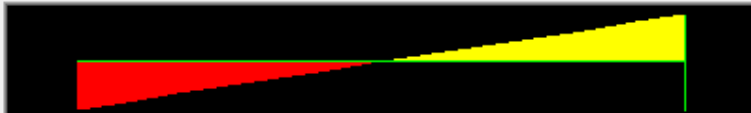
Show Max

**Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-m)**




**Dist Load (2-dir)**  
3,09 KN/m  
at 4,50000 m  
Positive in -2 direction

**Resultant Shear**



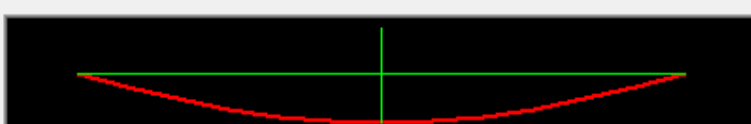
**Shear V2**  
9,270 KN  
at 6,00000 m

**Resultant Moment**



**Moment M3**  
13,9050 KN-m  
at 3,00000 m

**Deflections**



**Deflection (2-dir)**  
0,040747 m  
at 3,00000 m  
Positive in -2 direction

Absolute  Relative to Beam Minimum  Relative to Beam Ends

**Reset to Initial Units** **Done** **Units** KN, m, C

## 8) Κεφαλοδοκός

Ομοίως, εφαρμόζουμε ξεχωριστή επίλυση προσέχοντας διότι τα φορτία της κεφαλοδοκού έχουν ζώνη επιρροής τόσο στην οροφή όσο και στην πλάγια όψη. Ο βαθμός αξιοποίησης της διατομής ανέρχεται στο 81,9% .

Φορτία (ζώνες επιρροής 1,25m και 1,00m σε οροφή και όψη κτιρίου αντίστοιχα:

- Χιονιού :  $(0,335\text{kn/m}^2) * 1,25\text{m} = 0,41875 \text{ kn/m}$
- Ανέμου για  $\theta=0^0$  και Ανοιχτή Θύρα :  
 $(0,264\text{kn/m}^2) * 1,25\text{m} = 0,33 \text{ kn/m}$  με φορά του άξονα Z διατομής  
 $(1,03\text{kn/m}^2) * 1,00\text{m} = 1,03 \text{ kn/m}$  με φορά του άξονα Ψ της διατομής
- Λοιπά Μόνιμα :  $(0,35\text{kn/m}^2) * 1,25\text{m} = 0,4375 \text{ kn/m}$
- Ίδιο Βάρος : συνυπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 1 Analysis Section: HE220A  
Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE220A

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
AST-X	0,50	0,250 (T)	= 0,000 + 0,050 + 0,200	0,061	0,042
AST-X	1,00	0,455 (T)	= 0,000 + 0,091 + 0,364	0,049	0,034
AST-X	1,50	0,614 (T)	= 0,000 + 0,123 + 0,491	0,037	0,025
AST-X	2,00	0,728 (T)	= 0,000 + 0,146 + 0,582	0,024	0,017
AST-X	2,50	0,796 (T)	= 0,000 + 0,160 + 0,637	0,012	0,008
AST-X	3,00	0,819 (T)	= 0,000 + 0,164 + 0,655	0,000	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites  
Display Details for Selected Item: Details  
Display Complete Details: Tabular Data

Strength  Deflection  OK Cancel Table Format File

Stylesheet: Default

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : AST-X  
 Units : KN, m, C

Frame : 1                      Design Sect: HE220A  
 X Mid : 3,000                Design Type: Beam  
 Y Mid : 0,000                Frame Type : Moment Resisting Frame  
 Z Mid : 0,000                Sect Class : Class 2  
 Length : 6,000              Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
 Loc : 3,000                  RLLF : 1,000

Area : 0,006                SMajor : 5,152E-04            rMajor : 0,092                AUMajor: 0,001  
 IMajor : 5,410E-05        SMinor : 1,777E-04           rMinor : 0,055                AUMinor: 0,004  
 IMinor : 1,955E-05        ZMajor : 5,680E-04           E : 210000000,00  
 Ixy : 0,000                ZMinor : 2,710E-04           Fy : 235000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,000	0,000	21,916	41,715	0,000	0,000	0,000

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2.1)	0,819	= 0,000	+ 0,164	+ 0,655	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	0,000	685,970	1337,440	1187,191	685,970

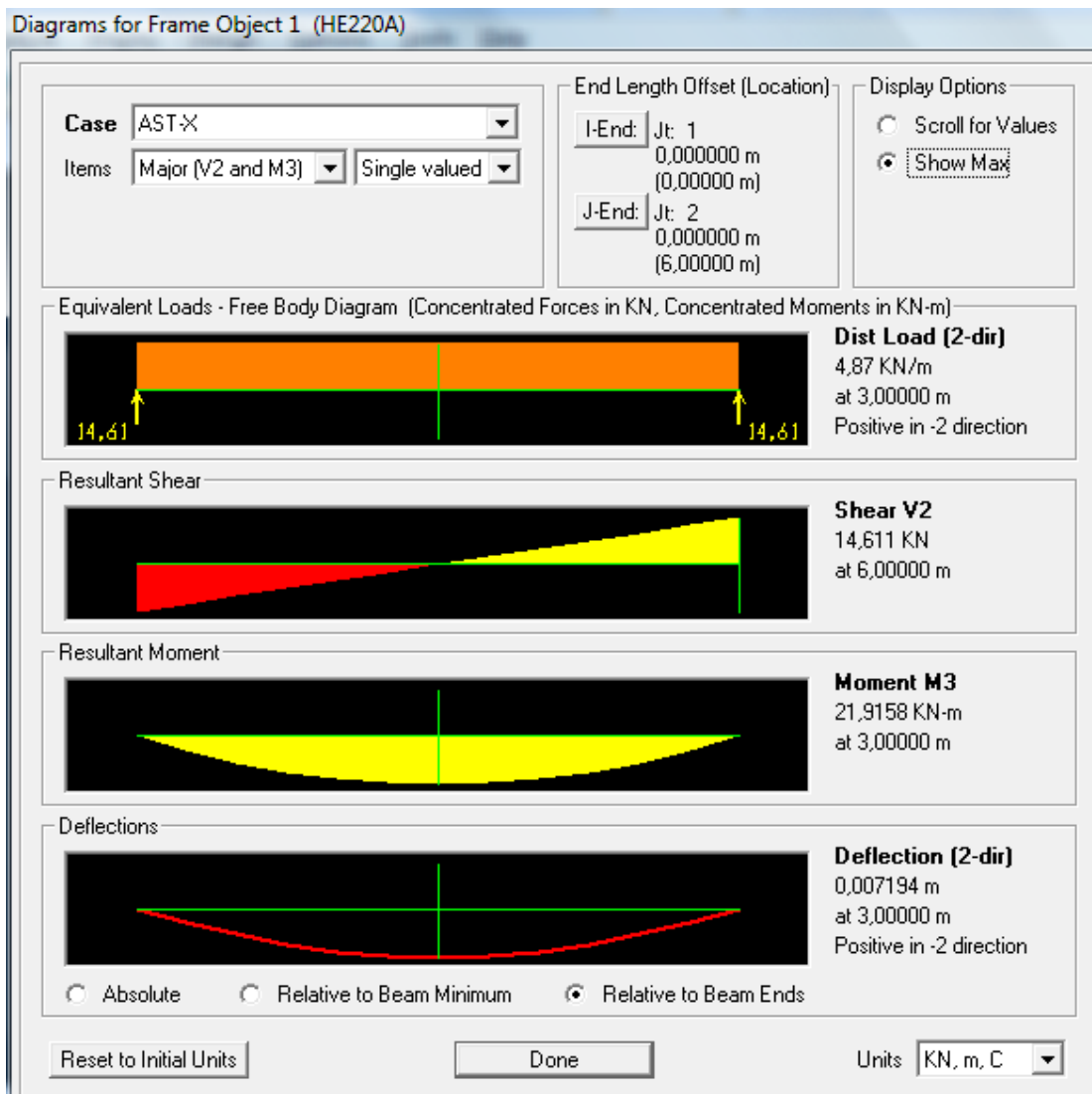
MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	21,916	133,480	133,480	133,480
Minor Moment	41,715	63,685	63,685	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	1,000	1,000		1,000
Minor Moment	1,000	1,000	1,000		0,600	

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	0,000	199,446	0,000	OK	0,000
Minor Shear	0,000	547,232	0,000	OK	0,000

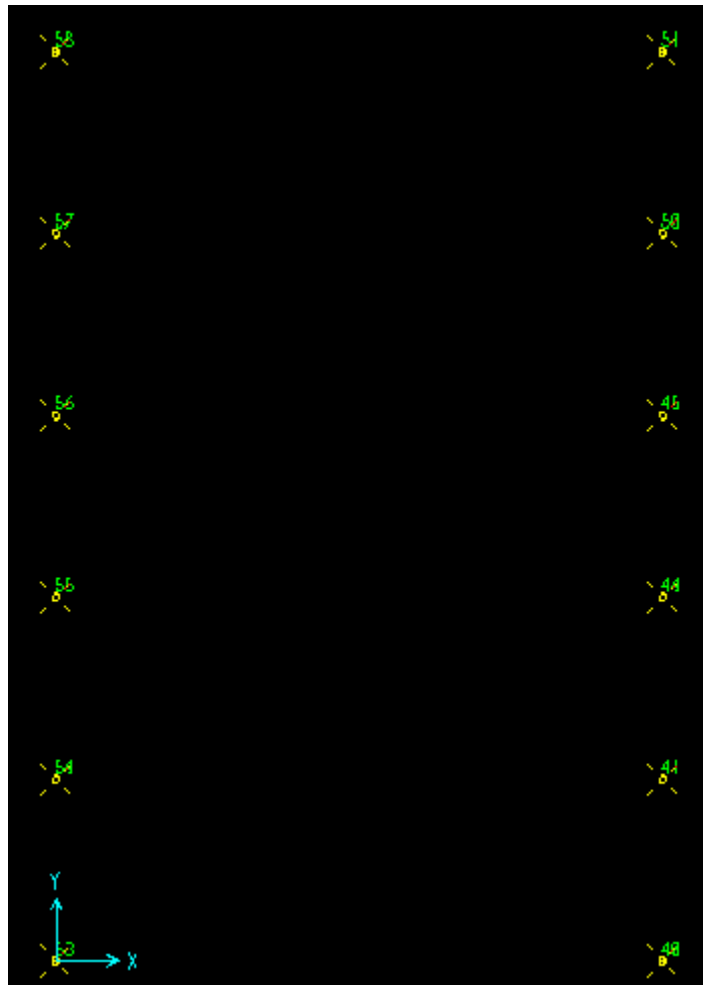


### Γ) ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΕΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ

Στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 5.2) φαίνονται οι μέγιστες και ελάχιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας για το δυσμενέστερο λειτουργικό συνδυασμό (λειτουργικότητα με πλευρικό άνεμο). Τα επιτρεπτά όρια μετακινήσεων σε αυτό το σημείο, καθώς και τα όρια της σχετικής

μετακίνησης διαδοχικών υποστυλωμάτων και εκατέρωθεν υποστυλωμάτων του ιδίου πλαισίου παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 3. Τα αποτελέσματα προκύπτουν με χρήση του λογισμικού Sap2000 (βλέπε κεφάλαιο 4).

Παρατίθεται υπόμνημα των κόμβων στους οποίους μετρήθηκαν οι μετακινήσεις σε ύψος 6,5 μέτρα (Σχήμα 5.5).



Σχήμα 5.5. Κόμβοι στην Στάθμη Έδρασης της Γερανογέφυρας

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	m
40	108	Max	0,023488	0,000696	0,000033
40	108	Min	-0,00058	0,000958	0,000477
41	108	Max	0,027525	0,00076	0,000032
41	108	Min	-0,00352	0,001118	-0,00037
44	108	Max	0,03794	0,000701	0,000124
44	108	Min	-0,00667	0,000956	0,000674
45	108	Max	0,038896	0,000925	0,000071
45	108	Min	-0,01121	0,000785	0,000399
50	108	Max	0,019537	0,000901	0,000082
50	108	Min	-0,00363	0,000659	0,000138
51	108	Max	0,014907	0,000732	4,151E-06
51	108	Min	-0,00063	0,000662	0,000097
53	108	Max	0,02144	0,000824	0,000043
53	108	Min	-0,00306	0,000998	0,000183
54	108	Max	0,020292	0,000773	0,000001
54	108	Min	-0,00607	0,001029	0,000196
55	108	Max	0,021708	0,000857	0,000092
55	108	Min	-0,01351	-0,00097	-0,00031
56	108	Max	0,022646	0,000751	0,000078
56	108	Min	-0,0163	0,000744	0,000249
57	108	Max	0,012612	0,000814	0,000056
57	108	Min	-0,00722	0,000653	0,000141
58	108	Max	0,013142	0,00078	7,24E-06
58	108	Min	-0,00245	0,000694	0,000067

**Πίνακας 5.2. Μετατοπίσεις υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας**



- Παρατηρούμε πως η μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζεται στον κόμβο 45 και έχει τιμή 38,90mm. Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3 η μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση είναι  $h/400$ , δηλαδή για στάθμη έδρασης 6,5 μέτρα, πρέπει να περιοριστεί στα 16,25 mm.

Καταλήγουμε στο συμπέρασμα πως για διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ, οι μετακινήσεις που εμφανίζονται είναι περίπου διπλάσιες από τις επιτρεπόμενες.

### 5.2.3 Διαστασιολόγηση ικανοποιούμενων των οριακών παραμορφώσεων

Με χρήση του λογισμικού Sap2000 έγινε διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου και προέκυψαν οι βέλτιστες διατομές που ικανοποιούν τις οριακές τιμές παραμορφώσεων για κτίρια που υποστηρίζουν γερανογέφυρες, όπως αυτές παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 3. στον Πίνακα 5.3 φαίνονται οι διατομές υποστυλωμάτων και ζυγμάτων που προέκυψαν.

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΣΤΟΧΙΑ Άνεμος	ΑΣΤΟΧΙΑ Χιόνι	ΑΣΤΟΧΙΑ Γερανογέφ.	ΑΣΤΟΧΙΑ maxE
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA 500	0.469	0.451	0.381	0.300
ΖΥΓΩΜΑ	IPE 400	0.922	0.821	0.686	0.387
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ Σ.Δ.	TUBO 90x90x5.4	0.846	0.937	0.793	0.580
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ Σ.Δ.	□ 70x70x4	0.918	0.739	0.682	0.940

**Πίνακας 5.3. Διατομές**

**Παρατήρηση:** ο λόγος για τον οποίο διατηρείται ίδια διατομή ζυγώματος έχει να κάνει με τις λειτουργικές απαιτήσεις για κατακόρυφα βέλη ( $\delta_{max} = L/200$ ,  $\delta_2 = L/250$ , κατά EN1993-1-1) σε μη βατές στέγες. Θεωρώντας πως τα ζυγώματα παραλαμβάνουν τα φορτία χιονιού από τις τεγίδες και τα μεταβιβάζουν στα υποστυλώματα, η σχετικά μεγάλη επιλεγόμενη διατομή διασφαλίζει μικρά κατακόρυφα βέλη.

- ❖ Οι διατομές των υπολοίπων μελών παρέμειναν ίδιες.

## A) ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΕΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας (Πίνακες 4,5). Ελέγχονται οι τρεις οριακές τιμές των οριζοντίων παραμορφώσεων (Κεφάλαιο 3 – EC3/Μέρος 6) και μια κατακόρυφων. Οι κόμβοι φαίνονται στο σχήμα 5.5. Αναλυτικά παρουσιάζονται παρακάτω τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών και οι έλεγχοι διατομών και μελών.

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	m
40	108	Max	0,006391	0,000891	0,000013
40	108	Min	-0,00184	0,000982	0,000107
41	108	Max	0,006035	0,000736	9,242E-06
41	108	Min	-0,00292	0,000965	-0,00013
44	108	Max	0,006788	0,000853	0,000048
44	108	Min	-0,00556	0,000944	0,000183
45	108	Max	0,007319	0,000797	0,000039
45	108	Min	-0,00721	0,000855	0,000148
50	108	Max	0,00299	0,000811	0,000034
50	108	Min	-0,00325	0,000807	0,000097
51	108	Max	0,003348	0,000796	-3,93E-07
51	108	Min	-0,00109	0,000819	0,000042

Πίνακας 5.4. Μετακινήσεις Ανατολικών Υποστυλωμάτων

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	m
53	108	Max	0,007977	0,000767	0,000011
53	108	Min	-0,00088	0,000928	0,000276
54	108	Max	0,009873	0,000773	0,000023
54	108	Min	-0,00221	0,001013	0,000228
55	108	Max	0,014133	0,000718	0,000066
55	108	Min	-0,00341	0,000874	0,000391
56	108	Max	0,014757	0,000888	0,000035
56	108	Min	-0,00576	0,000892	0,000231
57	108	Max	0,006794	0,000833	0,000049
57	108	Min	-0,00193	0,000786	0,000095
58	108	Max	0,004892	0,000766	-2,65E-06
58	108	Min	-0,00034	0,000777	-0,00005

**Πίνακας 5.5. Μετακινήσεις Δυτικών Υποστυλωμάτων**

- Παρατηρούμε πως οι μετακινήσεις στην δυτική πλευρά είναι μεγαλύτερες, και ρόλο σε αυτό διαδραματίζει, ότι αποτελεί την προσήνεμη πλευρά (για  $\theta=0^\circ$ ). Η μέγιστη μετακίνηση εμφανίζεται στον κόμβο 56 και έχει τιμή  $14,76 \text{ mm} < 16,25 \text{ mm}$ . Συνεπώς, ικανοποιείται η πρώτη απαίτηση.
- Η δεύτερη απαίτηση ορίζει διαφορική οριζόντια μετατόπιση προσκείμενων υποστυλωμάτων μικρότερη από  $L/600$ . Από τους πίνακες 5.4 και 5.5 προκύπτει μέγιστη διαφορική οριζόντια μετατόπιση  $14,757 - 6,794 = 7,963 \text{ mm}$  μεταξύ των κόμβων 56 και 57, τιμή μικρότερη από την οριακή για την συγκεκριμένη γεωμετρία (απόσταση πλαισίων 6 μέτρα,  $L/600 = 10 \text{ mm}$ ).
- Η τρίτη απαίτηση ορίζει μεταβολή απόστασης μεταξύ του κέντρου των τροχιών μικρότερη από  $10 \text{ mm}$ . **Παραδοχή:** Θεωρώντας τον κοντό πρόβολο απαραμόρφωτο μπορούμε να ισχυριστούμε πως η μετακίνηση του κέντρου της τροχιάς ταυτίζεται με αυτή του κόμβου του υποστυλώματος.

Λαμβάνοντας υπ' όψιν την παραπάνω συνθήκη ελέγχουμε τους εκατέρωθεν κόμβους κάθε πλαισίου. Από τους πίνακες 5.4, 5.5 προκύπτουν μεγαλύτερη διαφορική μετατόπιση στο πλαίσιο 4, ίση με  $14,757\text{mm}-7,319\text{mm}= 7,438\text{ mm}<10\text{mm}$ .

Η τέταρτη απαίτηση (οριακή τιμή κατακόρυφων παραμορφώσεων), ορίζει διαφορά μεταξύ των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δυο δοκών κύλισης που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα  $\Delta h \leq s/600$ . Στην δική μας περίπτωση για  $s=20\text{m}$ , η μέγιστη επιτρεπόμενη διαφορά κατακόρυφων παραμορφώσεων είναι  $33,33\text{mm}$ . Στους πίνακες 5.6.1, 5.6.2 φαίνονται οι παραμορφώσεις των κόμβων έδρασης των δοκών κύλισης, όπου προφανώς δεν εμφανίζεται πρόβλημα διαφοράς μεταξύ κατακόρυφων παραμορφώσεων διότι  $\max\Delta h_c=0,345\text{mm}$  στο πλαίσιο 5. Ο έλεγχος έχει επαναληφθεί για ενδιάμεσες θέσεις (εκτός στηρίξεων) των εκατέρωθεν δοκών κύλισης στο κεφάλαιο 3.

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	m
36	108	Max	0,00582	0,000715	6,872E-06
36	108	Min	-0,00164	0,000857	0,000316
95	108	Max	0,005485	0,000747	0,000024
95	108	Min	-0,00281	0,000857	0,000322
97	108	Max	0,006102	0,000734	0,000028
97	108	Min	-0,00529	0,000851	0,000412
98	108	Max	0,006579	0,000725	0,000063
98	108	Min	-0,00675	0,000857	0,000387
99	108	Max	0,002724	0,000725	0,000029
99	108	Min	-0,00317	-0,00086	0,000169
100	108	Max	0,003056	0,000729	0,000019
100	108	Min	-0,00103	0,000861	-0,00014

**Πίνακας 5.6.1 Παραμορφώσεις Κόμβων Έδρασης Δοκών Κύλισης Ανατολικά**

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	m
37	108	Max	0,007255	0,000716	0,000161
37	108	Min	-0,00051	0,000813	0,000439
43	108	Max	0,004375	0,000709	0,000157
43	108	Min	-0,00022	0,000824	0,000075
46	108	Max	0,006311	0,000699	0,000137
46	108	Min	-0,00172	0,000819	0,000061
48	108	Max	0,013548	0,000689	0,000248
48	108	Min	-0,00516	0,000813	0,000354
49	108	Max	0,013034	0,000727	0,000291
49	108	Min	-0,00303	0,000824	0,000514
52	108	Max	0,009161	0,000719	0,000145
52	108	Min	-0,00194	0,000807	0,000287

Πίνακας 5.6.2 Παραμορφώσεις Κόμβων Έδρασης Δοκών Κύλισης Αυτικά

## B) ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΜΕΛΩΝ

Παραθέτουμε τα αποτελέσματα των ελέγχων διατομών και μελών που τροποποιήθηκαν, σε σχέση με την διαστασιολόγηση δίχως την ικανοποίηση των απαιτήσεων λειτουργικότητας λόγω παρουσίας της γερανογέφυρας.

### 1) Υποστυλώματα

Παρατήρηση: Από τον έλεγχο στον δυσμενέστερο συνδυασμό της ΟΚΑ ο βαθμός αξιοποίησης της διατομής του υποστυλώματος είναι 0,469 , γεγονός που μας δείχνει πως υπάρχει υπερδιαστασιολόγηση ως προς την ικανοποίηση των ελέγχων διατομών και μελών. Αυτό συμβαίνει, γιατί κρίσιμη για την διαστασιολόγηση είναι τελικά η απαίτηση για μικρές μετακινήσεις.

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 12      Analysis Section: HE500A  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: HE500A

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
101	2,00	0,254 (C) = 0,076 + 0,147 + 0,031	0,097	0,003
101	4,00	0,146 (C) = 0,077 + 0,057 + 0,012	0,097	0,003
101	4,00	0,146 (C) = 0,077 + 0,057 + 0,012	0,097	0,001
101	6,00	0,271 (C) = 0,078 + 0,187 + 0,006	0,105	0,001
101	6,00	0,272 (C) = 0,079 + 0,187 + 0,006	0,105	0,000
101	8,00	0,469 (C) = 0,079 + 0,376 + 0,014	0,114	0,000

Strength       Deflection                 

Stylesheet: Default

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : 101  
Units : KN, m, C

Frame : 12 Design Sect: HE500A  
X Mid : 20,000 Design Type: Column  
Y Mid : 12,000 Frame Type : Moment Resisting Frame  
Z Mid : 4,000 Sect Class : Class 1  
Length : 8,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
Loc : 8,000 RLLF : 1,000

Area : 0,020 SMajor : 0,004 rMajor : 0,210 AUMajor: 0,006  
IMajor : 8,697E-04 SMinor : 6,913E-04 rMinor : 0,072 AUMinor: 0,012  
IMinor : 1,037E-04 ZMajor : 0,004 E : 210000000,00  
Ixy : 0,000 ZMinor : 0,001 Fy : 235000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
8,000	-369,749	348,903	-3,407	-90,810	1,446	-0,072

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2)	0,469	= 0,079	+ 0,376	+ 0,014	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-369,749	4653,000	4118,400	4653,000	4653,000

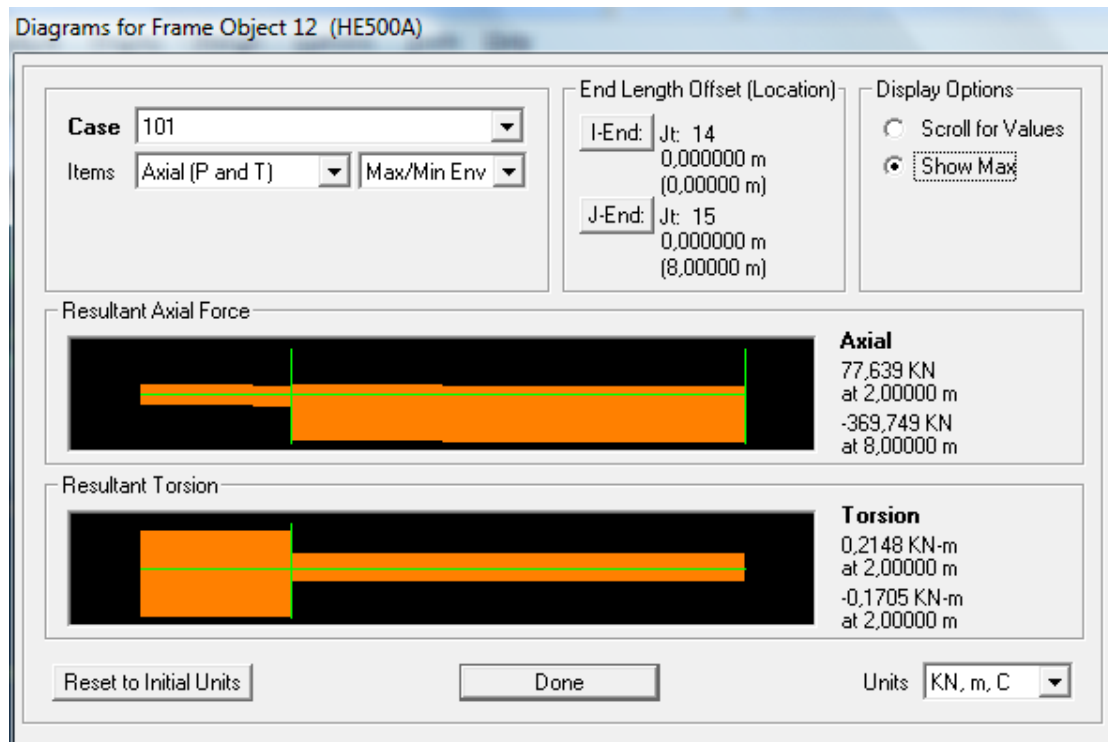
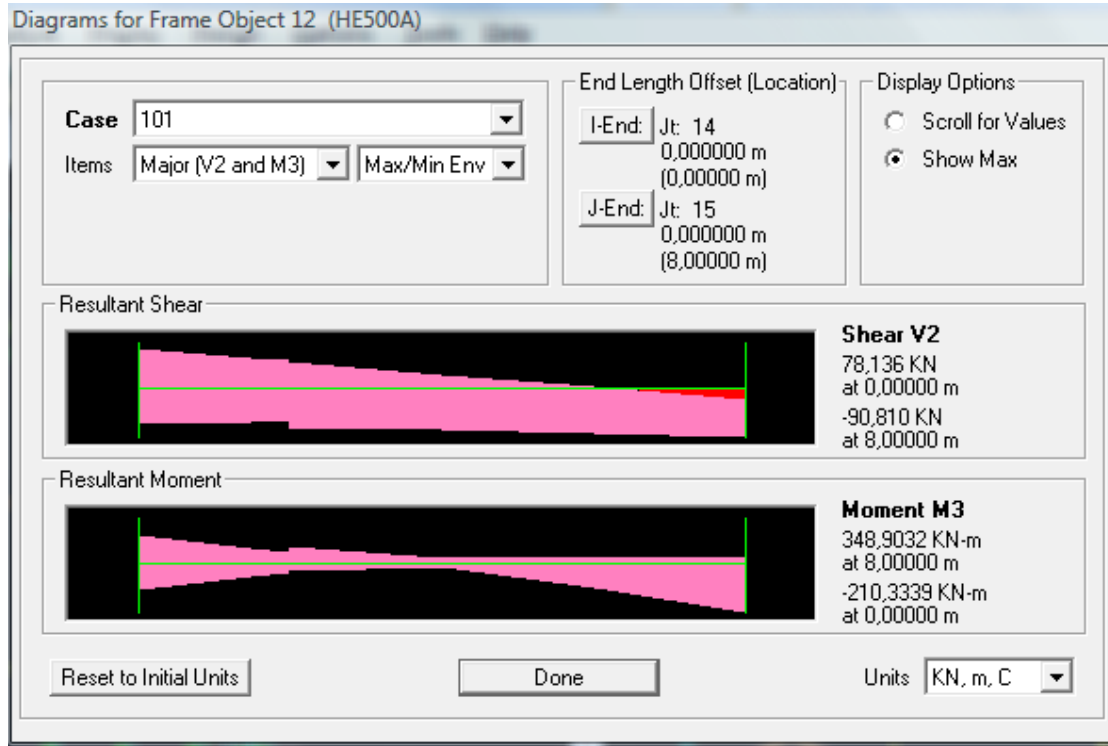
MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	348,903	928,015	928,015	928,015
Minor Moment	-3,407	248,865	248,865	

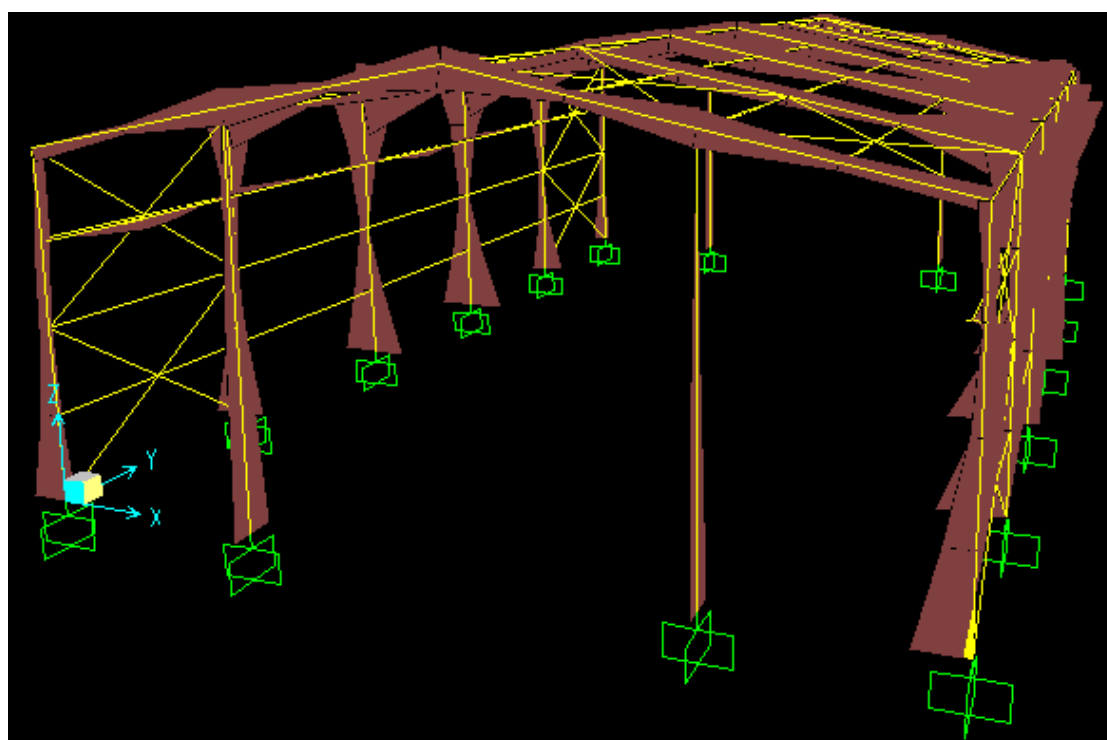
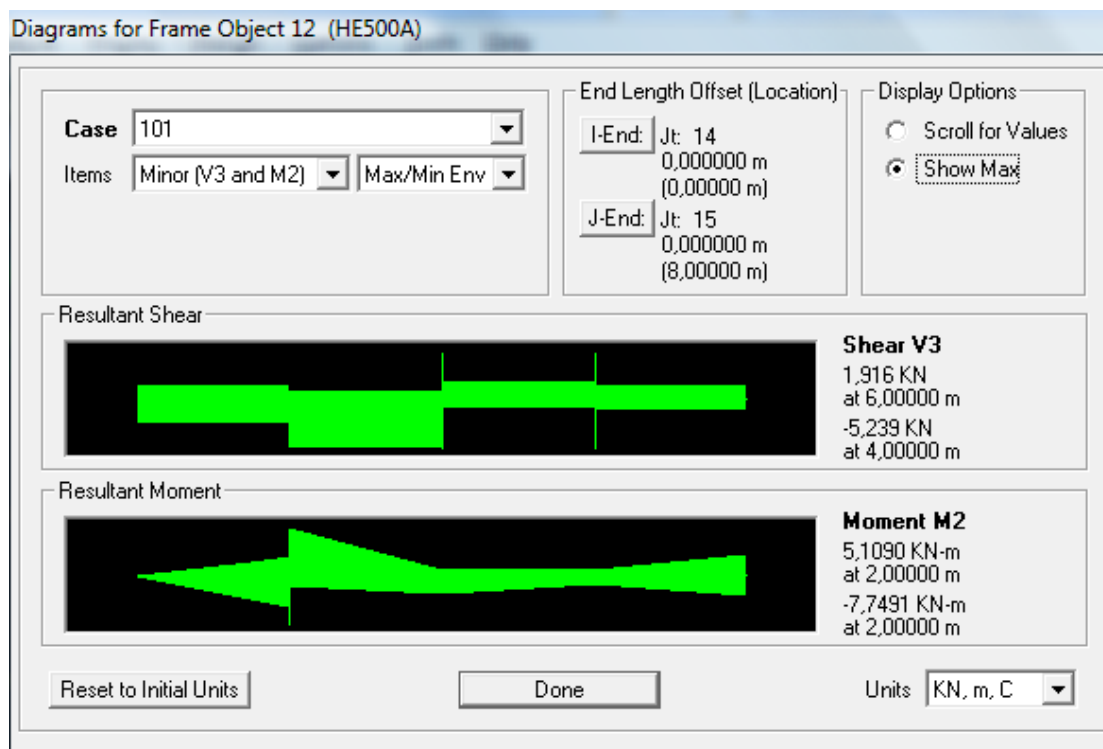
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	0,750	1,008	0,894		1,433
Minor Moment	1,000	0,250	0,999		0,599	

SHEAR DESIGN

	Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	90,810	797,783	0,114	OK	0,000
Minor Shear	1,446	1560,289	0,001	OK	0,000







Ροπή Περι τον Ισχυρό Άξονα για τον δυσμενέστερο συνδυασμό (άνεμος βασικός)

## 2) Ζυγώματα

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 10      Analysis Section: IPE400  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: IPE400

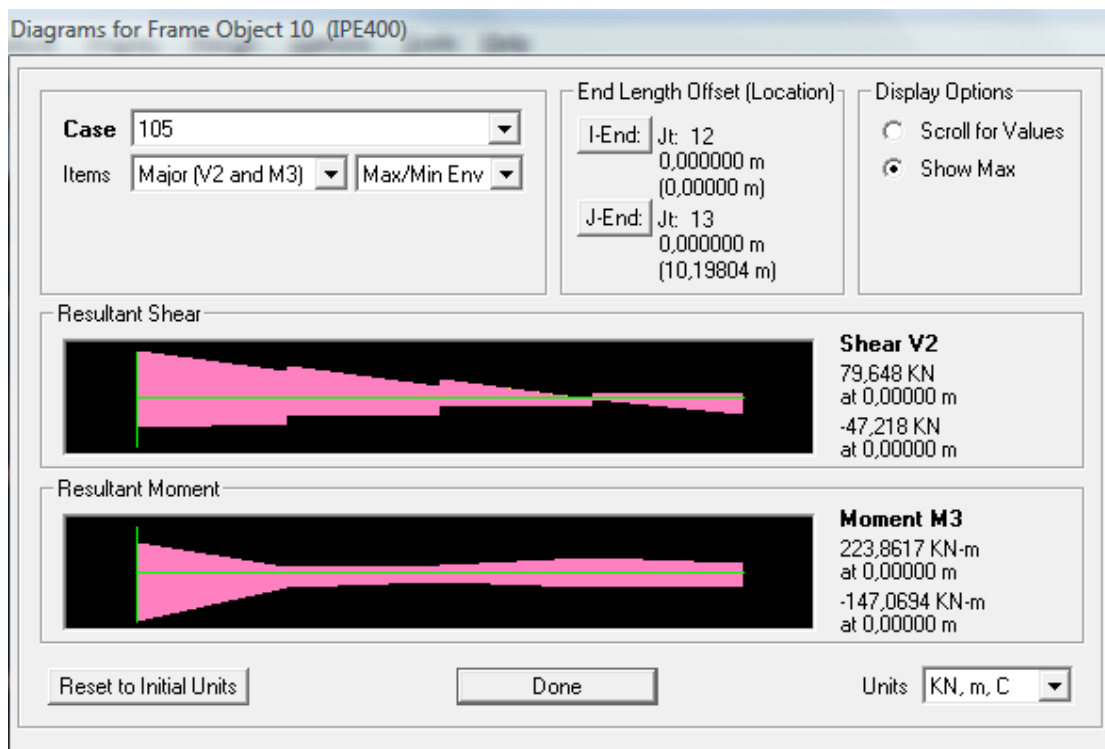
COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
103	5,10	0,175 (C) = 0,033 + 0,139 + 0,003	0,065	0,000
103	5,10	0,173 (C) = 0,032 + 0,139 + 0,003	0,037	0,000
103	7,65	0,287 (C) = 0,032 + 0,249 + 0,006	0,031	0,000
103	7,65	0,286 (C) = 0,030 + 0,249 + 0,006	0,011	0,000
103	10,20	0,254 (C) = 0,030 + 0,224 + 0,000	0,034	0,000
105	0,00	0,922 (T) = 0,059 + 0,859 + 0,004	0,171	0,000

Modify/Show Overwrites:       Display Details for Selected Item:       Display Complete Details:

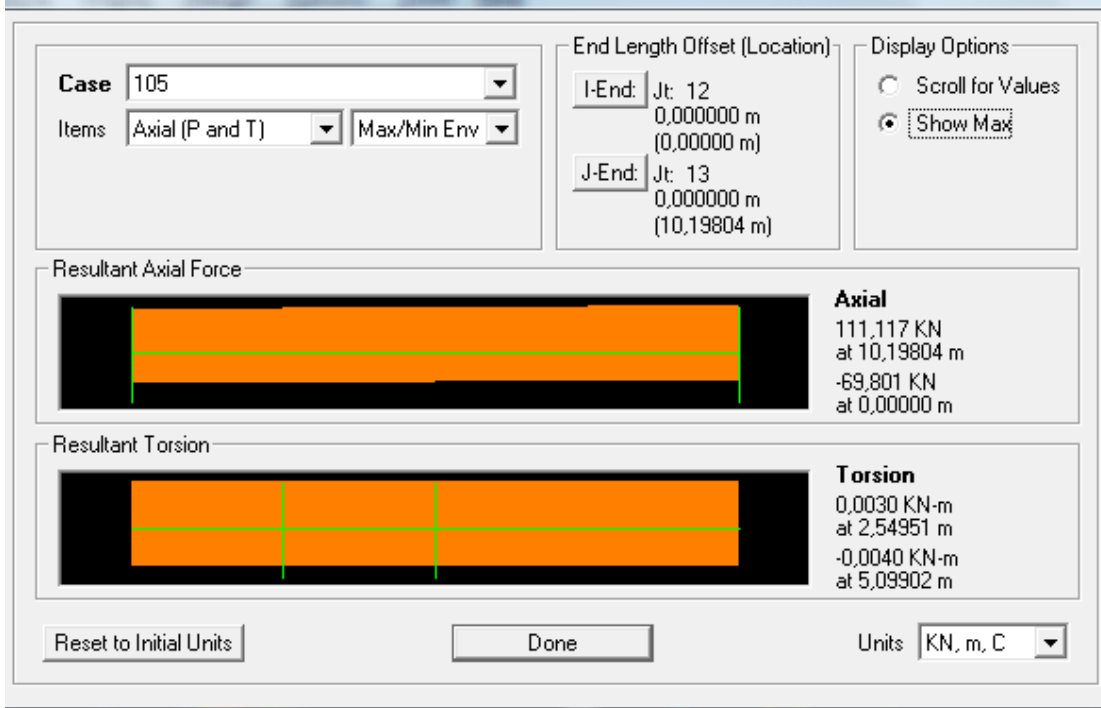
Strength       Deflection       OK      Cancel      Stylesheet: Default     

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : 105							
Units : KN, m, C							
Frame	: 10	Design Sect:	IPE400				
X Mid	: 5,000	Design Type:	Brace				
Y Mid	: 12,000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 9,000	Sect Class	: Class 1				
Length	: 10,198	Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 0,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,008	SMajor	: 0,001	rMajor	: 0,165	AUMajor	: 0,003
IMajor	: 2,313E-04	SMinor	: 1,464E-04	rMinor	: 0,039	AUMinor	: 0,004
IMinor	: 1,318E-05	ZMajor	: 0,001	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 2,290E-04	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
0,000		103,409	223,862	-0,204	-47,218	0,078	0,003
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.2.1)	0,922	= 0,059	+ 0,859	+ 0,004	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	103,409	1570,301	1757,600	1722,254	1570,301		

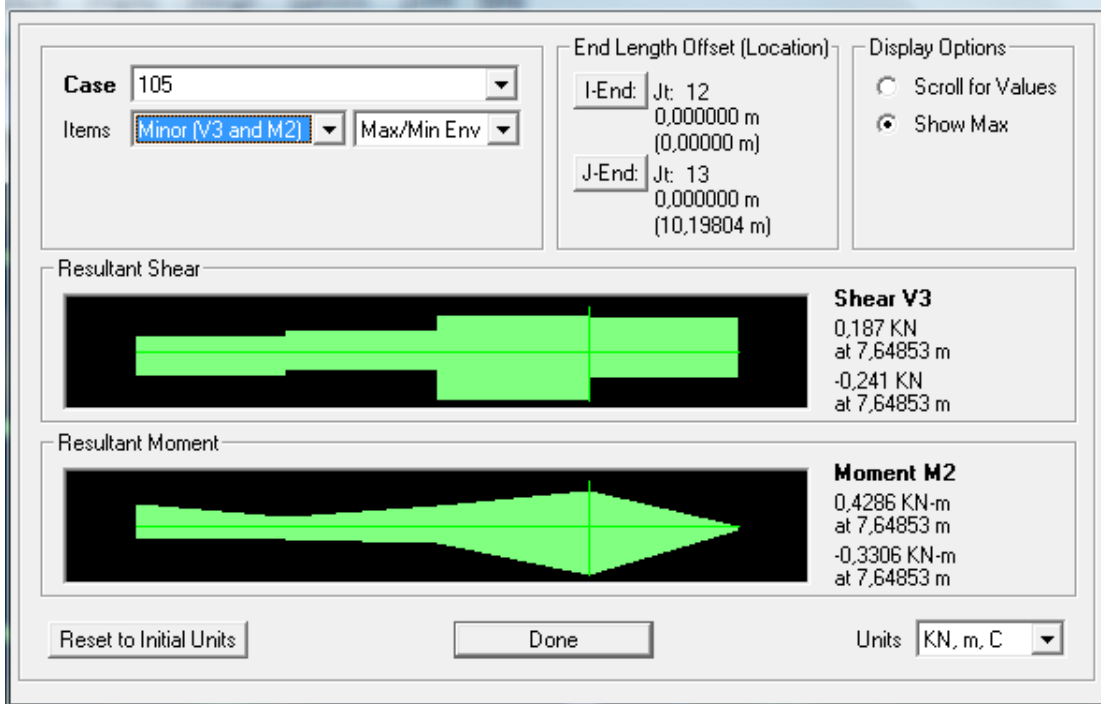
MOMENT DESIGN									
			Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd			
			Moment	Capacity	Capacity	Capacity			
Major	Moment	223,862		307,145	307,145	260,567			
Minor	Moment	-0,204		53,815	53,815				
			K	L	k	kzy	kyz	C1	
			Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	
Major	Moment	1,000		1,000	0,718	0,994		1,010	
Minor	Moment	1,000		0,250	1,051		0,631		
SHEAR DESIGN									
			Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted		
			Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major	Shear	79,648		466,730	0,171	OK	0,000		
Minor	Shear	0,118		549,493	0,000	OK	0,000		



Diagrams for Frame Object 10 (IPE400)



Diagrams for Frame Object 10 (IPE400)



### 3) Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 133      Analysis Section: TUBO70X70X4  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: TUBO70X70X4

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ SHR RATIO	MIN SHR RATIO
seism-y-2	7,21	0,831 (C)	= 0,831 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
seism-y-3	0,00	0,843 (C)	= 0,843 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
seism-y-3	3,61	0,940 (C)	= 0,837 + 0,000 + 0,103	0,000	0,000
seism-y-3	7,21	0,831 (C)	= 0,831 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
seism-y-4	0,00	0,843 (C)	= 0,843 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000
seism-y-4	3,61	0,940 (C)	= 0,837 + 0,000 + 0,103	0,000	0,000

Strength     Deflection                 Stylesheet: Default

#### Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : seism-y-4  
 Units : KN, m, C

Frame : 133      Design Sect: TUBO70X70X4  
 X Mid : 20,000      Design Type: Brace  
 Y Mid : 3,000      Frame Type : Moment Resisting Frame  
 Z Mid : 2,000      Sect Class : Class 1  
 Length : 7,211      Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
 Loc : 3,606      RLLF : 1,000  
 Area : 0,001      SMajor : 2,199E-05      rMajor : 0,027      AUMajor: 5,600E-04  
 IMajor : 0,000      SMinor : 2,199E-05      rMinor : 0,027      AUMinor: 5,600E-04  
 IMinor : 0,000      ZMajor : 2,617E-05      E : 210000000,00  
 Ixy : 0,000      ZMinor : 2,617E-05      Fy : 235000,000

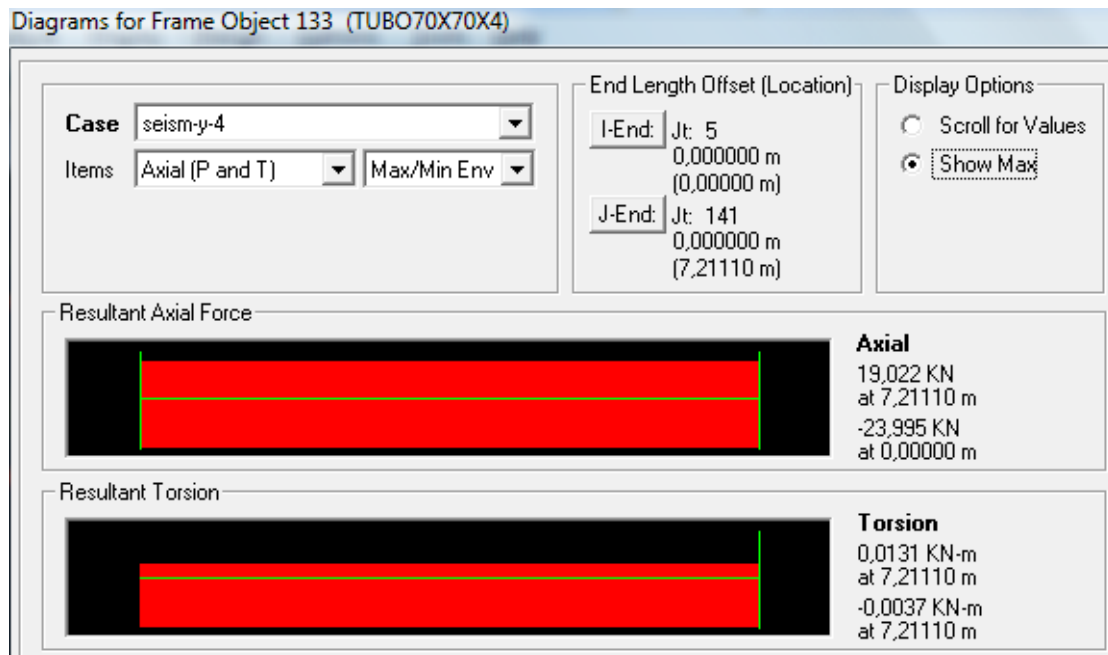
#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,606	-23,829	0,448	0,000	0,000	0,000	-0,004

#### PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)	0,940	= 0,837	+ 0,000	+ 0,103	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN		Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial		-23,829	28,464	219,648	28,464	28,464	
MOMENT DESIGN		Med Moment	Hc,Rd Capacity	Hv,Rd Capacity	Hb,Rd Capacity		
Major Moment		0,448	6,150	6,150	6,150		
Minor Moment		0,000	6,150	6,150			
		K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment		1,000	1,000	1,670	0,888		1,000
Minor Moment		1,000	1,000	1,670		1,002	
SHEAR DESIGN		Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear		0,000	75,979	0,000	OK	0,000	
Minor Shear		0,000	75,979	0,000	OK	0,000	



#### 4) Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo	: 102						
Units	: KN, m, C						
Frame	: 197	Design Sect:	TUB090X90X5.4				
X Mid	: 17,500	Design Type:	Brace				
Y Mid	: 27,000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 8,500	Sect Class	: Class 1				
Length	: 7,874	Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 3,937	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,002	SMajor	: 4,864E-05	rMajor	: 0,035	AUMajor	: 9,720E-04
IMajor	: 2,189E-06	SMinor	: 4,864E-05	rMinor	: 0,035	AUMinor	: 9,720E-04
IMinor	: 2,189E-06	ZMajor	: 5,805E-05	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 5,805E-05	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
3,937		-52,556	1,488	0,000	0,000	0,000	0,003
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation		Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)		0,937	= 0,786	+ 0,000	+ 0,151	0,950	OK
AXIAL FORCE DESIGN							
		Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial		-52,556	66,876	380,016	66,876	66,876	
MOMENT DESIGN							
		Med Moment	Hc,Rd Capacity	Hv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment		1,488	13,642	13,642	13,642		
Minor Moment		0,000	13,642	13,642			
		K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment		1,000	1,000	1,629	0,895		1,000
Minor Moment		1,000	1,000	1,629		0,977	
SHEAR DESIGN							
		Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear		0,000	131,878	0,000	OK	0,000	
Minor Shear		0,000	131,878	0,000	OK	0,000	

**Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)**

Frame ID: 197      Analysis Section: TUBO90X90X5.4  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: TUBO90X90X5.4

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK =	AXL + B-MAJ + B-MIN	---MAJ-SHR--- RATIO	MIN-SHR- RATIO
101	0,00	0,700 (C)	=	0,700 + 0,000 + 0,000	0,006	0,000
101	3,94	0,846 (C)	=	0,702 + 0,000 + 0,144	0,000	0,000
101	7,87	0,703 (C)	=	0,703 + 0,000 + 0,000	0,006	0,000
102	0,00	0,784 (C)	=	0,784 + 0,000 + 0,000	0,006	0,000
102	3,94	0,937 (C)	=	0,786 + 0,000 + 0,151	0,000	0,000
102	7,87	0,787 (C)	=	0,787 + 0,000 + 0,000	0,006	0,000

Modify/Show Overwrites       Display Details for Selected Item       Display Complete Details  
           

Strength       Deflection                 

Stylesheet: Default

**Diagrams for Frame Object 197 (TUBO90X90X5.4)**

Case: 102  
 Items: Axial (P and T)      Max/Min Env

End Length Offset (Location)  
 I-End: Jt: 171  
 0,000000 m (0,00000 m)  
 J-End: Jt: 29  
 0,000000 m (7,87401 m)

Display Options  
 Scroll for Values  
 Show Max

**Resultant Axial Force**

**Axial**  
-8,343 KN at 7,87401 m  
-52,653 KN at 7,87401 m

**Resultant Torsion**

**Torsion**  
0,0783 KN-m at 7,87401 m  
0,0029 KN-m at 7,87401 m

           Units: KN, m, C



## 5.2.4 ΕΙΔΙΚΕΣ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΓΙΑ ΦΕΡΟΝΤΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΣΕ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΕΙΣΜΟΥ (Ικανοτικός έλεγχος)

▪ Βάσει της παραγράφου Γ.5.2.2 (ΕΑΚ 2000), πρέπει η ανηγμένη λυγηρότητα  $\lambda^*$  των διαγωνίων συνδέσμων να είναι το πολύ ίση με 1,50. Πρέπει δε να εφαρμόζεται και στην περίπτωση συνδέσμων τύπου Χ, στους οποίους η σεισμική τέμνουσα θεωρείται ότι αναλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τις εκάστοτε εφελκυσόμενες διαγωνίους.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι του φορέα μας είναι κοίλης τετραγωνικής διατομής 70x70x4, η οποία έχει εμβαδό  $A = 7,0^2 - 6,2^2 = 10,56 \text{ cm}^2$  και ροπή αδρανείας  $I_y = I_z = (1/12) * (7^4 - 6,2^4) = 76,95 \text{ cm}^4$

Τότε το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου είναι:

$$N_{cr} = \pi^2 * EI / l^2 = \pi^2 * 21000 \text{ kN/cm}^2 * 76,95 \text{ cm}^4 / (7,211 * 100 \text{ cm} / 2)^2 = 122,686 \text{ kN}$$

όπου  $l$  αποτελεί το μήκος λυγισμού, το οποίο λαμβάνεται το μισό του μήκους της διαγωνίου.

Άρα, η ανηγμένη λυγηρότητα που ψάχνουμε θα είναι:

$$\lambda^* = (A * f_y / N_{cr})^{0.5} = (10,56 \text{ cm}^2 * 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 122,686 \text{ kN})^{0.5} = 1,42 < 1,50$$

Έτσι διαπιστώνουμε ότι ικανοποιείται η παραπάνω συνθήκη.

▪ Βάσει της παραγράφου Γ.5.3.1, τα υποστυλώματα και οι δοκοί θα ελέγχονται σε λυγισμό υπό την επίδραση του σεισμικού συντελεστή αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\alpha_{cd} = (1.20 N_{Pdi} - N_{vdi}) / N_{Edi} \leq \eta$$

όπου:

$N_{Pdi}$  είναι η υπολογιστική αντοχή της εφελκυσόμενης διαγωνίου του ορόφου,

$N_{vdi}$  είναι η εφελκυστική δύναμη της ίδιας διαγωνίου υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού (κατά κανόνα  $N_{vdi} = 0$ ) και

$N_{Edi}$  είναι η εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου μόνον υπό τη σεισμική δράση του συνδυασμού

Ξεκινώ από τον σύνδεσμο που είναι δυσμενέστερος όσον αφορά την αξονική του υπό την σεισμική και μόνο δράση. Ο κατακόρυφος αυτός σύνδεσμος λαμβάνει χώρα στην ανατολική όψη και πιο συγκεκριμένα μεταξύ 1<sup>ου</sup> και 2<sup>ου</sup> κύριου πλαισίου, στην κάτω σειρά. Τα μεγέθη αυτής διαγωνίου, όπως περιγράφηκαν παραπάνω είναι:

$$N_{Pdi} = A * f_y / \gamma_{M0} = 10,56 \text{ cm}^2 * 23,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,00 = 248,16 \text{ kN}$$

$$N_{vdi} = 0$$

$$N_{Edi} = 20,44 \text{ kN} \text{ προκύπτει από την ανάλυση για σεισμό κατά } \psi$$

$$\text{Τότε, } \alpha_{CD} = (1,20 * 248,16 \text{ kN} - 0) / 20,44 \text{ kN} = 14,57 > q = 3,00$$

$$\text{Συνεπώς, } \alpha_{CD} = q = 3,00$$

Το αποτέλεσμα αυτό είναι γενικό αφού και για τους υπόλοιπους διαγώνιους ο συντελεστής ικανοτικής μεγέθυνσης θα είναι σαφώς μεγαλύτερος του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Συνεπώς εισάγουμε στο μοντέλο μας ένα σεισμό πολλαπλασιασμένο με  $\alpha_{CD}$  και για τους σεισμικούς συνδυασμούς ελέγχουμε μόνο τα υποστυλώματα και τους δοκούς.

TABLE: Buckling Factors			
OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
ligismosEX	Mode	1	39,810745
ligismosEX	Mode	2	64,041215
ligismosEX	Mode	3	65,585126
ligismosEX	Mode	4	72,28875
ligismosEX	Mode	5	83,21149
ligismosEX	Mode	6	107,588374
ligismosEY	Mode	1	39,862152
ligismosEY	Mode	2	64,067799
ligismosEY	Mode	3	73,426964
ligismosEY	Mode	4	73,826376
ligismosEY	Mode	5	76,536173
ligismosEY	Mode	6	102,842341

**Πίνακας με τους κρίσιμους συντελεστές λυγισμού των 6 πρώτων ιδιομορφών**

# 1) Υποστύλωμα (Δυσμενέστερο)

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 12      Analysis Section: HE500A  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: HE500A

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-RATIO	SHR-RATIO	MIN-RATIO
seism-x-4	2,00	0,178 (C)	= 0,031 + 0,102 + 0,045	0,125	0,005	
seism-x-4	4,00	0,191 (C)	= 0,032 + 0,141 + 0,018	0,125	0,005	
seism-x-4	4,00	0,191 (C)	= 0,032 + 0,141 + 0,018	0,127	0,002	
seism-x-4	6,00	0,381 (C)	= 0,033 + 0,339 + 0,009	0,127	0,002	
seism-x-4	6,00	0,381 (C)	= 0,033 + 0,339 + 0,009	0,127	0,000	
seism-x-4	8,00	0,605 (C)	= 0,034 + 0,558 + 0,013	0,127	0,000	

Buttons: Modify/Show Overwrites (Overwrites), Display Details for Selected Item (Details), Display Complete Details (Tabular Data)

Strength  Deflection       OK      Cancel      Table Format File

Stylesheet: Default

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : seism-x-4							
Units : KN, m, C							
Frame :	12	Design Sect:	HE500A				
X Mid :	20,000	Design Type:	Column				
Y Mid :	12,000	Frame Type :	Moment Resisting Frame				
Z Mid :	4,000	Sect Class :	Class 1				
Length :	8,000	Major Axis :	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc :	8,000	RLLF :	1,000				
Area :	0,020	SMajor :	0,004	rMajor :	0,210	AUMajor :	0,006
IMajor :	8,697E-04	SMinor :	6,913E-04	rMinor :	0,072	AUMinor :	0,012
IMinor :	1,037E-04	ZMajor :	0,004	E :	210000000,00		
Ixy :	0,000	ZMinor :	0,001	Fy :	235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	8,000	P	-157,288	M33	517,621	M22	3,254
		U2	51,345	U3	0,695	T	-0,107
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.2)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,605	= 0,034	+ 0,558	+ 0,013	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-157,288	4653,000	4118,400	4653,000	4653,000		

MOMENT DESIGN									
			Med	Mc,Rd	Mu,Rd	Mb,Rd			
			Moment	Capacity	Capacity	Capacity			
Major	Moment	517,621		928,015	928,015	928,015			
Minor	Moment	3,254		248,865	248,865				
			K	L	k	kzy	kyz	C1	
			Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	
Major	Moment	1,000		0,750	1,004	0,894		1,584	
Minor	Moment	1,000		0,250	1,000		0,600		
SHEAR DESIGN									
			Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted		
			Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major	Shear	101,642		797,783	0,127	OK	0,000		
Minor	Shear	0,749		1560,289	0,000	OK	0,000		

## 2) Δοκός (Δυσμενέστερος)

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 123      Analysis Section: HE120A  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: HE120A

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
seism-x-4	0,50	0,033 (T)	= 0,014 + 0,000 + 0,020	0,000	0,002
seism-x-4	1,00	0,049 (T)	= 0,014 + 0,000 + 0,036	0,000	0,002
seism-x-4	1,50	0,062 (T)	= 0,014 + 0,000 + 0,048	0,000	0,001
seism-x-4	2,00	0,071 (T)	= 0,014 + 0,000 + 0,057	0,000	0,000
seism-x-4	2,50	0,076 (T)	= 0,014 + 0,000 + 0,063	0,000	0,000
seism-x-4	3,00	0,078 (T)	= 0,014 + 0,000 + 0,065	0,000	0,000

Strength     
 Deflection     
     
     

Stylesheet: Default

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : seism-x-4							
Units : KN, m, C							
Frame	: 123	Design Sect:	HE120A				
X Mid	: 20,000	Design Type:	Beam				
Y Mid	: 3,000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 4,000	Sect Class	: Class 1				
Length	: 6,000	Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 3,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,003	SMajor	: 1,063E-04	rMajor	: 0,049	AUMajor	: 5,700E-04
IMajor	: 6,060E-06	SMinor	: 3,850E-05	rMinor	: 0,030	AUMinor	: 0,002
IMinor	: 2,310E-06	ZMajor	: 1,190E-04	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 5,890E-05	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	3,000	P	7,168	M33	0,000	M22	-0,894
		U2	0,000	U3	0,000	T	5,717E-04
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.2.1)	Total Ratio	=	P Ratio	+	MMajor Ratio	+	MMinor Ratio
	0,078		0,014		0,000		0,065
						Ratio Limit	Status Check
						0,950	OK
MOMENT DESIGN							
		Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment		0,000	27,965	27,965	27,965		
Minor Moment		-0,894	13,842	13,842			
		K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment		1,000	1,000	1,023	0,991		1,000
Minor Moment		1,000	1,000	1,095		0,657	
SHEAR DESIGN							
		Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear		0,000	77,336	0,000	OK	0,000	
Minor Shear		0,000	217,084	0,000	OK	0,000	

Άρα διαπιστώνουμε ότι παρά την αύξηση των σεισμικών δράσεων τα υποστυλώματα και οι δοκοί επαρκούν και μάλιστα αρκετά. Αυτό συμβαίνει διότι κρίσιμη φόρτιση για την κατασκευή είναι η ανεμοπίεση και όχι ο σεισμός, λόγω του ότι ο ευρωκώδικας δίνει υψηλές φορτίσεις -και δη- για μονώροφο κτίριο.

### 5.2.5 Συμπέρασμα

Ξεκινώντας την μελέτη του κτιρίου επιλέξαμε να κάνουμε διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας, όπως σε κάθε τυπική μεταλλική κατασκευή. Οι βέλτιστες διατομές που προέκυψαν αδυνατούσαν να ικανοποιήσουν τις οριακές τιμές οριζόντιων και κατακόρυφων παραμορφώσεων που ισχύουν για κτίρια με γερανογέφυρα. Οι διατομές των υποστυλωμάτων μεγάλωσαν ώστε να ικανοποιούνται οι παραπάνω περιορισμοί λειτουργικότητας. Για να προσδιορίσουμε την ποσοστιαία αύξηση διατομών στο υπόστεγο και συγκεκριμένα ανά φάτνωμα, πρέπει να υπολογίσουμε το βάρος (ανά μέτρο) πριν και μετά την αύξηση των διατομών των υποστυλωμάτων και ζυγωμάτων :  $[2(G_C * H_C) + 2(G_B * H_B)] / \zeta.ε.$  όπου: C=Column , B=Beam, ζ.ε. = ζώνη επιρροής μεσαίων φατνωμάτων

$$OKA : (2 * 88\text{kg/m} * 8\text{m} + 2 * 66,3\text{kg/m} * 10,198\text{m}) / 6\text{m} = 460,04 \text{ kg/m}$$

$$OKA \ \& \ OKB : (2 * 155\text{kg/m} * 8\text{m} + 2 * 66,3\text{kg/m} * 10,198\text{m}) / 6\text{m} = 638,71 \text{ kg/m}$$

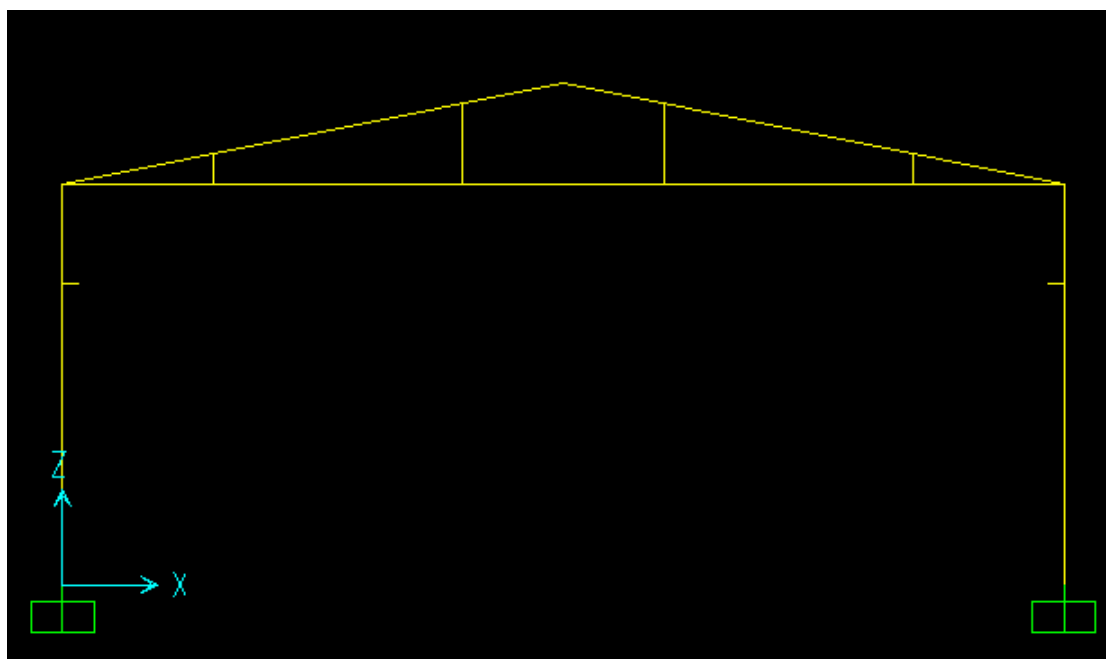
Συνεπώς έχουμε μια ποσοστιαία αύξηση της τάξης του 38,8% .

### 5.3 2<sup>η</sup> Περίπτωση (Χρήση Ελκυστήρα )

Παρουσιάζεται η δεύτερη περίπτωση διαστασιολόγησης, η οποία αφορά μεταλλικό υπόστεγο αποτελούμενο από διαδοχικά πλαίσια και εξυπηρετεί γερανογέφυρα ανοίγματος 18 μέτρων και ύψους ανύψωσης 6 μέτρων. Τα πλαίσια είναι αμφίπακτα και διατάσσονται ανά 6 μέτρα. Η διαφοροποίηση σε σχέση με την 1<sup>η</sup> περίπτωση έγκειται στην παρουσία ελκυστήρα, ο οποίος ενώνει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων, λύση η οποία επιβάλλεται στους βρετανικούς κανονισμούς.

#### 5.3.1 Γεωμετρία

Τα βασικά στοιχεία της γεωμετρίας παραμένουν ίδια με την 1<sup>η</sup> περίπτωση (Σχήματα 5.1, 5.2). Όπως αναφέρθηκε η διαφοροποίηση έχει να κάνει με την παρουσία ελκυστήρα που ενώνει τις κορυφές των υποστυλωμάτων, όπως φαίνεται στην Σχήμα 5.5. Στην όψη εμφανίζεται η μετωπική διάταξη του ζυγώματος, με τους τέσσερις ελκυστήρες που συνδέουν το ζύγωμα με τον ελκυστήρα που ενώνει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων. Η χρησιμοποίηση τους καθίσταται αναγκαία τόσο για την αποφυγή ανάπτυξης μη επιτρεπτών βελών κάμψης του ελκυστήρα εξαιτίας του μεγάλου μήκους του όσο και για τη μείωση του μήκους λυγισμού του. Αντίθετα, στην εμπρόσθια και στην οπίσθια όψη δεν έχουμε ελκυστήρα, αφού η επιφάνεια επιρροής των ακραίων φατνωμάτων είναι η μισή σε σχέση με τα μεσαία και άρα αναπτύσσονται μικρότερα φορτία.



Σχήμα 5.5. Μετωπική Όψη Κτιρίου με Ελκυστήρα

### 5.3.2 Διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ

Παρατίθενται οι διατομές που προέκυψαν από την ανάλυση σε οριακή κατάσταση αστοχίας και ο βαθμός αξιοποίησης της διατομής για τέσσερις συνδυασμούς αστοχίας. Για οικονομία χώρου δεν παρουσιάζονται οι έλεγχοι διατομών και μελών, οι οποίοι εκτελούνται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που έγιναν όλα τα προηγούμενα στοιχεία του φορέα, με χρήση του Sap2000.

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΣΤΟΧΙΑ Άνεμος	ΑΣΤΟΧΙΑ Χιόνι	ΑΣΤΟΧΙΑ Γερανογέφ.	ΑΣΤΟΧΙΑ maxE
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA 260	1,00	0,878	0,846	0,403
ΖΥΓΩΜΑ	IPE 300	0,724	0,527	0,444	0,229
ΕΛΚΥΣΤΗΡΑΣ	HEA 280	0,930	0,633	0,617	0,512

Πίνακας 5.7. Πίνακας Διατομών (ΟΚΑ)



❖ Οι διατομές των υπολοίπων μελών παρέμειναν ίδιες.

### 5.3.3 Διαστασιολόγηση ικανοποιούμενων των οριακών παραμορφώσεων

Με χρήση του λογισμικού Sap2000 έγινε διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου και προέκυψαν οι βέλτιστες διατομές που ικανοποιούν τις οριακές τιμές παραμορφώσεων για κτίρια που υποστηρίζουν γερανογέφυρες, όπως αυτές παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 3. Στον Πίνακα 5.8 φαίνονται οι διατομές υποστυλωμάτων, ζυγωμάτων και ελκυστήρων που προέκυψαν.

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΣΤΟΧΙΑ Άνεμος	ΑΣΤΟΧΙΑ Χιόνι	ΑΣΤΟΧΙΑ Γερανογέφ.	ΑΣΤΟΧΙΑ maxE
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA 400	0,472	0,404	0,389	0,286
ΖΥΓΩΜΑ	IPE 360	0,689	0,510	0,454	0,289
ΕΛΚΥΣΤΗΡΑΣ	HEA 280	0,850	0,623	0,606	0,512

**Πίνακας 5.8. Διατομές (ΟΚΑ&ΟΚΛ)**

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας (Πίνακες 5.9, 5.10). Ελέγχονται οι τρεις οριακές τιμές των οριζοντίων παραμορφώσεων (Κεφάλαιο 3 – EC3/ Μέρος 6) και μια κατακόρυφων. Οι κόμβοι φαίνονται στο σχήμα 5.5. Αναλυτικά παρουσιάζονται παρακάτω τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών και οι έλεγχοι διατομών και μελών για τα υποστυλώματα, τα ζυγώματα και τον ελκυστήρα, για τον εκάστοτε δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης του μέλους.

**A) ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΕΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ**

<b>TABLE: Joint Displacements</b>					
<b>Joint</b>	<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>U3</b>
Text	Text	Text	m	m	M
40	108	Max	0,012465	0,00071	0,000016
40	108	Min	-0,00053	0,000787	0,000338
41	108	Max	0,013118	0,000718	0,000035
41	108	Min	-0,00135	-0,00085	0,000327
44	108	Max	0,015653	0,000657	0,000072
44	108	Min	-0,00007	0,000738	0,000496
45	108	Max	0,016367	0,000787	0,000034
45	108	Min	-0,00302	0,000842	0,000299
50	108	Max	0,008237	0,00072	0,000068
50	108	Min	-0,00054	0,000777	0,000161
51	108	Max	0,007434	0,000634	1,041E-06
51	108	Min	0,000025	0,000751	0,000061

**Πίνακας 5.9. Μετακινήσεις Ανατολικών Υποστυλωμάτων**

<b>TABLE: Joint Displacements</b>					
<b>Joint</b>	<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>U3</b>
Text	Text	Text	m	m	M
53	108	Max	0,011569	0,000835	0,000019
53	108	Min	-0,00188	0,000826	-0,00013
54	108	Max	0,01162	0,000695	0,000018
54	108	Min	-0,00236	-0,00077	0,000205
55	108	Max	0,014153	0,000801	0,000049
55	108	Min	-0,00189	0,000775	0,000238
56	108	Max	0,014977	0,000661	0,000039
56	108	Min	-0,00422	0,000795	0,000194

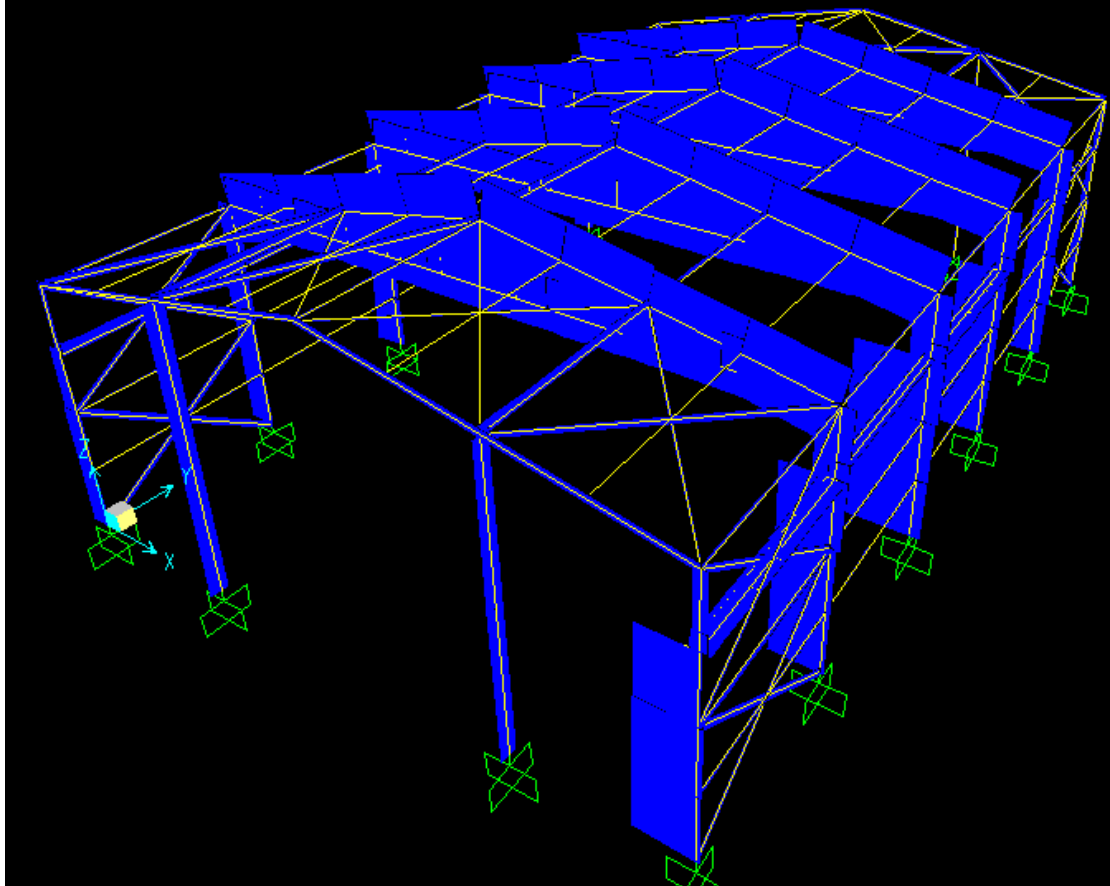
57	108	Max	0,006926	0,000671	0,00005
57	108	Min	-0,00179	0,000783	0,000164
58	108	Max	0,006691	0,00067	3,511E-06
58	108	Min	-0,00094	0,000787	-0,00005

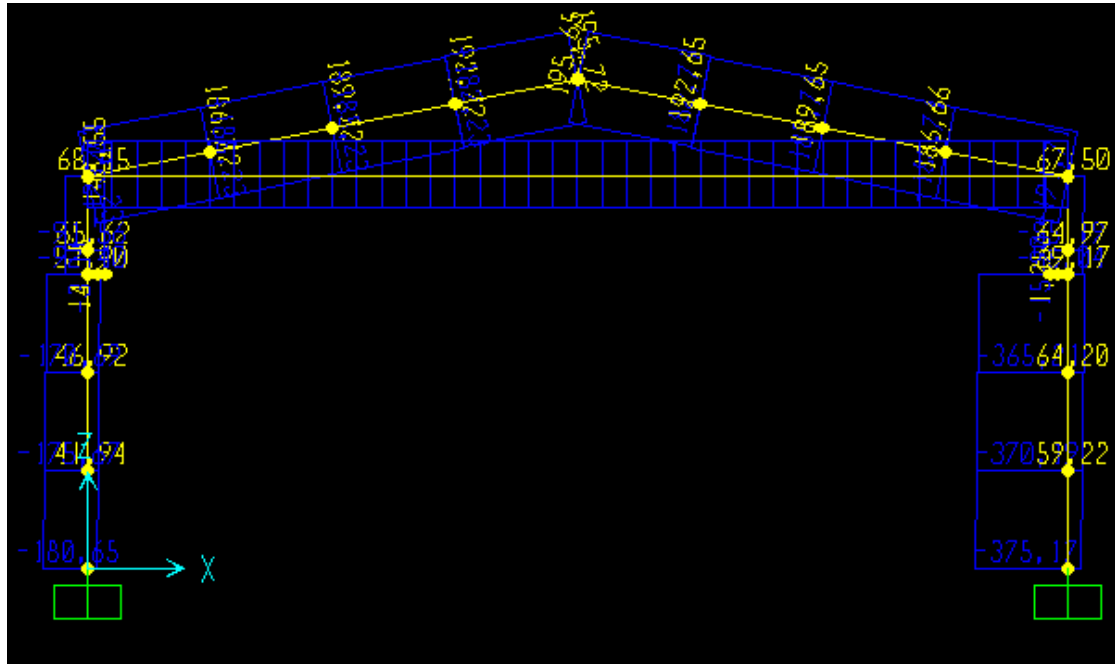
**Πίνακας 5.10. Μετακινήσεις Δυτικών Υποστυλωμάτων**

- Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3 η μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση είναι  $h/400$ , δηλαδή για στάθμη έδρασης 6,5 μέτρα, πρέπει να περιοριστεί στα 16,25 mm. Η μέγιστη μετακίνηση εμφανίζεται στον κόμβο 45 και έχει τιμή 16,36 mm. Συνεπώς, θεωρείται ότι οριακά ικανοποιείται η πρώτη απαίτηση.
- Η δεύτερη απαίτηση ορίζει διαφορική οριζόντια μετατόπιση προσκείμενων υποστυλωμάτων μικρότερη από  $L/600$ . Από τους πίνακες 5.9 και 5.10 προκύπτει μέγιστη διαφορική οριζόντια μετατόπιση  $16,367-8,237=8,13$  mm μεταξύ των κόμβων 45 και 50, τιμή μικρότερη από την οριακή για την συγκεκριμένη γεωμετρία (απόσταση πλαισίων 6 μέτρα,  $L/600=10$ mm).
- Η τρίτη απαίτηση ορίζει μεταβολή απόστασης μεταξύ του κέντρου των τροχιών μικρότερη από 10mm. Θεωρώντας τον κοντό πρόβολο απαραμόρφωτο μπορούμε να ισχυριστούμε πως η μετακίνηση του κέντρου της τροχιάς ταυτίζεται με αυτή του κόμβου του υποστυλώματος. Λαμβάνοντας υπ' όψιν την παραπάνω συνθήκη ελέγχουμε τους εκατέρωθεν κόμβους κάθε πλαισίου. Από τους πίνακες 5.9, 5.10 προκύπτουν μεγαλύτερη διαφορική μετατόπιση στο πλαίσιο 3, ίση με  $15,653\text{mm}-14,153\text{mm}=1,5$  mm < 10mm.
- Η τέταρτη απαίτηση (οριακή τιμή κατακόρυφων παραμορφώσεων), ορίζει διαφορά μεταξύ των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δυο δοκών κύλισης που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα  $\Delta h \leq s/600$ . Στην δική μας περίπτωση για  $s=20$ m, η μέγιστη επιτρεπόμενη διαφορά κατακόρυφων παραμορφώσεων είναι 33,33mm. Συνεπώς, η οριακή τιμή διαφοράς κατακόρυφων παραμορφώσεων δυο δοκών κύλισης που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα, όπως αποδείχθηκε και στην παράγραφο 5.2.3, είναι πολύ μεγαλύτερη από την διαφορά που εμφανίζεται στα σημεία έδρασης των δοκών κύλισης.

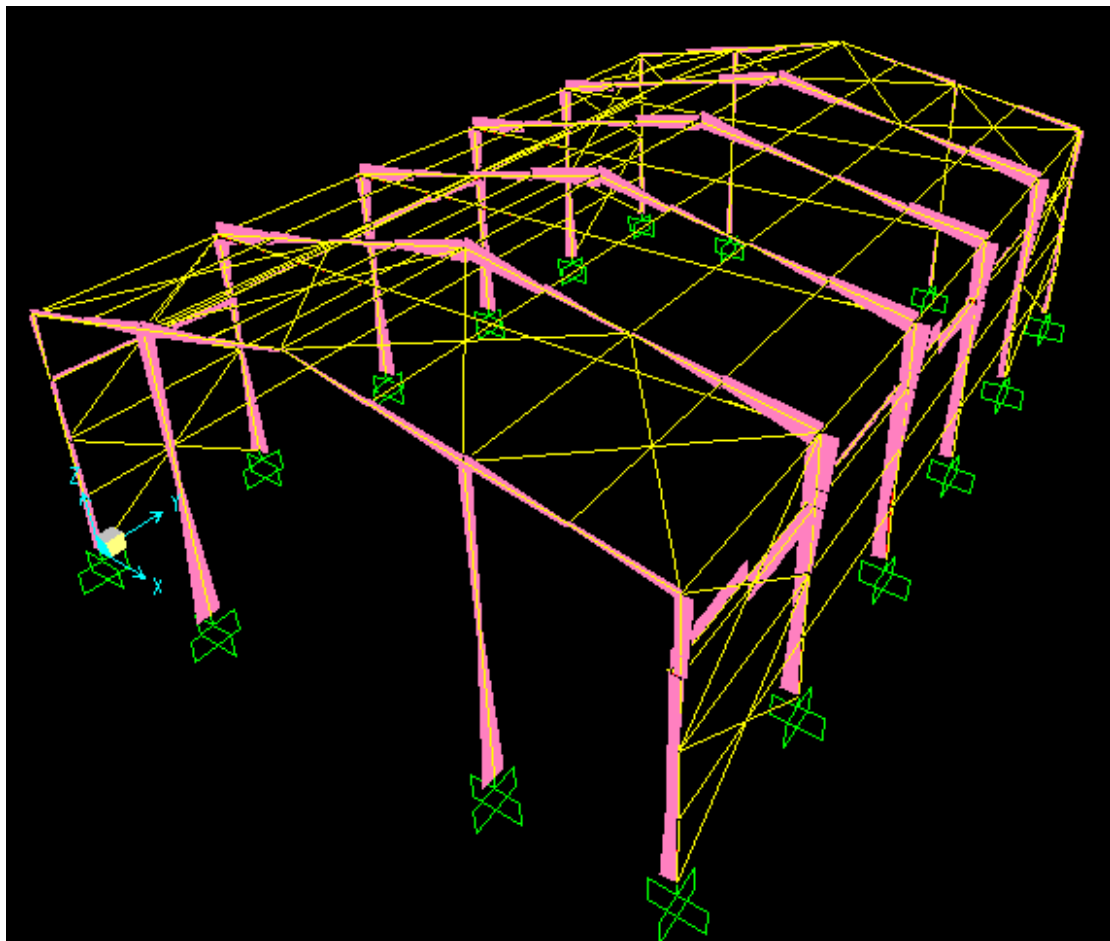
**Β) ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΦΟΡΕΑ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ 101**  
 $1,35 \cdot (\text{Ολικά Μόνιμα}) + 1,5 \cdot (\text{Άνεμος}) + 0,75 \cdot (\text{Χιόνι}) + 1,35 \cdot (\text{Γεραν.}) + 1,5 \cdot (\text{Εργ.})$

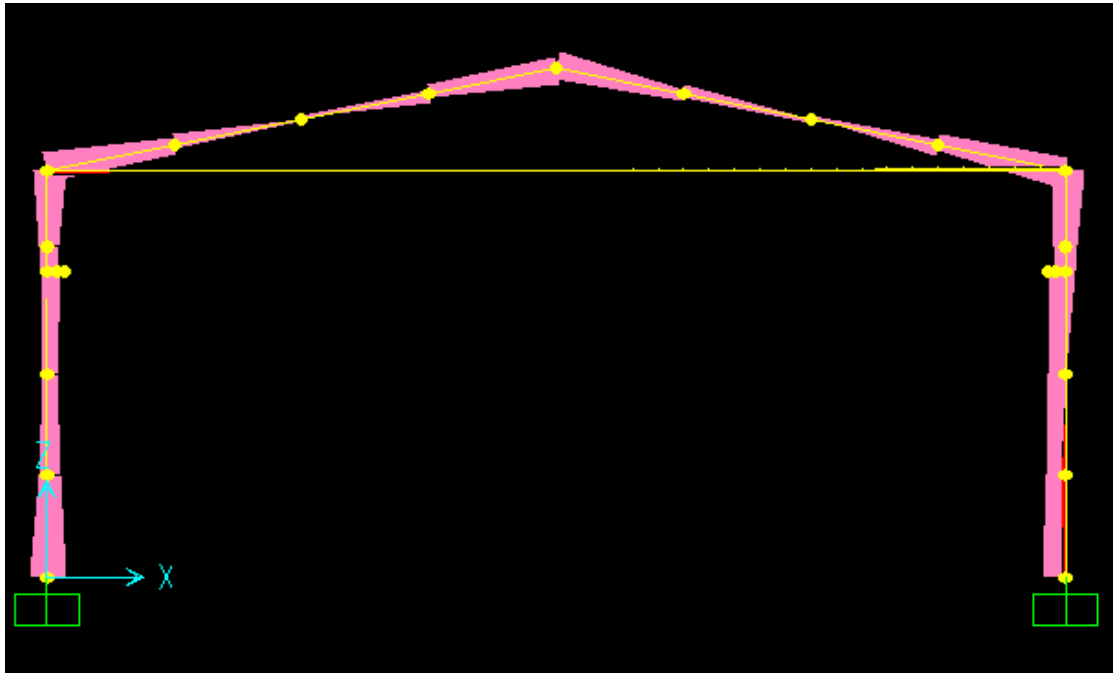
- Διάγραμμα Αξονικών Δυνάμεων





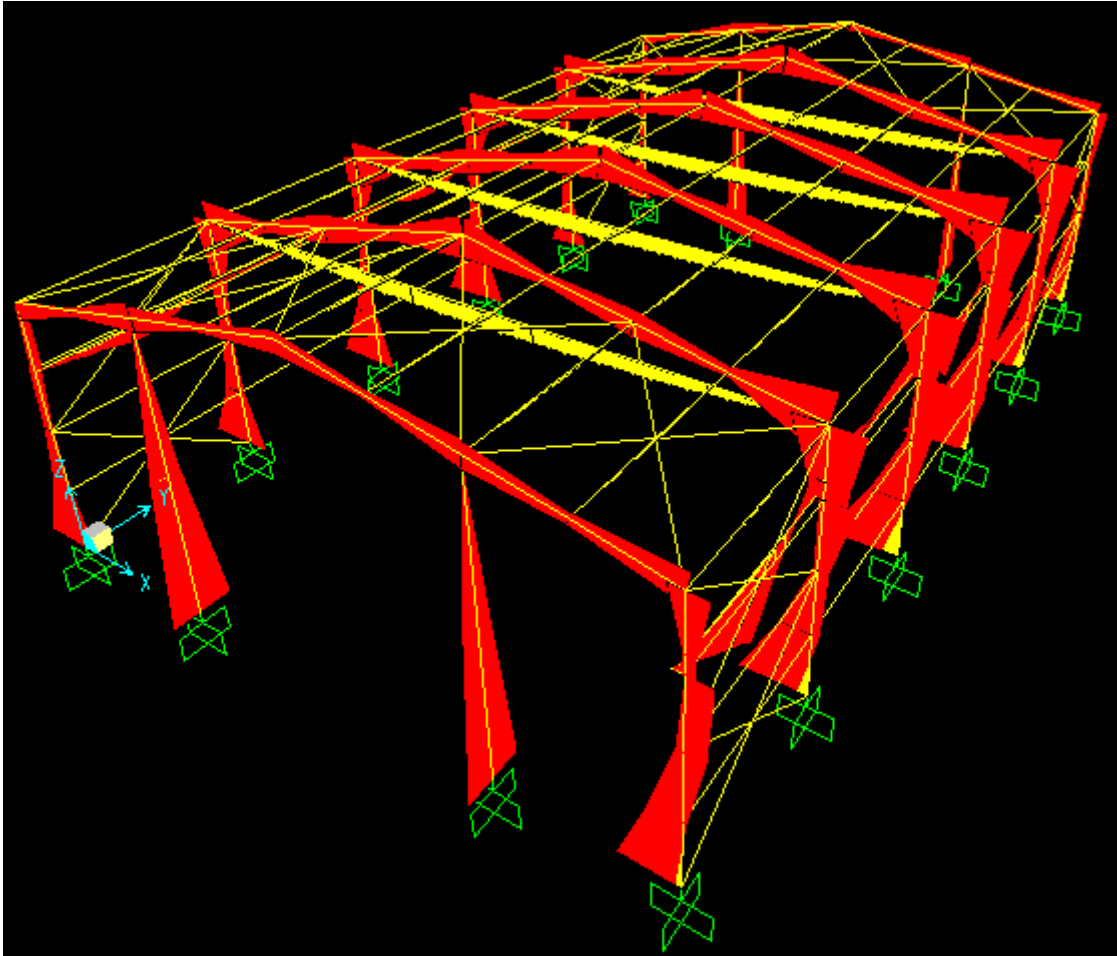
➤ Διάγραμμα Τεμνουσών Δυνάμεων κατά τον ισχυρό άξονα  $V_2$





Από τα παραπάνω διαγράμματα φαίνεται πως ο ελκυστήρας μεταβιβάζει τα αξονικά του φορτία στα στοιχεία του πλαισίου· τα υποστυλώματα και τα ζυγώματα.

- Διάγραμμα Ροπών Κάμψης κατά τον ισχυρό άξονα  
 $M_3$

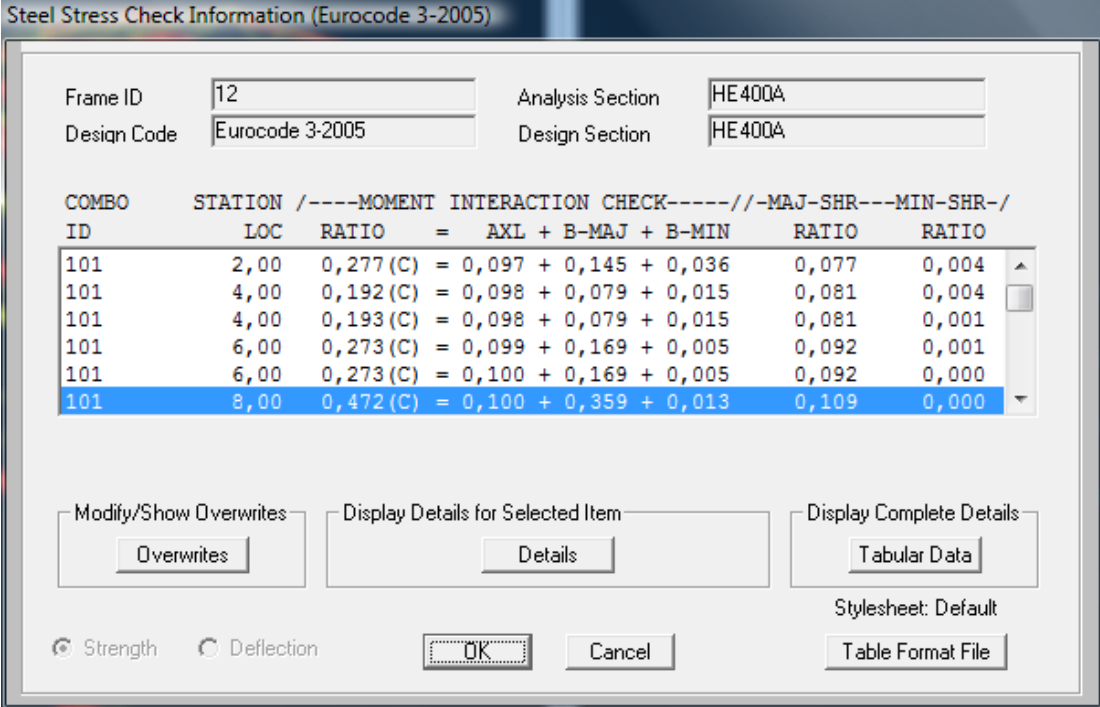


Με την τοποθέτηση του ελκυστήρα παρατηρούμε σχεδόν υποδιπλασιασμό της μέγιστης τιμής της ροπής κάμψης, η οποία στον κόμβο ένωσης υποστυλώματος-ζυγώματος. Η παρουσία του ελκυστήρα λοιπόν οδηγεί σε ανακατανομή της ροπής κάμψης στα στοιχεία του πλαισίου, μειώνοντας σημαντικά τις ακραίες τιμές. Αυτό όπως θα φανεί παρακάτω οδηγεί σε σημαντική μείωση των χρησιμοποιούμενων διατομών.

## Γ) ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΜΕΛΩΝ

### 1) Υποστυλώματα

Παρατήρηση: Από τον έλεγχο στον δυσμενέστερο συνδυασμό της ΟΚΑ ο βαθμός αξιοποίησης της διατομής του υποστυλώματος είναι 0,472 , γεγονός που μας δείχνει πως υπάρχει υπερδιαστασιολόγηση ως προς την ικανοποίηση των ελέγχων διατομών και μελών. Αυτό συμβαίνει, γιατί κρίσιμη για την διαστασιολόγηση είναι τελικά η απαίτηση για μικρές μετακινήσεις.



Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 12      Analysis Section: HE400A  
Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: HE400A

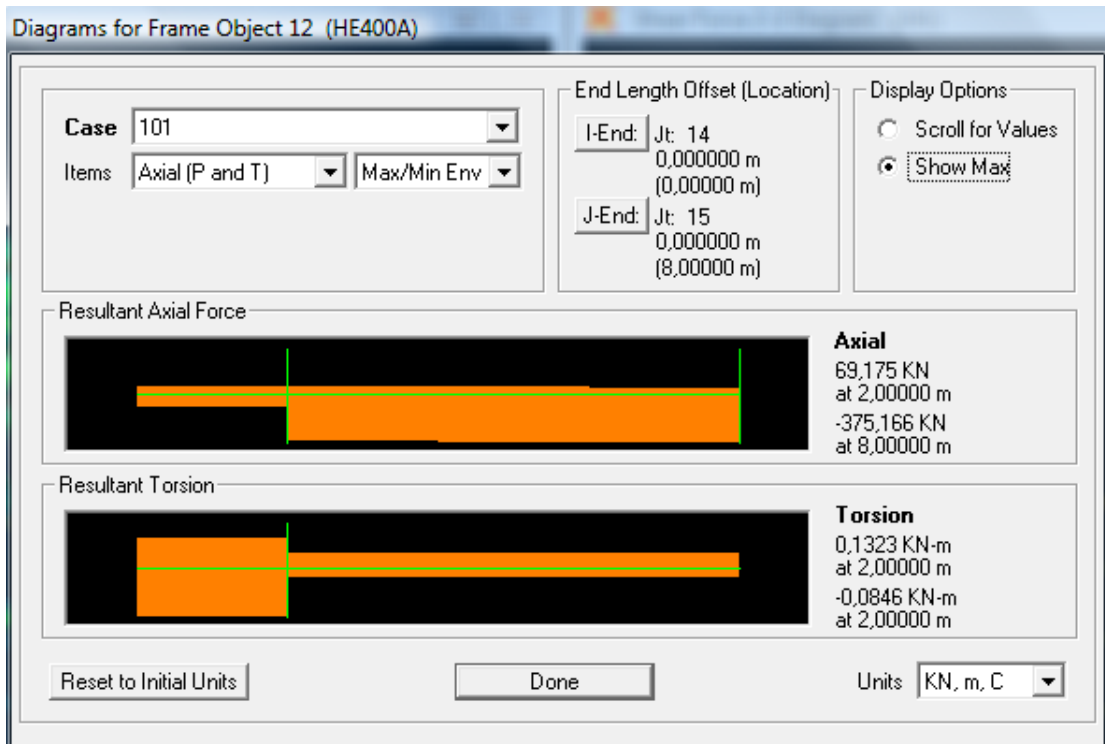
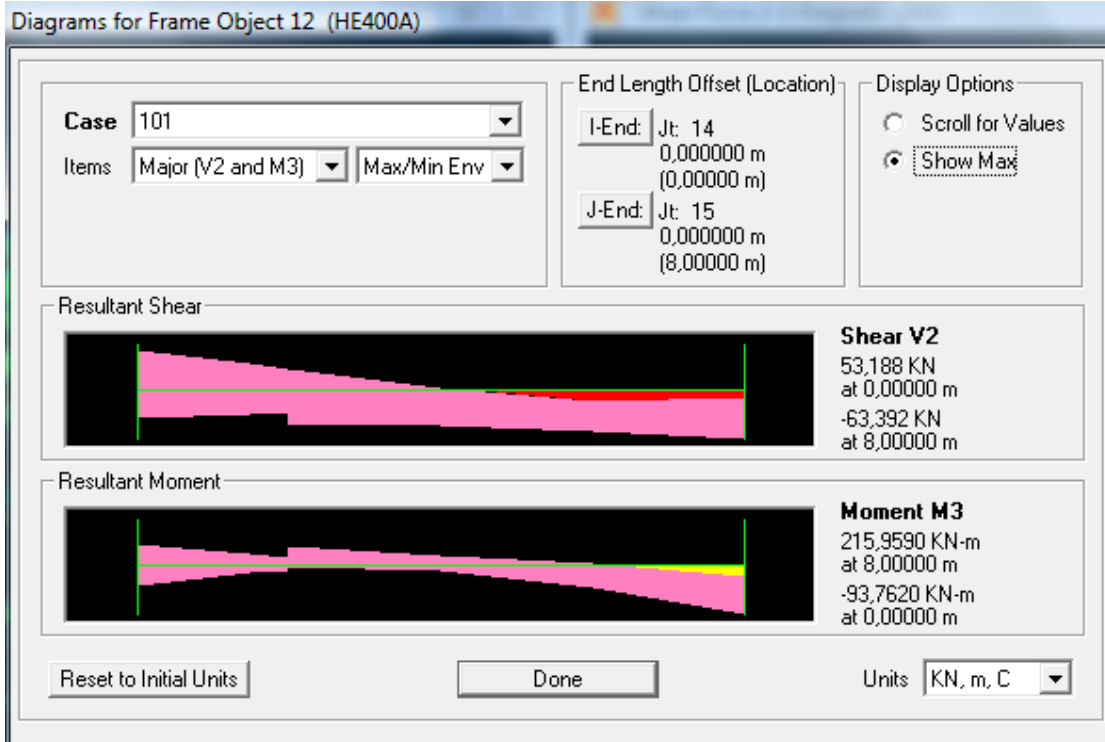
COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
101	2,00	0,277 (C)	= 0,097 + 0,145 + 0,036	0,077	0,004
101	4,00	0,192 (C)	= 0,098 + 0,079 + 0,015	0,081	0,004
101	4,00	0,193 (C)	= 0,098 + 0,079 + 0,015	0,081	0,001
101	6,00	0,273 (C)	= 0,099 + 0,169 + 0,005	0,092	0,001
101	6,00	0,273 (C)	= 0,100 + 0,169 + 0,005	0,092	0,000
101	8,00	0,472 (C)	= 0,100 + 0,359 + 0,013	0,109	0,000

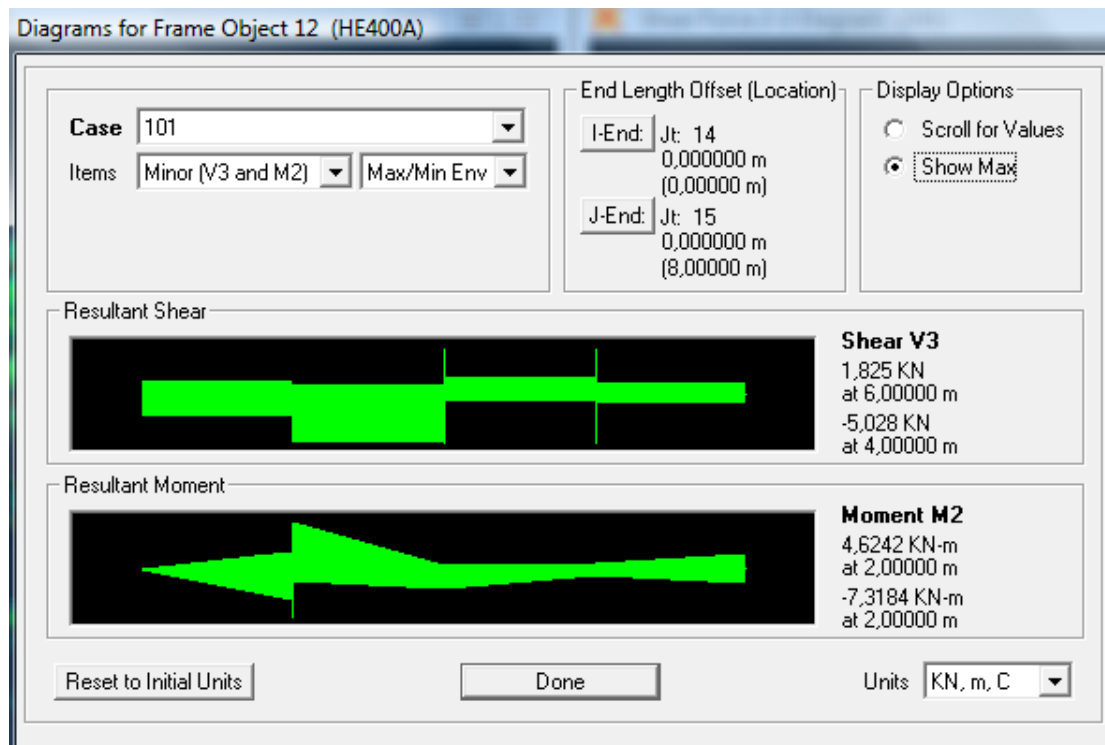
Modify/Show Overwrites:       Display Details for Selected Item:       Display Complete Details:

Strength       Deflection                   Stylesheet: Default



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : 101							
Units : KN, m, C							
Frame	: 12	Design Sect:	HE400A				
X Mid	: 20,000	Design Type:	Column				
Y Mid	: 12,000	Frame Type :	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 4,000	Sect Class :	Class 1				
Length	: 8,000	Major Axis :	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 8,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,016	SMajor	: 0,002	rMajor	: 0,168	AUMajor	: 0,004
IMajor	: 4,507E-04	SMinor	: 5,709E-04	rMinor	: 0,073	AUMinor	: 0,010
IMinor	: 8,564E-05	ZMajor	: 0,003	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 8,730E-04	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
8,000	-375,166	215,959	-2,582	-63,392	1,238	-0,045	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.2)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,472	= 0,100	+ 0,359	+ 0,013	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
Axial	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
	-375,166	3736,500	3307,200	3736,500	3736,500		
MOMENT DESIGN							
Major Moment	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Minor Moment	-2,582	602,070	602,070	602,070			
		205,155	205,155				
Major Moment	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Minor Moment	1,000	0,750	1,018	0,890		1,610	
	1,000	0,250	0,998		0,599		
SHEAR DESIGN							
Major Shear	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Minor Shear	63,392	582,056	0,109	OK	0,000		
	1,238	1288,934	0,001	OK	0,000		





## 2) Ζυγώματα

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 10 | Analysis Section: IPE360  
 Design Code: Eurocode 3-2005 | Design Section: IPE360

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
103	5,10	0,290 (C)	= 0,102 + 0,187 + 0,002	0,019	0,000
103	5,10	0,289 (C)	= 0,100 + 0,187 + 0,002	0,023	0,000
103	7,65	0,205 (C)	= 0,129 + 0,002 + 0,073	0,031	0,000
103	7,65	0,203 (C)	= 0,127 + 0,002 + 0,073	0,062	0,000
103	10,20	0,287 (C)	= 0,098 + 0,189 + 0,000	0,073	0,000
105	0,00	0,688 (T)	= 0,143 + 0,541 + 0,003	0,147	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites | Display Details for Selected Item: Details | Display Complete Details: Tabular Data

Strength  | Deflection  | OK | Cancel | Stylesheet: Default | Table Format File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : 105  
Units : KN, m, C

Frame : 10                      Design Sect: IPE360  
X Mid : 5,000                  Design Type: Brace  
Y Mid : 12,000                Frame Type : Moment Resisting Frame  
Z Mid : 9,000                  Sect Class : Class 1  
Length : 10,198               Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
Loc : 0,000                    RLLF : 1,000

Area : 0,007                    SMajor : 9,039E-04              rMajor : 0,150                  AUMajor: 0,003  
IMajor : 1,627E-04            SMinor : 1,227E-04              rMinor : 0,038                  AUMinor: 0,004  
IMinor : 1,043E-05            ZMajor : 0,001                    E : 210000000,00  
Ixy : 0,000                    ZMinor : 1,910E-04              Fy : 235000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	216,540	108,352	-0,130	-27,478	0,042	7,537E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2.1)	0,688	= 0,143	+ 0,541	+ 0,003	0,950	OK

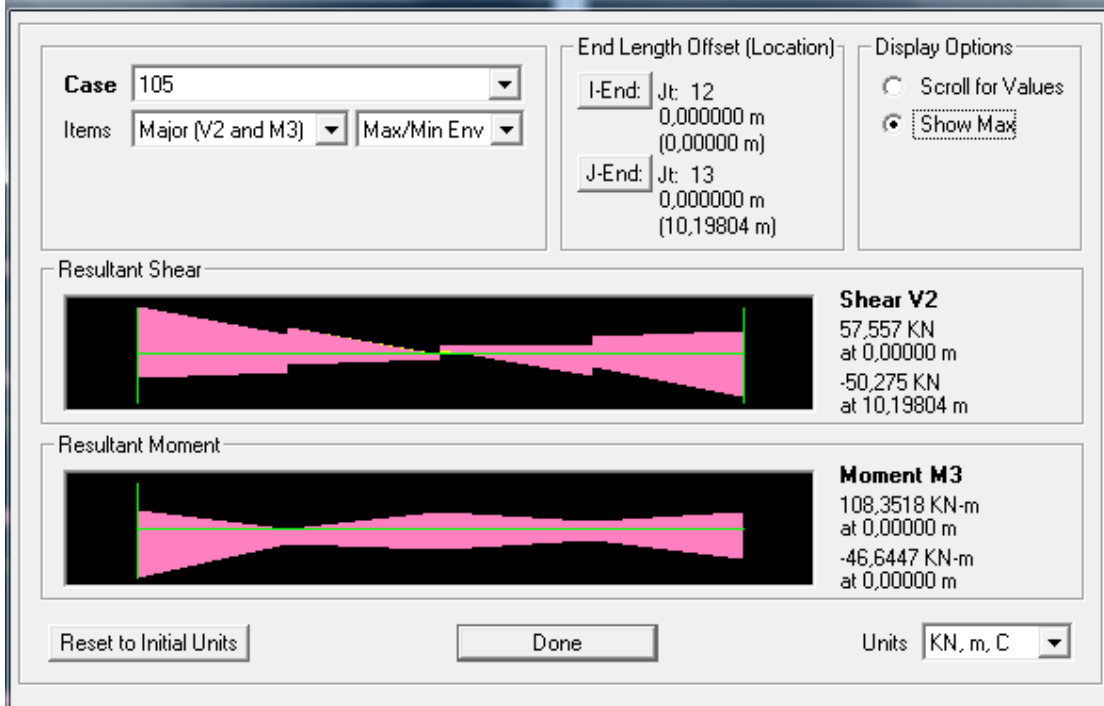
MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	108,352	239,465	239,465	200,096	1,000	1,000	0,913	0,984		1,000
Minor Moment	-0,130	44,885	44,885		1,000	0,250	1,136		0,682	

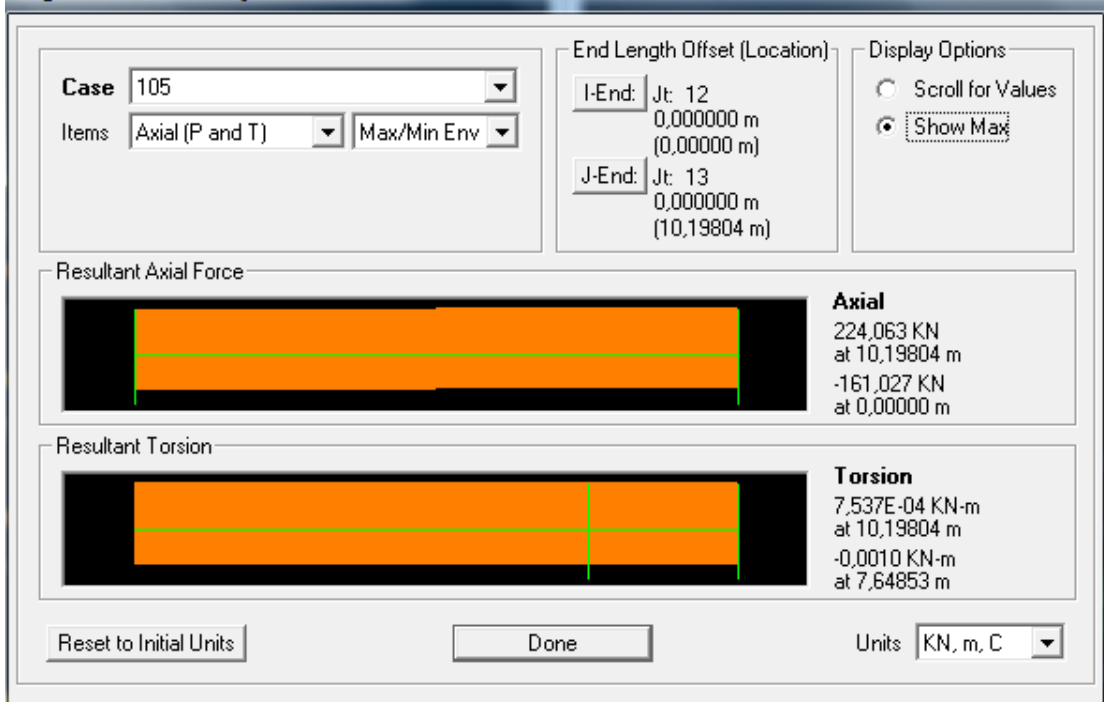
SHEAR DESIGN

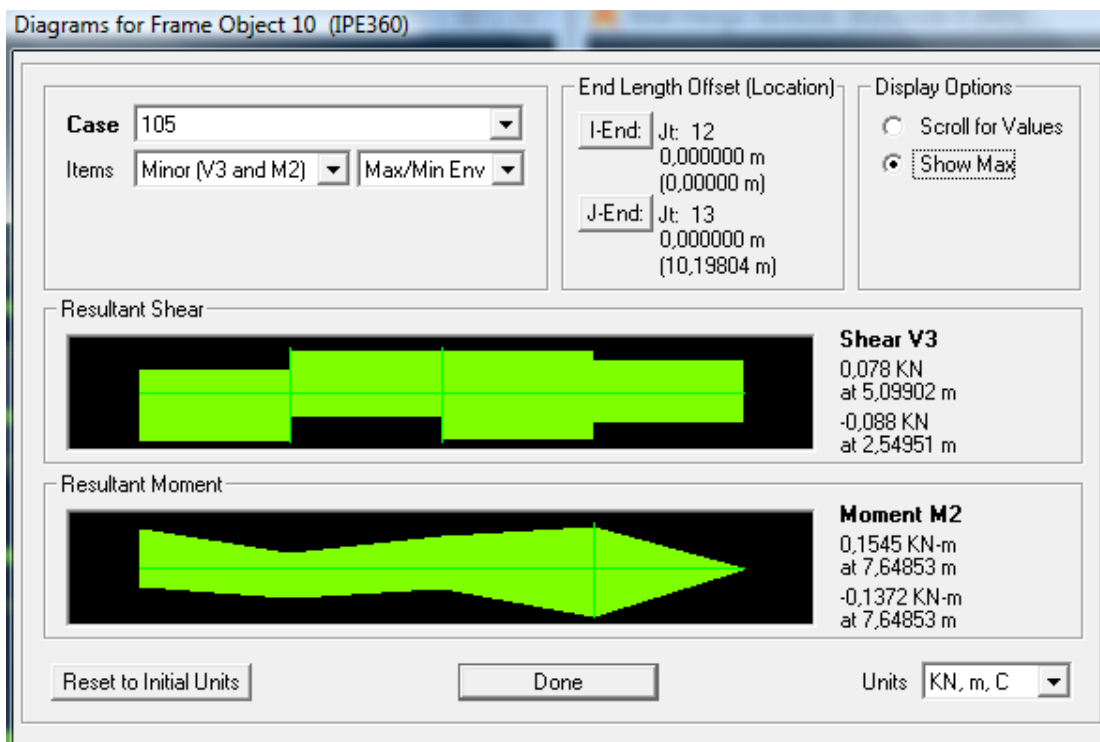
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	57,557	390,751	0,147	OK	0,000
Minor Shear	0,088	488,212	0,000	OK	0,000

Diagrams for Frame Object 10 (IPE360)



Diagrams for Frame Object 10 (IPE360)





### 3) Ελκυστήρας

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : 105							
Units : KN, m, C							
Frame	: 52	Design Sect:	HE280A				
X Mid	: 10,000	Design Type:	Beam				
Y Mid	: 18,000	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 8,000	Sect Class	: Class 3				
Length	: 20,000	Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 10,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,010	SMajor	: 0,001	rMajor	: 0,119	AUMajor	: 0,002
IMajor	: 1,367E-04	SMinor	: 3,402E-04	rMinor	: 0,070	AUMinor	: 0,006
IMinor	: 4,763E-05	ZMajor	: 0,001	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 5,180E-04	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
10,000		-152,057	38,190	0,000	0,000	0,000	-3,040E-04
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation		Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.62)		0,850	= 0,718	+ 0,000	+ 0,132	0,950	OK

MOMENT DESIGN			Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major	Moment		38,190	237,959	237,959	96,388			
Minor	Moment		0,000	79,950	79,950				
			K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major	Moment		1,000	1,000	1,158	0,952			
Minor	Moment		1,000	1,000	1,431		1,431		
SHEAR DESIGN			Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major	Shear		0,000	293,063	0,000	OK	0,000		
Minor	Shear		0,000	823,109	0,000	OK	0,000		

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

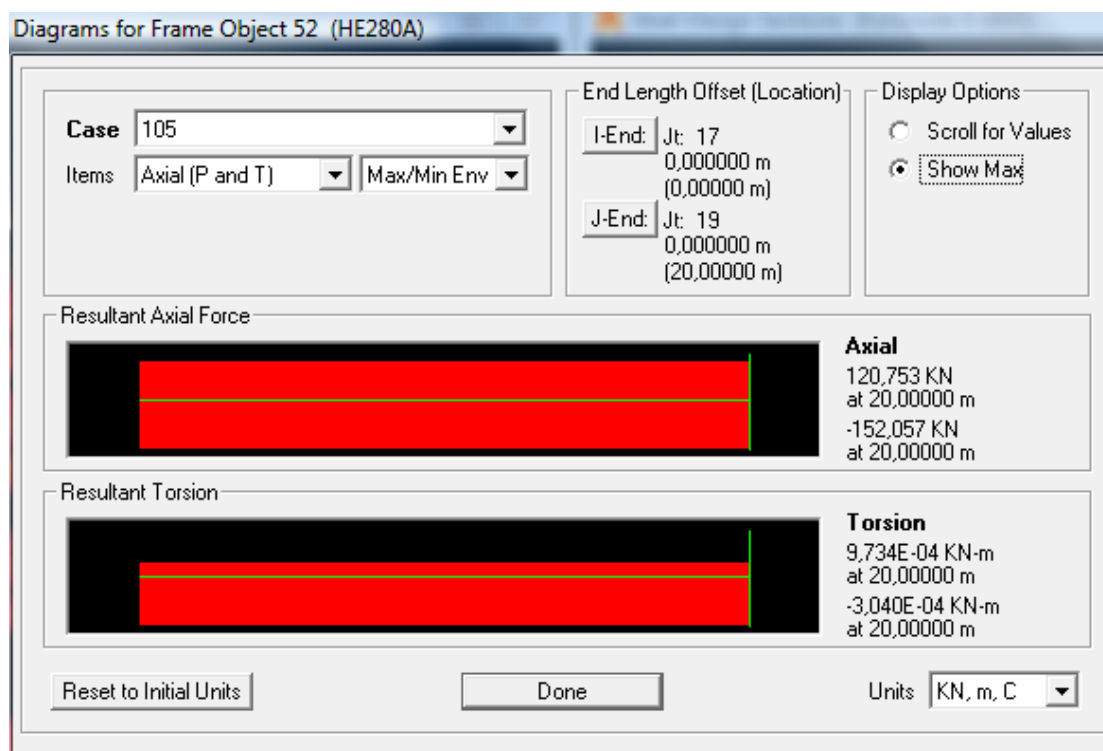
Frame ID: 52      Analysis Section: HE280A  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: HE280A

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	-----// -MAJ-SHR - -MIN-SHR - /	RATIO	RATIO
105	7,50	0,842 (C)	=	0,718 + 0,000 + 0,124		0,007	0,000
105	8,00	0,845 (C)	=	0,718 + 0,000 + 0,127		0,005	0,000
105	8,50	0,847 (C)	=	0,718 + 0,000 + 0,129		0,004	0,000
105	9,00	0,849 (C)	=	0,718 + 0,000 + 0,131		0,003	0,000
105	9,50	0,850 (C)	=	0,718 + 0,000 + 0,132		0,001	0,000
105	10,00	0,850 (C)	=	0,718 + 0,000 + 0,132		0,000	0,000

Modify/Show Overwrites       Display Details for Selected Item       Display Complete Details  
           

Strength       Deflection                 

Stylesheet: Default



Η δυσμενέστερη διατομή του ελκυστήρα βρίσκεται στο μέσο του ανοίγματος, καθώς σε εκείνο το σημείο είναι μέγιστη η επίδραση του ίδιου βάρους του σε συνδυασμό με τη μεγάλη θλιπτική δύναμη. Πρακτικά αυτό αντιμετωπίζεται με την ανάρτηση του ελκυστήρα από τα ζυγώματα (βλ. 5.3.1).

### 5.3.4 Συμπεράσματα

Με την τοποθέτηση ελκυστήρα που ενώνει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων, παρατηρούμε μια καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών στον πλαισιακό φορέα. Αυτή οδηγεί σε μικρότερες μετακινήσεις καθώς η κατασκευή μας γίνεται πιο άκαμπτη και τελικά σε μικρότερες διατομές υποστυλωμάτων.



Επιπρόσθετα υπολογίζουμε το βάρος ανά φάτνωμα πριν και μετά την διαστασιολόγηση που λαμβάνει υπόψη τις οριακές τιμές παραμορφώσεων λόγω παρουσίας της γερανογέφυρας.

$$\text{OKA} : (2 * 68,2\text{kg/m} * 8\text{m} + 2 * 42,2\text{kg/m} * 10,198\text{m} + 76,4 \text{ kg/m} * 20 \text{ m}) / 6\text{m} = 579,99 \text{ kg/m}$$

$$\text{OKA \& OKL} : (2 * 125\text{kg/m} * 8\text{m} + 2 * 57,1\text{kg/m} * 10,198\text{m} + 76,4 \text{ kg/m} * 20 \text{ m}) / 6\text{m} = 782,10 \text{ kg/m}$$

Αντιπαραβάλλοντας, τις λειτουργικές (OKA%OKL) με τις ελάχιστες διατομές (OKA) για κατασκευή με ελκυστήρα (Πίνακας 5.7, 5.8), σημειώνεται αύξηση 25,5%, επιβεβαιώνοντας το συμπέρασμα της παραγράφου 5.2.5. για αύξηση της διατομής υποστυλώματος, ώστε να ικανοποιούνται οι οριακές τιμές οριζόντιων και κατακόρυφων παραμορφώσεων που ισχύουν για κτίρια με γερανογέφυρα.

Συγκρίνοντας τώρα ποσοστιαία την 1<sup>η</sup> (Κύρια λύση) με την 2<sup>η</sup> περίπτωση (χρήση ελκυστήρα) :

- ✓ σε Ο.Κ.Α. διαπιστώνουμε σημαντική αύξηση του χάλυβα σε ποσοστό της τάξεως του 26%
- ✓ σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. παρατηρούμε επίσης περισσότερο υλικό σε ποσοστό που ανέρχεται στα 22,45%

#### **5.4 3<sup>η</sup> Περίπτωση (αρθρωτές εδράσεις)**

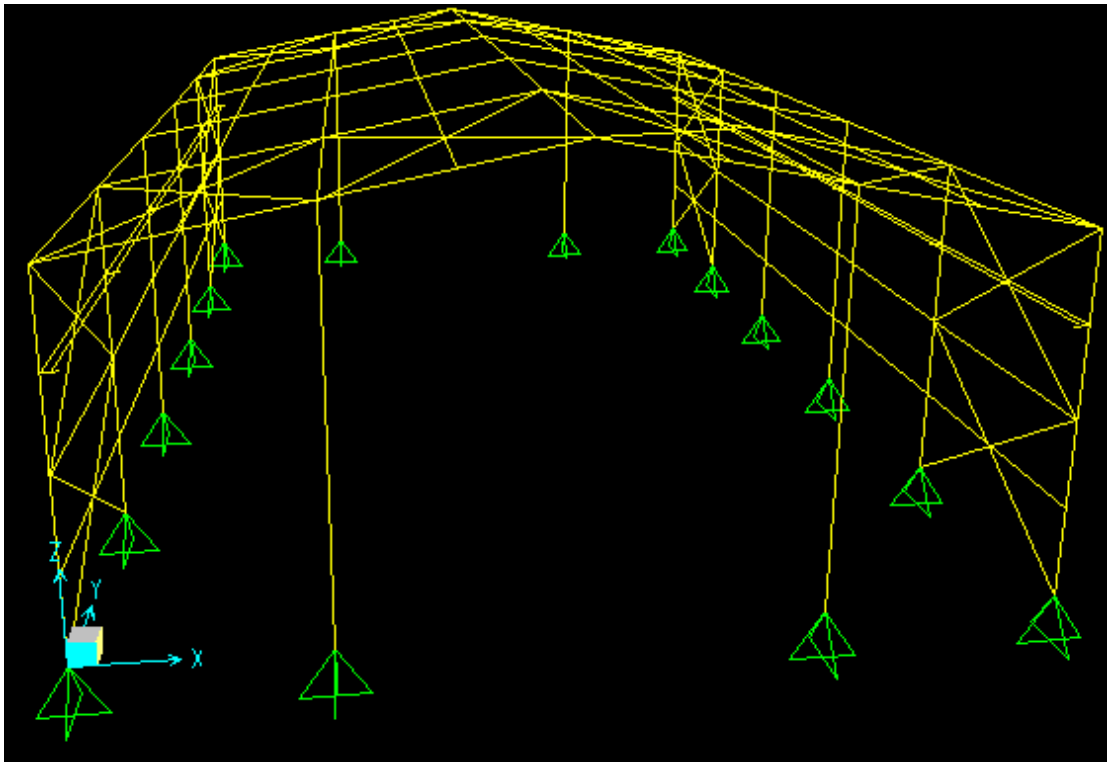
Εξετάζεται η περίπτωση αδυναμίας υλοποίησης πάκτωσης στη θεμελίωση των υποστυλωμάτων, λόγω κακής ποιότητας του υπεδάφους. Στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι σφάλμα να διαστασιολογήσουμε το φορέα μας θεωρώντας πακτώσεις στις εδράσεις των υποστυλωμάτων.

Πακτώσεις επιλέγονται όταν οι παραμορφώσεις πρέπει να μειωθούν, ώστε το κτίριο να ανταποκρίνεται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Στην συγκεκριμένη περίπτωση όπου στο κτίριο λειτουργεί γερανογέφυρα πρέπει να

ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του EC3 για τις οριζόντιες μετατοπίσεις στη στάθμη της δοκού κυλίσεως.

Μια αρθρωτή έδραση πραγματοποιείται με 4, συνήθως, αγκύρια που τοποθετούνται εκατέρωθεν του κορμού, ανάμεσα στα πέλματα και κοντά στο κέντρο βάρους της διατομής.

Προκειμένου να υλοποιηθεί μια αρθρωτή έδραση στο υπό μελέτη μοντέλο, "ελευθερώθηκαν" στο λογισμικό οι στροφές κατά τους άξονες X και Y στους κόμβους έδρασης των υποστυλωμάτων.



#### 5.4.1 Διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ

Παρατίθενται οι διατομές που προέκυψαν από την ανάλυση σε οριακή κατάσταση αστοχίας και ο βαθμός αξιοποίησης της διατομής για τέσσερις συνδυασμούς αστοχίας. Για οικονομία χώρου δεν παρουσιάζονται οι έλεγχοι διατομών και μελών, οι

οποίοι εκτελούνται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο που έγιναν όλα τα προηγούμενα στοιχεία του φορέα, με χρήση του Sap2000.

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΣΤΟΧΙΑ Άνεμος	ΑΣΤΟΧΙΑ Χιόνι	ΑΣΤΟΧΙΑ Γερανογέφ.	ΑΣΤΟΧΙΑ maxE
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA 320	0,918	0,869	0,799	0,364
ΖΥΓΩΜΑ	IPE 450	0,817	0,763	0,748	0,325

**Πίνακας 5.11. Πίνακας Διατομών (ΟΚΑ)**

- ❖ Οι διατομές των υπολοίπων μελών παρέμειναν ίδιες.

Οι μετατοπίσεις που προέκυψαν στη στάθμη κυλίσεως της γερανογέφυρας με τις υπάρχουσες διατομές(Πιν. 5.11) φαίνονται στον Πίνακα 5.12 και για τις 2 παρειές του κτιρίου. Τα αποτελέσματα αφορούν στον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης σε λειτουργικότητα στον οποίο επικρατέστερη μεταβλητή δράση είναι ο πλευρικός άνεμος.

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	M
40	108	Max	0,098007	0,000805	0,000039
40	108	Min	-0,00134	0,001188	0,000484
41	108	Max	0,100971	0,000942	0,000025
41	108	Min	-0,00323	0,001284	-0,00035
44	108	Max	0,10615	0,001042	0,000109
44	108	Min	-0,00513	0,001236	0,000628
45	108	Max	0,107279	0,001204	0,000006
45	108	Min	-0,01156	0,000865	0,000377
50	108	Max	0,07795	0,001179	0,000088
50	108	Min	-0,00644	0,000761	0,000134
51	108	Max	0,073229	0,000888	0,000002
51	108	Min	-0,00359	0,000763	0,000149

53	108	Max	0,096213	0,000976	0,000066
				-	-
53	108	Min	-0,00466	0,001164	0,000174
54	108	Max	0,093247	0,000954	6,753E-06
				-	-
54	108	Min	-0,00814	0,001234	0,000177
55	108	Max	0,088185	0,001075	0,000083
				-	-
55	108	Min	-0,01576	0,001235	0,000277
56	108	Max	0,089554	0,000799	0,000068
				-	-
56	108	Min	-0,02148	0,000919	0,000221
57	108	Max	0,070807	0,00101	0,000064
				-	-
57	108	Min	-0,0121	0,000746	0,000124
58	108	Max	0,071874	0,001027	0,000045
				-	-
58	108	Min	-0,00602	0,000782	0,000071

**Πίνακας 5.12. Μετατοπίσεις υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας**

Παρατηρείται η γιγάντωση των μετατοπίσεων, οι οποίες ξεπερνούν κατά πολλές φορές τις αποδεκτές τιμές, για τη συγκεκριμένη γεωμετρία, σύμφωνα με τον EC3. Συγκεκριμένα στον κόμβο 45 στην προσήνεμη παρειά του κτιρίου, εμφανίζεται η μέγιστη μετατόπιση ίση με 107,3mm. Η μετατόπιση αυτή είναι περίπου 6,5 φορές μεγαλύτερη από την αποδεκτή τιμή (16,25mm), για στάθμη κυλίσεως γερανογέφυρας ύψους 6,5m.

#### **5.4.2 Αύξηση των διατομών - Αποδεκτές τιμές μετατοπίσεων**

Για να επανέλθουμε σε αποδεκτές τιμές μετατοπίσεων, είναι απαραίτητη η αύξηση της ακαμψίας της κατασκευής. Έτσι, αυξήθηκαν σημαντικά οι διατομές των υποστυλωμάτων και των ζυγωμάτων. Οι διατομές που τελικά επιλέχθηκαν παρατίθενται στον Πίνακα 5.13, καθώς και ο λόγος των δράσεων προς την αντοχή του κάθε μέλους για τους διάφορους συνδυασμούς σε ΟΚΑ. Στον Πίνακα 5.14 παρουσιάζονται, για τις νέες διατομές, οι μετατοπίσεις που προέκυψαν στη στάθμη κυλίσεως της γερανογέφυρας και για τις 2 παρειές του κτιρίου. Τα αποτελέσματα

αφορούν στον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης σε λειτουργικότητα στον οποίο επικρατέστερη μεταβλητή δράση είναι ο πλευρικός άνεμος (combination108).

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΣΤΟΧΙΑ Άνεμος	ΑΣΤΟΧΙΑ Χιόνι	ΑΣΤΟΧΙΑ Γερανογέφ.	ΑΣΤΟΧΙΑ MaxE
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM 650	0,238	0,226	0,212	0,165
ΖΥΓΩΜΑ	IPE 750x185	0,295	0,287	0,252	0,204

**Πίνακας 5.13. Πίνακας Διατομών (ΟΚΑ&ΟΚΛ)**

❖ Οι διατομές των υπολοίπων μελών παρέμειναν ίδιες.

#### **A) ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΕΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ**

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	m
40	108	Max	0,011555	0,0008	3,193E-06
40	108	Min	-0,00028	0,000935	0,000172
41	108	Max	0,01268	0,000828	1,467E-06
41	108	Min	-0,00059	0,000918	0,000146
44	108	Max	0,015746	0,000774	0,00002
44	108	Min	0,00011	0,000861	0,000227
45	108	Max	0,016248	0,000916	3,252E-06
45	108	Min	-0,00239	0,000888	0,000142
50	108	Max	0,008139	0,000856	0,000021
50	108	Min	-0,00046	0,000811	0,000073
51	108	Max	0,006958	0,000788	-4,19E-06

51	108	Min	-0,00005	0,000775	-0,00005
53	108	Max	0,011189	0,000899	6,056E-06
53	108	Min	-0,00081	0,000958	0,000067
54	108	Max	0,010644	0,000783	-5,95E-06
54	108	Min	-0,0018	0,000898	0,000087
55	108	Max	0,013021	0,000897	9,968E-06
55	108	Min	-0,00178	0,000882	0,000108
56	108	Max	0,013554	0,000799	5,194E-06
56	108	Min	-0,0041	0,000862	-0,00009
57	108	Max	0,006175	0,000824	0,000013
57	108	Min	-0,00188	0,000825	-0,00007
58	108	Max	0,006604	0,00083	-1,25E-06
58	108	Min	-0,0005	0,000814	0,000032

**Πίνακας 5.14. Μετατοπίσεις υποστυλωμάτων μετά την αύξηση των διατομών.**

- Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3 η μέγιστη επιτρεπόμενη οριζόντια μετακίνηση στη στάθμη εδράσεως γερανογέφυρας είναι  $h/400$ , δηλαδή για στάθμη έδρασης 6,5 μέτρα, πρέπει να περιοριστεί στα 16,25 mm. Η μέγιστη μετακίνηση εμφανίζεται στον κόμβο 45 και έχει τιμή 16,25 mm. Συνεπώς, θεωρείται ότι οριακά ικανοποιείται η πρώτη απαίτηση.
- Η δεύτερη απαίτηση ορίζει διαφορική οριζόντια μετατόπιση προσκείμενων υποστυλωμάτων μικρότερη από  $L/600$ . Από τον πίνακα 5.14 προκύπτει μέγιστη διαφορική οριζόντια μετατόπιση  $16,248-8,139=8,109\text{mm}$  μεταξύ των κόμβων 45 και 50, τιμή μικρότερη από την οριακή για την συγκεκριμένη γεωμετρία (απόσταση πλαισίων 6 μέτρα,  $L/600=10\text{mm}$ ).
- Η τρίτη απαίτηση ορίζει μεταβολή απόστασης μεταξύ του κέντρου των τροχιών μικρότερη από 10mm. Από τον πίνακα 5.14 προκύπτει μεγαλύτερη διαφορική μετατόπιση στο πλαίσιο 4, ίση με  $16,248\text{mm}-13,554\text{mm}=2,694\text{mm}<10\text{mm}$ .

- Η τέταρτη απαίτηση (οριακή τιμή κατακόρυφων παραμορφώσεων), ορίζει διαφορά μεταξύ των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δυο δοκών κύλισης που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα  $\Delta h \leq s/600$ . Στην δική μας περίπτωση για  $s=20m$ , η μέγιστη επιτρεπόμενη διαφορά κατακόρυφων παραμορφώσεων είναι 33,33mm. Συνεπώς, η οριακή τιμή διαφοράς κατακόρυφων παραμορφώσεων δυο δοκών κύλισης που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα, όπως αποδείχθηκε και στην παράγραφο 5.2.3, είναι πολύ μεγαλύτερη από την διαφορά που εμφανίζεται στα σημεία έδρασης των δοκών κύλισης.

## B) ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΜΕΛΩΝ

### 1)Υποστυλώματα

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK									
Combo	: 101								
Units	: KN, m, C								
Frame	: 12			Design Sect:	HE650M				
X Mid	: 20,000			Design Type:	Column				
Y Mid	: 12,000			Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 4,000			Sect Class	: Class 1				
Length	: 8,000			Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 2,000			RLLF	: 1,000				
Area	: 0,037		SMajor	: 0,008		rMajor	: 0,274	AUMajor	: 0,014
IMajor	: 0,003		SMinor	: 0,001		rMinor	: 0,071	AUMinor	: 0,020
IMinor	: 1,898E-04		ZMajor	: 0,010		E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000		ZMinor	: 0,002		Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	P	M33	M22	U2	U3	T			
2,000	-383,311	-390,335	-9,979	-63,936	-7,431	0,000			
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO									
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check			
(6.2)	0,238	= 0,044	+ 0,172	+ 0,022	0,950	OK			

AXIAL FORCE DESIGN			Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial			-383,311	8789,000	7779,200	8789,000	8789,000	
MOMENT DESIGN			Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment			-390,335	2269,395	2269,395	2269,395		
Minor Moment			-9,979	454,960	454,960			
			K	L	k	kzy	kyz	
Major Moment			Factor 1,000	Factor 0,750	Factor 1,001	Factor 0,899		C1 Factor 1,206
Minor Moment			1,000	0,250	1,000		0,600	
SHEAR DESIGN			Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear			63,936	1903,281	0,034	OK	0,000	
Minor Shear			7,431	2758,772	0,003	OK	0,000	

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 12      Analysis Section: HE650M  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: HE650M

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	----//MAJ-SHR	---MIN-SHR--/ RATIO
101	0,00	0,198 (C)	= 0,013 + 0,185 + 0,000	0,034	0,001
101	1,50	0,185 (C)	= 0,014 + 0,160 + 0,011	0,027	0,001
101	1,50	0,185 (C)	= 0,014 + 0,160 + 0,011	0,027	0,001
101	2,00	0,180 (C)	= 0,014 + 0,151 + 0,015	0,026	0,001
101	2,00	0,238 (C)	= 0,044 + 0,172 + 0,022	0,034	0,003
101	4,00	0,176 (C)	= 0,045 + 0,121 + 0,011	0,032	0,003

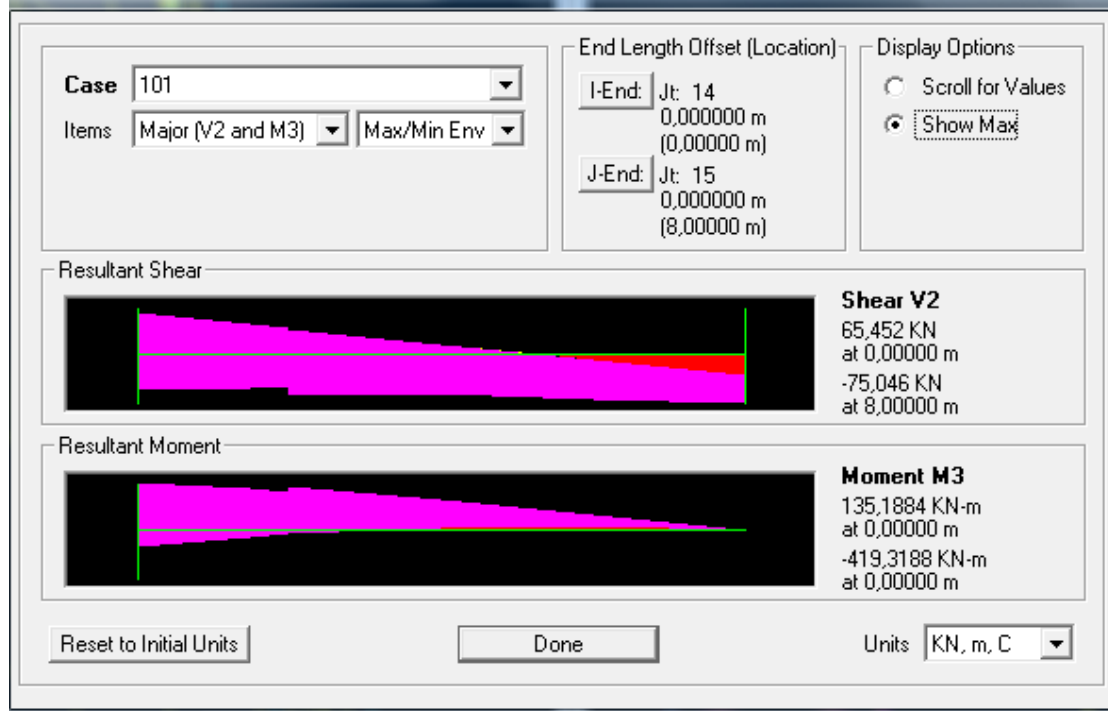
Modify/Show Overwrites       Display Details for Selected Item       Display Complete Details  
           

Strength       Deflection                 

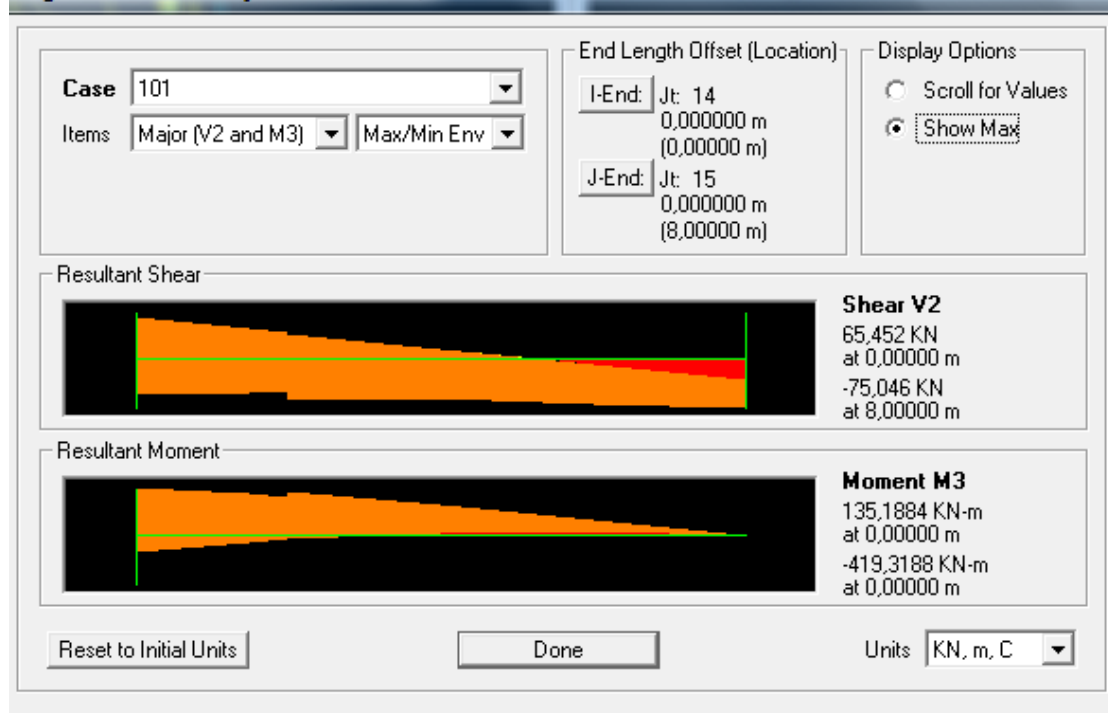
Stylesheet: Default

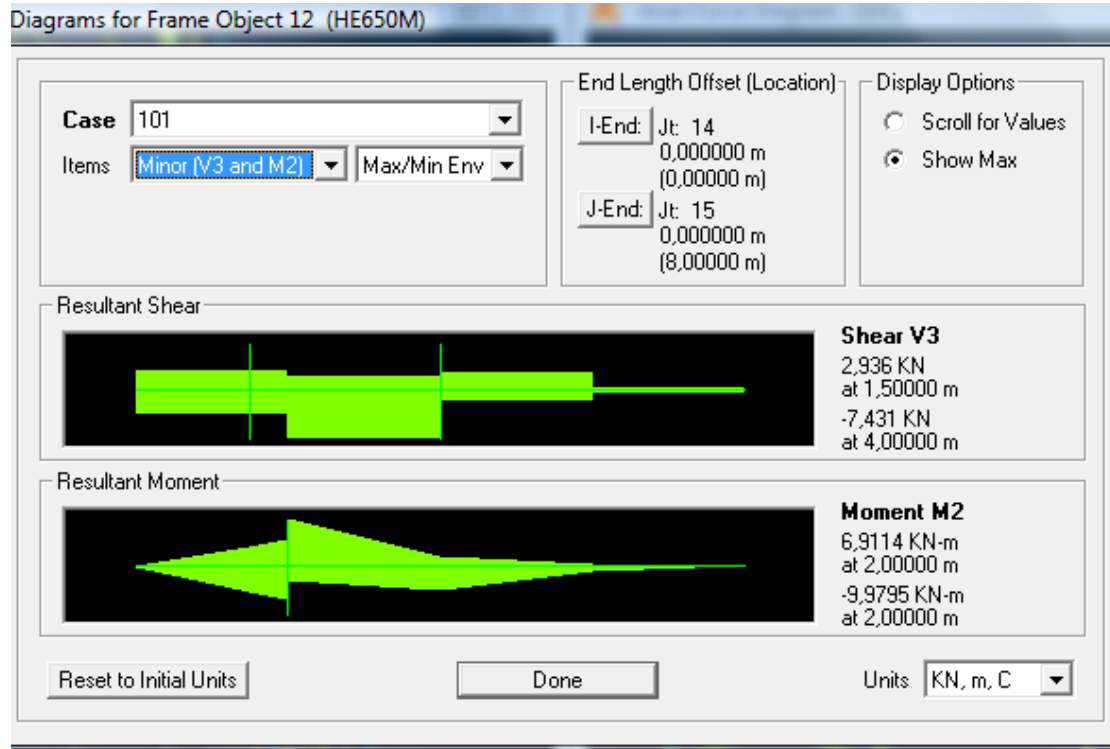


Diagrams for Frame Object 12 (HE650M)



Diagrams for Frame Object 12 (HE650M)





## 2) Ζυγώματα

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : 101  
 Units : KN, m, C

Frame : 15 Design Sect: IPE750X185  
 X Mid : 15,000 Design Type: Brace  
 Y Mid : 18,000 Frame Type : Moment Resisting Frame  
 Z Mid : 9,000 Sect Class : Class 1  
 Length : 10,198 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3  
 Loc : 10,198 RLLF : 1,000

Area : 0,024 SMajor : 0,006 rMajor : 0,307 AUMajor: 0,011  
 IMajor : 0,002 SMinor : 5,625E-04 rMinor : 0,056 AUMinor: 0,011  
 IMinor : 7,510E-05 ZMajor : 0,007 E : 210000000,00  
 Ixy : 0,000 ZMinor : 8,840E-04 Fy : 235000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
10,198	73,822	-432,194	-1,047	-58,888	-0,188	0,008

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2.1)	0,295	= 0,015	+ 0,275	+ 0,005	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN		Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial		73,822	4949,414	4988,800	5350,237	4949,414
MOMENT DESIGN		Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
Major Moment		-432,194	1572,385	1572,385	1572,385	
Minor Moment		-1,047	207,740	207,740		
		K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor
Major Moment		1,000	1,000	0,630	0,999	
Minor Moment		1,000	0,250	1,005		0,603
SHEAR DESIGN		Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear		93,265	1548,540	0,060	OK	0,000
Minor Shear		0,499	1424,883	0,000	OK	0,000
						C1 Factor
						1,299

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 15      Analysis Section: IPE750x185  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: IPE750x185

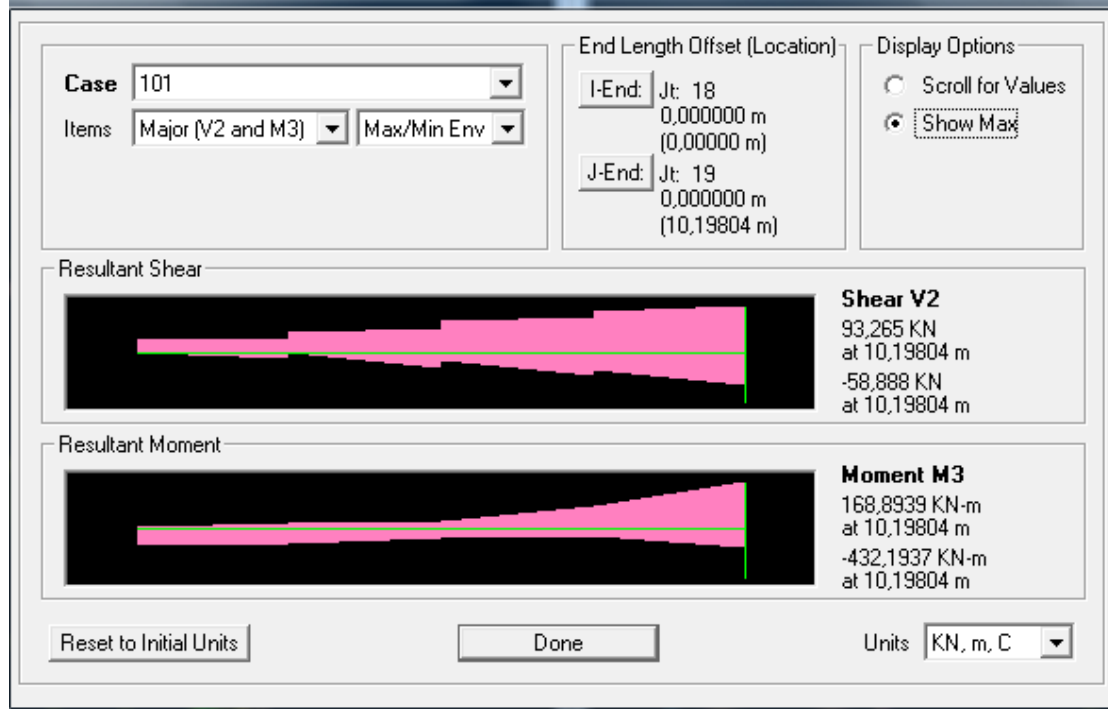
COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION =	CHECK-----//	-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	RATIO
101	2,55	0,105 (T)	= 0,017 + 0,083 + 0,005		0,027	0,000
101	5,10	0,073 (T)	= 0,017 + 0,054 + 0,002		0,032	0,000
101	5,10	0,072 (T)	= 0,016 + 0,054 + 0,002		0,040	0,000
101	7,65	0,152 (T)	= 0,016 + 0,135 + 0,002		0,045	0,000
101	7,65	0,152 (T)	= 0,015 + 0,135 + 0,002		0,054	0,000
101	10,20	0,295 (T)	= 0,015 + 0,275 + 0,005		0,060	0,000

Modify/Show Overwrites       Display Details for Selected Item       Display Complete Details  
           

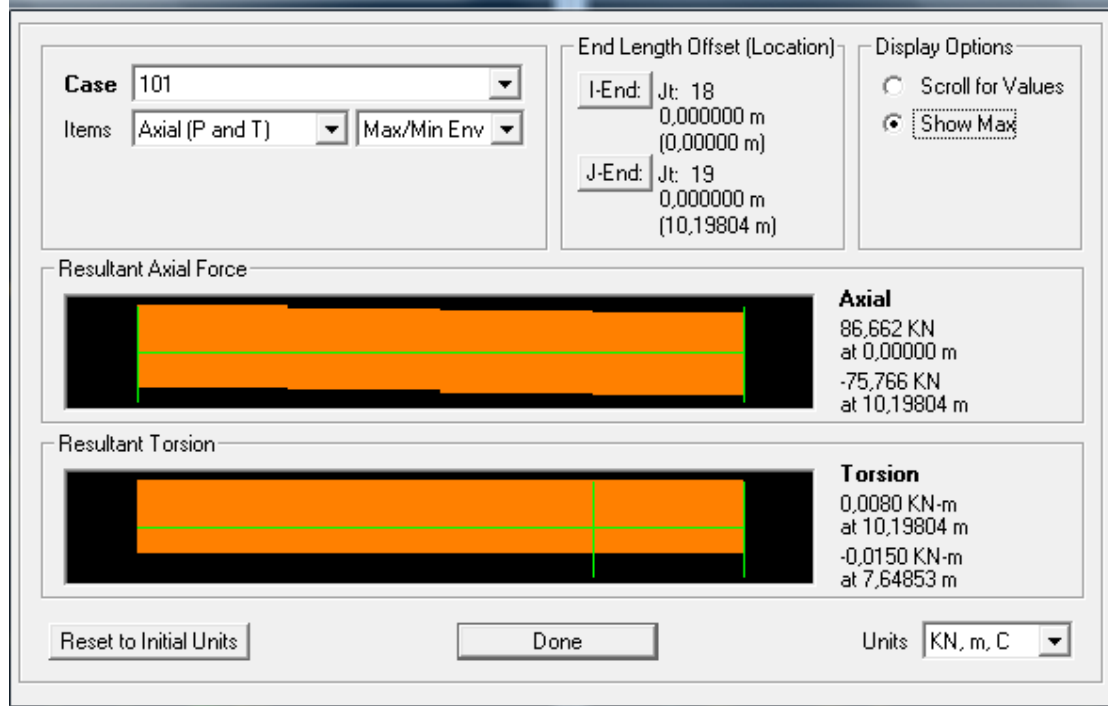
Strength       Deflection                 

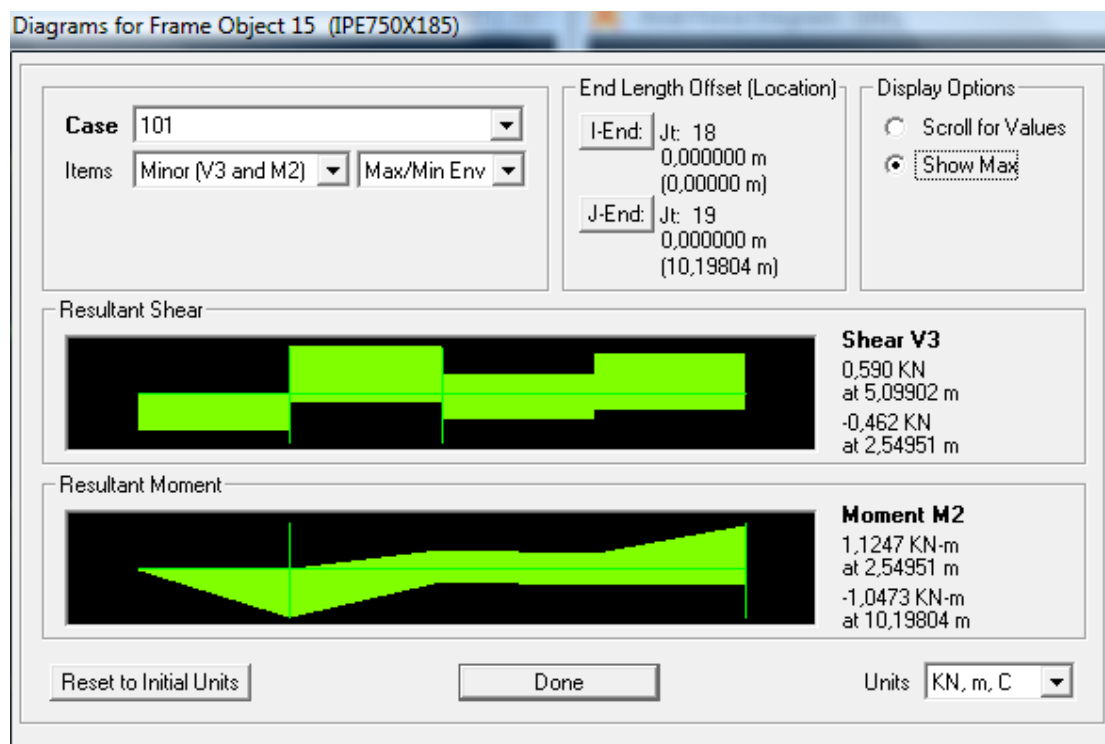
Stylesheet: Default

Diagrams for Frame Object 15 (IPE750X185)



Diagrams for Frame Object 15 (IPE750X185)





### 5.4.3 Συμπεράσματα

Παρατηρούμε ότι με ραγδαία αύξηση των διατομών υποστυλωμάτων και των ζυγωμάτων, οι μετατοπίσεις περιορίζονται στα αποδεκτά όρια που υποδεικνύονται από τον κανονισμό. Παρόλα αυτά ο βαθμός αξιοποίησης των διατομών είναι πολύ μειωμένος, γεγονός που μας οδηγεί σε σπατάλη υλικού και υπερβολική αύξηση του βάρους της κατασκευής. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι η πρόταση για μόρφωση πακτώσεων σε κτίρια που λειτουργούν γερανογέφυρες είναι επιβεβλημένη, εκτός και αν τέτοια μορφή έδρασης είναι αδύνατον ή εξαιρετικά δαπανηρό να υλοποιηθεί.

Για να αποδείξουμε παραστατικά τα παραπάνω, το βάρος/φάτνωμα είναι για:

$$\text{OKA} : (2 \cdot 97,6 \text{ kg/m} \cdot 8 \text{ m} + 2 \cdot 77,6 \text{ kg/m} \cdot 10,198 \text{ m}) / 6 \text{ m} = 524,054 \text{ kg/m}$$

$$\text{OKA \& OKL} : (2 \cdot 293 \text{ kg/m} \cdot 8 \text{ m} + 2 \cdot 185 \text{ kg/m} \cdot 10,198 \text{ m}) / 6 \text{ m} = 1410,21 \text{ kg/m}$$

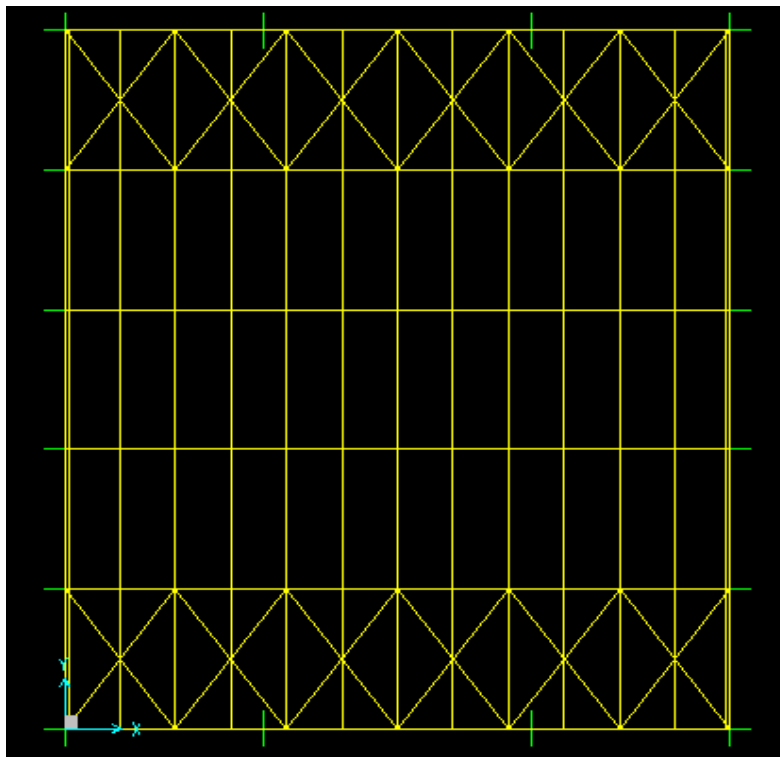
Επομένως για να ικανοποιήσουμε τις απαιτήσεις λειτουργικότητας λόγω παρουσίας της γερανογέφυρας πρέπει να χρησιμοποιήσουμε σχεδόν τριπλάσιο υλικό!

## 5.5 4<sup>η</sup> Περίπτωση

Για λόγους γενίκευσης και αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων της μελέτης που πραγματοποιήθηκε στο παραπάνω τυπικό μονώροφο μεταλλικό κτίριο, εξετάστηκε και η συμπεριφορά ενός δεύτερου όμοιας γεωμετρίας, αλλά διαφορετικών διαστάσεων. Σκοπός της παραλλαγής αυτής ήταν να αποδειχθεί ότι οι περιορισμοί λειτουργικότητας παραμένουν κρίσιμοι όσον αφορά στη διαστασιολόγηση ενός τυπικού μονώροφου με γερανογέφυρα, ανεξαρτήτως τις διαστάσεις του και τις απαιτήσεις της γερανογέφυρας.

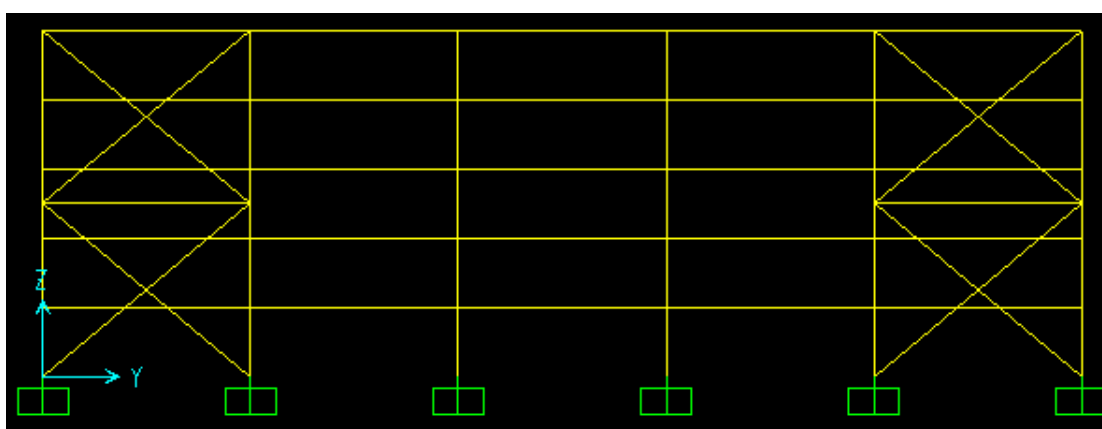
### 5.5.1. Γεωμετρία- Διαστάσεις

Η γεωμετρία του κτιρίου όπως αναφέραμε είναι παρόμοια με την 1<sup>η</sup> περίπτωση (Σχήμα 5.6). Αποτελείται από έξι διαδοχικά ισαπέχοντα ισοκλινή πλαίσια και έχει συνολικό μήκος 30 μέτρα. Το άνοιγμα των πλαισίων εδώ είναι 25 μέτρα. Στο πρώτο και στο τελευταίο καθώς και στα κατά μήκος ακραία φαντώματα του κτιρίου διατάσσονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Οι κεφαλές των υποστυλωμάτων ενώνονται με κεφαλοδοκό. Κατά μήκος του κτιρίου και στην στάθμη της οροφής του διατάσσονται τεγίδες ανά 2,08 μέτρα.



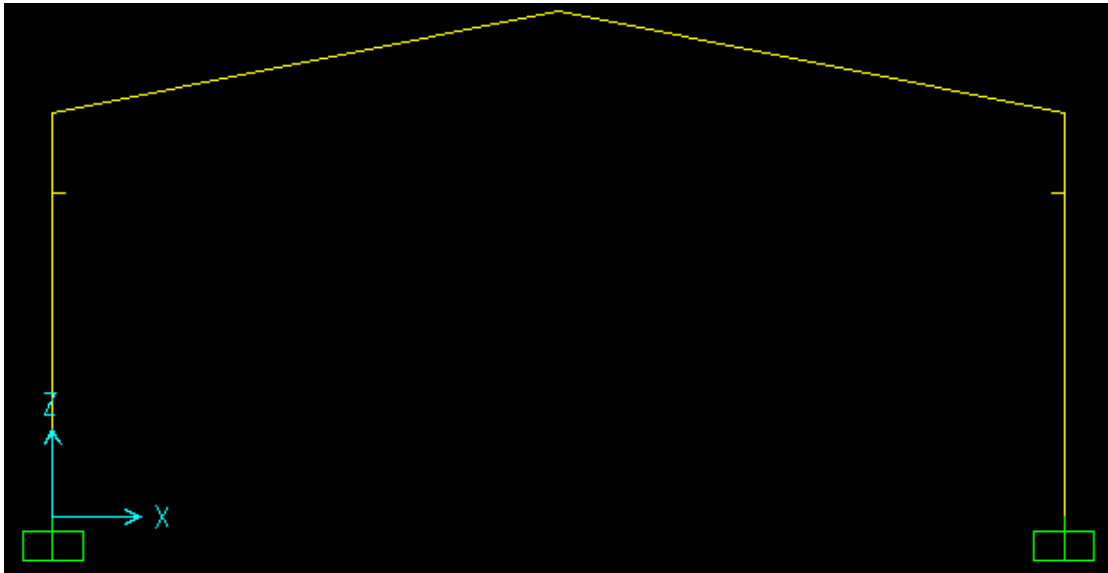
**Σχήμα 5.6. Κάτοψη (25x30 μέτρα)**

Στην πλάγια όψη του κτιρίου φαίνονται τα υποστυλώματα, τα οποία έχουν ύψος 10 μέτρα. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατάσσονται στο πρώτο και στο τελευταίο φάτνωμα της κατασκευής όπως φαίνονται στο Σχήμα 5.7. Στην πλάγια όψη παρουσιάζονται επίσης οι μηκίδες της κατασκευής μας που τοποθετούνται ανά 2 μέτρα.



**Σχήμα 5.7. Πλάγια όψη (25 μέτρα)**

Στην μετωπική όψη του κτιρίου (Σχήμα 5.8) φαίνονται οι κοντοί πρόβολοι στους οποίους εδράζεται η δοκός κύλισης. Ο άξονας της διατομής τους βρίσκεται σε ύψος 8 μέτρων και το μήκος τους είναι 0,35 μέτρα, ενώ οι τροχοί της γερανογέφυρας ακουμπούν στην τροχιά της δοκού κύλισης διατομής ΗΕΜ 280 σε στάθμη 6,5 μέτρων. Η κλίση των ζυγωμάτων είναι 20% περίπου  $11,31^\circ$  μοίρες.



Σχήμα 5.8 Μετωπική Όψη

### 5.5.2 Διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ

Οι βέλτιστες διατομές που προέκυψαν για τα μέλη της κατασκευής, που ικανοποιούν τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 5.15). Υπενθυμίζεται ότι οι έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν με τη βοήθεια του λογισμικού SAP2000.



ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΣΤΟΧΙΑ Άνεμος	ΑΣΤΟΧΙΑ Χιόνι	ΑΣΤΟΧΙΑ Γερανογέφ.	ΑΣΤΟΧΙΑ maxE
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA 400	0.929	0.871	0.704	0.452
ΜΕΤΩΠΙΚΟΣ ΣΤ.	HEA 300	0.958	0.694	0.636	0.278
ΖΥΓΩΜΑ	IPE 450	0.850	0.898	0.665	0.436
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ Σ.Δ.	TUBO 90x90x10	0.859	0.961	0.819	0.524
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ Σ.Δ.	□ 90x90x7.1	1.021	0.806	0.768	0.549

Πίνακας 5.15. Διατομές και Βαθμός Αξιοποίησης της διατομής

- ❖ Οι διατομές της μηκίδας, τεγίδας και κεφαλοδοκού παρέμειναν ίδιες.

## A) ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΑΙ ΜΕΛΩΝ

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των ελέγχων και διατομών και των μελών (check of steel) που πραγματοποιήθηκαν με το SAP2000 σύμφωνα με τον EC3.

### 1) Υποστυλώματα

Στους ελέγχους των υποστυλωμάτων δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης ήταν η αστοχία με πλευρικό άνεμο, όπου η επικρατέστερη μεταβλητή δράση είναι ο πλευρικός άνεμος και οι λοιπές μεταβλητές δράσεις υπολογίζονται απομειωμένες.

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION =	CHECK-----// AXL + B-MAJ + B-MIN	---MAJ-SHR--- RATIO	---MIN-SHR-/ RATIO
101	2,00	0,620 (C)	=	0,077 + 0,466 + 0,077	0,179	0,006
101	4,00	0,267 (C)	=	0,078 + 0,152 + 0,037	0,181	0,006
101	4,00	0,268 (C)	=	0,079 + 0,152 + 0,037	0,181	0,002
101	6,00	0,437 (C)	=	0,079 + 0,351 + 0,006	0,201	0,002
101	6,00	0,438 (C)	=	0,080 + 0,351 + 0,006	0,201	0,001
101	8,00	0,929 (C)	=	0,081 + 0,828 + 0,021	0,221	0,001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
8,000	-214,993	244,902	-2,073	-73,804	1,079	-0,012	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.2)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0,929	= 0,081	+ 0,828	+ 0,021	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
Axial	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
	-214,993	2655,500	2350,400	2655,500	2655,500		
MOMENT DESIGN							
Major Moment	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
	244,902	295,938	295,938	295,938			
Minor Moment							
	-2,073	98,857	98,857				
Major Moment	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
	1,000	0,750	1,024	0,998		1,341	
Minor Moment							
	1,000	0,250	1,014		1,014		
SHEAR DESIGN							
Major Shear	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
	73,804	334,445	0,221	OK	0,000		
Minor Shear							
	1,079	949,741	0,001	OK	0,000		

## 2) Μετωπικοί στύλοι

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 231      Analysis Section: HE 300A  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: HE 300A

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK-----	MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
101	0,00	0,958 (C) = 0,039 + 0,663 + 0,256	0,207	0,005
101	5,75	0,379 (C) = 0,134 + 0,022 + 0,222	0,043	0,005
101	11,50	0,353 (C) = 0,034 + 0,000 + 0,318	0,122	0,005
102	0,00	0,644 (C) = 0,047 + 0,397 + 0,200	0,124	0,004
102	5,75	0,317 (C) = 0,161 + 0,023 + 0,133	0,025	0,004
102	11,50	0,325 (C) = 0,151 + 0,173 + 0,000	0,074	0,004

Modify/Show Overwrites       Display Details for Selected Item       Display Complete Details  
           

Strength       Deflection                 

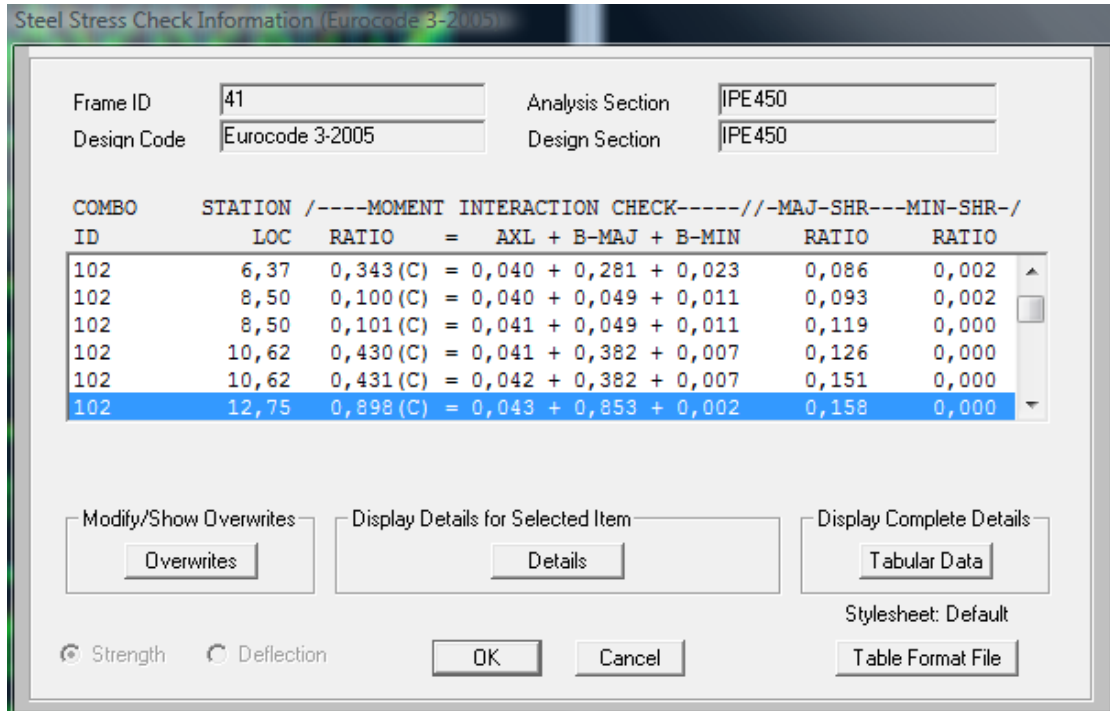
Stylesheet: Default

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK			
Combo	: 101		
Units	: KN, m, C		
Frame	: 231	Design Sect:	HE300A
X Mid	: 17,500	Design Type:	Column
Y Mid	: 30,000	Frame Type:	Moment Resisting Frame
Z Mid	: 5,750	Sect Class:	Class 3
Length	: 11,500	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc	: 0,000	RLLF	: 1,000
Area	: 0,011	SMajor	: 0,001
IMajor	: 1,826E-04	SMinor	: 4,207E-04
IMinor	: 6,310E-05	ZMajor	: 0,001
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 6,410E-04
		rMajor	: 0,127
		rMinor	: 0,075
		E	: 210000000,00
		Fy	: 235000,000
		AUMajor	: 0,002
		AUMinor	: 0,007

AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-104,534	726,397	2350,400	2655,500	726,397	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	163,669	295,938	295,938	246,984		
Minor Moment	-25,286	98,857	98,857			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,614	0,979		1,878
Minor Moment	1,000	1,000	0,780		0,780	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	69,393	334,445	0,207	OK	0,000	
Minor Shear	4,935	949,741	0,005	OK	0,000	

### 3) Ζυγώματα

Στους έλεγχους των ζυγωμάτων δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης είναι η αστοχία με χιόνι, όπου κύρια μεταβλητή δράση είναι το χιόνι και οι λοιπές μεταβλητές δράσεις υπολογίζονται με μειωτικό συντελεστή.



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo	: 102						
Units	: KN, m, C						
Frame	: 41						
X Mid	: 18,750						
Y Mid	: 18,000						
Z Mid	: 11,250						
Length	: 12,748						
Loc	: 12,748						
Design Sect	: IPE450						
Design Type	: Brace						
Frame Type	: Moment Resisting Frame						
Sect Class	: Class 1						
Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
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	: 21000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 2,760E-04	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
12,748	-98,882	-341,271	-0,137	-7,964	-0,162	-0,019	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.2)	0,898	= 0,043	+ 0,853	+ 0,002	0,950	OK	

AXIAL FORCE DESIGN						
		Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial		-98,882	2321,800	2055,040	2321,800	2321,800
MOMENT DESIGN						
		Med Moment	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb,Rd Capacity	
Major Moment		-341,271	399,970	399,970	399,970	
Minor Moment		-0,137	64,860	64,860		
		K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kzy Factor
Major Moment		1,000	1,000	0,557	0,997	
Minor Moment		1,000	0,167	1,021		0,613
SHEAR DESIGN						
		Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear		90,885	573,915	0,158	OK	0,000
Minor Shear		0,162	627,281	0,000	OK	0,000

#### 4) Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 188      Analysis Section: TUB090x90x7.1  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: TUB090x90x7.1

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	-----//	-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	RATIO
101	0,00	0,905 (C)	=	0,905 + 0,000 + 0,000		0,004	0,000
101	3,91	1,021 (C)	=	0,898 + 0,000 + 0,123		0,000	0,000
101	7,81	0,890 (C)	=	0,890 + 0,000 + 0,000		0,004	0,000
102	0,00	0,647 (C)	=	0,647 + 0,000 + 0,000		0,004	0,000
102	3,91	0,748 (C)	=	0,640 + 0,000 + 0,109		0,000	0,000
102	7,81	0,632 (C)	=	0,632 + 0,000 + 0,000		0,004	0,000

Strength       Deflection                 

Stylesheet: Default

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK			
Combo	: 101		
Units	: KN, m, C		
Frame	: 188	Design Sect:	TUB090X90X7.1
X Mid	: 0,000	Design Type:	Brace
Y Mid	: 3,000	Frame Type	: Moment Resisting Frame
Z Mid	: 2,500	Sect Class	: Class 1
Length	: 7,810	Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc	: 3,905	RLLF	: 1,000
Area	: 0,002	SMajor	: 6,036E-05
IMajor	: 2,716E-06	SMinor	: 6,036E-05
IMinor	: 2,716E-06	ZMajor	: 7,337E-05
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 7,337E-05
		rMajor	: 0,034
		rMinor	: 0,034
		E	: 210000000,00
		Fy	: 235000,000
		AUMajor	: 0,001
		AUMinor	: 0,001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
3,905	-75,787	1,461	0,000	0,000	0,000	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	1,021	= 0,898	+ 0,000	+ 0,123	0,950	Overstress	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-75,787	84,434	489,632	84,434	84,434		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	1,461	17,242	17,242	17,242			
Minor Moment	0,000	17,242	17,242				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1,000	1,000	1,718	0,880		1,000	
Minor Moment	1,000	1,000	1,718		1,031		
SHEAR DESIGN							
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	0,000	173,396	0,000	OK	0,000		
Minor Shear	0,000	173,396	0,000	OK	0,000		

## 5)Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 153      Analysis Section: TUB090X90X10  
 Design Code: Eurocode 3-2005      Design Section: TUB090X90X10

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK----	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
101	0,00	0,701 (C) = 0,701 + 0,000 + 0,000	0,005	0,000
101	3,68	0,835 (C) = 0,702 + 0,000 + 0,133	0,000	0,000
101	7,35	0,703 (C) = 0,703 + 0,000 + 0,000	0,005	0,000
102	0,00	0,803 (C) = 0,803 + 0,000 + 0,000	0,005	0,000
102	3,68	0,944 (C) = 0,804 + 0,000 + 0,140	0,000	0,000
102	7,35	0,805 (C) = 0,805 + 0,000 + 0,000	0,005	0,000

Modify/Show Overwrites       Display Details for Selected Item       Display Complete Details  
           

Strength       Deflection                 

Stylesheet: Default

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo	: 102						
Units	: KN, m, C						
Frame	: 153						
X Mid	: 18,750						
Y Mid	: 27,000						
Z Mid	: 11,250						
Length	: 7,352						
Loc	: 3,676						
Design Sect	: TUB090X90X10						
Design Type	: Brace						
Frame Type	: Moment Resisting Frame						
Sect Class	: Class 1						
Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
RLLF	: 1,000						
Area	: 0,003	SMajor	: 7,704E-05	rMajor	: 0,033	AUMajor	: 0,002
IMajor	: 3,467E-06	SMinor	: 7,704E-05	rMinor	: 0,033	AUMinor	: 0,002
IMinor	: 3,467E-06	ZMajor	: 9,650E-05	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 9,650E-05	Fy	: 235000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
3,676	-97,483	2,277	0,000	0,000	0,000	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.61)	0,944	= 0,804	+ 0,000	+ 0,140	0,950	OK	

AXIAL FORCE DESIGN						
		Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd
		Force	Capacity	Capacity	Major	Minor
Axial		-97,483	121,243	665,600	121,243	121,243
MOMENT DESIGN						
		Med	Mc,Rd	Mu,Rd	Mb,Rd	
		Moment	Capacity	Capacity	Capacity	
Major Moment		2,277	22,678	22,678	22,678	
Minor Moment		0,000	22,678	22,678		
		K	L	k	kzy	kzy
		Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment		1,000	1,000	1,643	0,893	
Minor Moment		1,000	1,000	1,643		0,986
SHEAR DESIGN						
		Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major Shear		0,000	244,219	0,000	OK	0,000
Minor Shear		0,000	244,219	0,000	OK	0,000

### Γ) ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΤΗ ΣΤΑΘΜΗ ΕΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ

Στον παρακάτω πίνακα (Πίνακα 5.16) φαίνονται οι μέγιστες και ελάχιστες μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας (8,5m). Τα επιτρεπτά όρια μετακινήσεων σε αυτό το σημείο, καθώς και τα όρια της σχετικής μετακίνησης διαδοχικών υποστυλωμάτων και υποστυλωμάτων του ίδιου πλαισίου παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 3. Τα αποτελέσματα προκύπτουν με χρήση του λογισμικού Sap2000 (βλέπε κεφάλαιο 4). Οι μετατοπίσεις υπολογίστηκαν για φορτία λειτουργίας με επικρατέστερη μεταβλητή δράση στον πλευρικό άνεμο.

Παρατηρούμε πως η μέγιστη μετακίνηση παρουσιάζεται στον κόμβο 9 και έχει τιμή 43,802mm. Όπως παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3 η μέγιστη επιτρεπόμενη οριζόντια μετατόπιση πλαισίου στη στάθμη στήριξης της γερανογέφυρας είναι  $h/400$ , δηλαδή για στάθμη στήριξης 8,5 μέτρα, πρέπει να περιοριστεί στα 21,25mm. Καταλήγουμε στο συμπέρασμα πως για διαστασιολόγηση σε ΟΚΑ, οι μετατοπίσεις που εμφανίζονται είναι περίπου διπλάσιες από τις επιτρεπόμενες.



TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	m
1	108	Max	0,015012	0,000916	0,000034
1	108	Min	-0,00206	0,001943	0,000201
2	108	Max	0,00987	0,000889	0,000017
2	108	Min	-0,00725	0,002191	0,000191
3	108	Max	0,010153	0,000976	0,000119
3	108	Min	-0,02308	0,002185	0,000434
4	108	Max	0,010995	0,00121	0,000116
4	108	Min	-0,02619	0,001656	-0,000036
5	108	Max	0,011188	0,001228	0,000072
5	108	Min	-0,00879	0,001502	0,000235
6	108	Max	0,015656	0,001111	-8,09E-06
6	108	Min	-0,00352	-0,0016	0,000132
7	108	Max	0,017846	0,000916	0,000034
7	108	Min	0,00056	0,001754	0,000213
8	108	Max	0,024117	0,000889	0,000012
8	108	Min	0,000364	0,002019	0,000177
9	108	Max	0,043802	0,000976	0,000119
9	108	Min	-0,01015	0,001753	0,000878
10	108	Max	0,04378	0,00121	0,000116
10	108	Min	-0,01607	0,001519	0,000546
11	108	Max	0,0233	0,001228	0,000088
11	108	Min	-0,0053	-0,00139	-0,000022
12	108	Max	0,018275	0,001111	0,000026
12	108	Min	-0,00101	0,001419	0,000165

Πίνακας 5.16. Μετατοπίσεις Υποστυλωμάτων στην Στάθμη Έδρασης της Γερανογέφυρας

### 5.5.3 Διαστασιολόγηση ικανοποιούμενων των οριακών παραμορφώσεων

Με χρήση του λογισμικού Sap2000 έγινε διαστασιολόγηση των μελών του κτιρίου και προέκυψαν οι βέλτιστες διατομές που ικανοποιούν τις οριακές τιμές παραμορφώσεων για κτίρια που υποστηρίζουν γερανογέφυρες, όπως αυτές παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 3. Στον Πίνακα 5.17 φαίνονται οι διατομές υποστυλωμάτων και ζυγμάτων που προέκυψαν. Αναλυτικά αποτελέσματα του Sap2000 από τους ελέγχους διατομών και μελών παραλείπονται μιας και έχουμε αναφερθεί εκτενώς στις προηγούμενες περιπτώσεις.

ΜΕΛΟΣ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΑΣΤΟΧΙΑ Άνεμος	ΑΣΤΟΧΙΑ Χιόνι	ΑΣΤΟΧΙΑ Γερανογέφ.	ΑΣΤΟΧΙΑ maxE
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA 650	0.472	0.449	0.362	0.283
ΖΥΓΩΜΑ	IPE 450	0.899	0.978	0.639	0.412

**Πίνακας 5.17. Διατομές**

- ❖ Οι διατομές των υπολοίπων μελών παρέμειναν ίδιες.

Είναι φανερό ότι με την χρήση αυτών των διατομών έχουμε υπερδιαστασιολογήσει το φορέα. Σκοπός είναι να επιτύχουμε σημαντική μείωση των μετατοπίσεων στη στάθμη της γερανογέφυρας, ώστε να ικανοποιούνται οι περιορισμοί λειτουργικότητας.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι μετακινήσεις των υποστυλωμάτων στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας (Πίνακες 5.18,5.19). Ελέγχονται οι τρεις οριακές τιμές των οριζόντιων παραμορφώσεων (Κεφάλαιο 3 – EC3/ Μέρος 6) και μια κατακόρυφων.

Αναμένουμε σημαντική μείωση των μετατοπίσεων – τουλάχιστον 50% - για να ικανοποιούνται οι περιορισμοί λειτουργικότητας που υπαγορεύονται για κτίρια που φέρουν γερανογέφυρα. Για να καταστεί δυνατό αυτό, αυξήθηκε η διατομή του υποστυλώματος από HEA 320 σε HEA 500, που συνεπάγεται σε αύξηση του βάρους της κατασκευής μας.

<b>TABLE: Joint Displacements</b>					
<b>Joint</b>	<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>U3</b>
Text	Text	Text	m	m	m
1	108	Max	0,00426	0,000856	7,869E-06
2	108	Max	0,06314	0,000857	-
3	108	Max	0,012147	0,000901	0,000068
4	108	Max	0,012069	0,001008	0,000066
5	108	Max	0,005584	0,001019	0,000045
6	108	Max	0,003541	0,00096	-9,53E-06

**Πίνακας 5.19. Μετακινήσεις Ανατολικών Υποστυλωμάτων**

<b>TABLE: Joint Displacements</b>					
<b>Joint</b>	<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>U3</b>
Text	Text	Text	m	m	m
7	108	Max	0,00742	0,000856	7,869E-06
8	108	Max	0,010265	0,000857	9,11E-06
9	108	Max	0,020486	0,000901	0,000068
10	108	Max	0,020312	0,001008	0,000066
11	108	Max	0,010787	0,001019	0,000056
12	108	Max	0,007622	0,00096	-

**Πίνακας 5.19. Μετακινήσεις Δυτικών Υποστυλωμάτων**

- Όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 3 η μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση είναι  $h/400$ , δηλαδή για στάθμη έδρασης 8,5 μέτρα, πρέπει να περιοριστεί στα 21,25 mm. Η μέγιστη μετακίνηση εμφανίζεται στον κόμβο 9 και έχει τιμή 20,486 mm. Συνεπώς, θεωρείται ότι οριακά ικανοποιείται η πρώτη απαίτηση.
- Η δεύτερη απαίτηση ορίζει διαφορική οριζόντια μετατόπιση προσκείμενων υποστυλωμάτων μικρότερη από  $L/600$ . Από τους πίνακες 5.18 και 5.19 προκύπτει μέγιστη διαφορική οριζόντια μετατόπιση  $20,312-10,787=9,525$  mm μεταξύ των κόμβων 10 και 11, τιμή μικρότερη από την οριακή για την συγκεκριμένη γεωμετρία (απόσταση πλαισίων 6 μέτρα,  $L/600=10$ mm).
- Η τρίτη απαίτηση ορίζει μεταβολή απόστασης μεταξύ του κέντρου των τροχιών μικρότερη από 10mm. Θεωρώντας τον κοντό πρόβολο απαραμόρφωτο μπορούμε να ισχυριστούμε πως η μετακίνηση του κέντρου της τροχιάς ταυτίζεται με αυτή του κόμβου του υποστυλώματος. Λαμβάνοντας υπ' όψιν την παραπάνω συνθήκη ελέγχουμε τους εκατέρωθεν κόμβους κάθε πλαισίου. Από τους πίνακες 5.18, 5.19 προκύπτουν μεγαλύτερη διαφορική μετατόπιση στο πλαίσιο 3, ίση με  $20,486\text{mm}-12,147\text{mm}=8,339$  mm < 10mm.
- Η τέταρτη απαίτηση (οριακή τιμή κατακόρυφων παραμορφώσεων), ορίζει διαφορά μεταξύ των κατακόρυφων παραμορφώσεων των δυο δοκών κύλισης που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα  $\Delta h \leq s/600$ . Στην δική μας περίπτωση για  $s=25$ m, η μέγιστη επιτρεπόμενη διαφορά κατακόρυφων παραμορφώσεων είναι 41,67mm. Συνεπώς, η οριακή τιμή διαφοράς κατακόρυφων παραμορφώσεων δυο δοκών κύλισης που αντιστοιχούν σε δεδομένη γερανογέφυρα, όπως αποδείχθηκε και στην παράγραφο 5.2.3, είναι πολύ μεγαλύτερη από την διαφορά που εμφανίζεται στα σημεία έδρασης των δοκών κύλισης.

#### 5.5.4 Συμπεράσματα

Αποδεικνύεται έτσι, μέσω αυτής της απλής γενίκευσης της μελέτης, ότι η διαστασιολόγηση ενός τυπικού μεταλλικού κτιρίου που φέρει γερανογέφυρα, πρέπει να πραγματοποιείται με γνώμονα την ικανοποίηση των περιορισμών μετατοπίσεων στη στάθμη κυλίσεως της γερανογέφυρας. Η κρισιμότητα της διαστασιολόγησης με κριτήριο τη μείωση των μετατοπίσεων στα αποδεκτά όρια, δεν επηρεάζεται από τις αλλαγές των διαστάσεων των πλαισίων (τυπικά πλαίσια βιομηχανικών κτιρίων). Προφανώς οι απαιτήσεις αυτές που υπαγορεύονται από τον EC3 οδηγούν σε αύξηση του κόστους κατασκευής.

Παρακάτω υπολογίζουμε το βάρος ανά φάτνωμα πριν και μετά την διαστασιολόγηση που λαμβάνει υπόψη τις οριακές τιμές παραμορφώσεων λόγω παρουσίας της γερανογέφυρας.

$$\text{OKA} : (2 * 125\text{kg/m} * 10\text{m} + 2 * 77,6 \text{ kg /m} * 12,748\text{m}) / 6\text{m} = 746,41 \text{ kg/m}$$

$$\text{OKA \& OKL} : (2 * 190\text{kg/m} * 10\text{m} + 2 * 12,748\text{kg/m} * 12,748\text{m}) / 6\text{m} = 963,08 \text{ kg/m}$$

Αντιπαραβάλλοντας, τις λειτουργικές (OKA%OKL) με τις ελάχιστες διατομές (OKA) για κατασκευή με ελκυστήρα (Πίνακας 5.7, 5.8), σημειώνεται αύξηση 29%, επιβεβαιώνοντας το συμπέρασμα των παραγράφων 5.2.5, 5.3.4. για αύξηση της διατομής υποστρώματος, ώστε να ικανοποιούνται οι οριακές τιμές οριζόντιων και κατακόρυφων παραμορφώσεων που ισχύουν για κτίρια με γερανογέφυρα.

Συγκρίνοντας τώρα ποσοστιαία την 1<sup>η</sup> (Κύρια λύση) με την 4<sup>η</sup> περίπτωση (διαφορετικές διαστάσεις) :

- ✓ σε Ο.Κ.Α. διαπιστώνουμε σημαντικότερη αύξηση του χάλυβα σε ποσοστό της τάξεως του 62,25%
- ✓ σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. παρατηρούμε επίσης περισσότερο υλικό σε ποσοστό που ανέρχεται στο 50,79%



## **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 :ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ**

Προκειμένου να εκμεταλλευτούμε στο έπακρο την αντοχή και πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μια συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών. Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Επίσης δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει δε να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσων υψηλής ειδίκευσης. Τέλος οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια κατασκευής.

Οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα ή σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολύ μεγάλες και δαπανηρές, και έτσι οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

Στην περίπτωση μας οι έλεγχοι συνδέσεων έγιναν μέσω του προγράμματος INSTANT 2000, με εισαγωγή των εντατικών μεγεθών όπως αυτά προέκυψαν από το SAP 2000, για την κύρια λύση (1<sup>η</sup>) -με τις απαιτήσεις λειτουργικότητας λόγω παρουσίας γερανογέφυρας- και για την δυσμενέστερη φόρτιση όπου είναι βασικό μεταβλητό φορτίο είναι ο άνεμος.

### **6.1 Προβλέψεις κανονισμού**

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων (δοκών, υποστυλωμάτων) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον

τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά στο πέλμα του υποστυλώματος, ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 8.1) παρουσιάζονται αναλυτικά όλες οι κατηγορίες συνδέσεων που καλύπτονται από το πρόγραμμα INSTANT 2000.

<b>A. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα</b>	
A.1 Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέλμα του υποστυλώματος.
A.2 Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος.
<b>B. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα &amp; δοκού σε δοκό</b>	
B.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
B.2 Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέλμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
<b>Γ. Συνέχεια μελών</b>	
Γ.1 Ημιάκαμπτη/μετωπική	Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους.
Γ.2 Αρθρωτή/Αρμοκαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού.
Γ.3 Ροπή/Αρμοκαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων.
<b>Δ. Κόμβος δικτύματος</b>	
Δ.1 Συγκολλητός/Γωνιακών	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβοέλασμα.
Δ.2 Κοχλιωτός/Γωνιακών	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβοέλασμα.
Δ.3 Συγκολλητός/Κοιλοδοκών	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.
<b>Ε. Έδραση υποστυλώματος</b>	
E.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυρίων.
E.2 Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.3 Άρθρωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.4 Άρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου I ή H μέσω γωνιακών.

**Πίνακας 6.1 Κατηγορίες συνδέσεων**

Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, δυσκαμψία και στρωφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως πλήρους αντοχής ή μερικής αντοχής, η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή



αρνητική ροπή). Εξάλλου οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι. Αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, άκαμπτοι ως πακτώσεις, ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

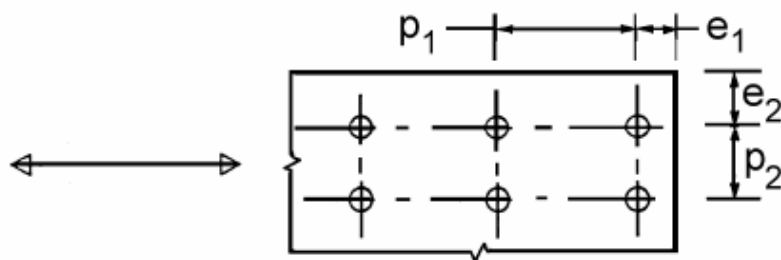
Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τους κανονισμούς που αφορούν στον έλεγχο των συνδέσεων των μεταλλικών κατασκευών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 – Τμήμα 1.1. οι οποίοι παρατίθενται συνοπτικά στους παρακάτω πίνακες.

Ελάχιστες αποστάσεις

$\min e_1 = 1,2d_o$   
 $\min p_1 = 2,2d_o$   
 $\min e_2 = 1,2d_o$   
 $\min p_2 = 2,4d_o$   
 όπου  $d_o$  η διάμετρος της οπής

Μέγιστες αποστάσεις

$\max e_1 = 40\text{mm} + 4t$   
 $\max p_1 = \min(14t; 200\text{mm})$   
 $\max e_2 = 40\text{mm} + 4t$   
 $\max p_2 = \min(14t; 200\text{mm})$   
 όπου  $t$  είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους



Εικόνα 9.1 Όρια αποστάσεων κοχλιών

	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_y$ [MPa]	240	300	480	640	900
$f_u$ [MPa]	400	500	600	800	1000

Εικόνα 9.2 Ποιότητες Κοχλιών

$d_0 = d + a$   
 όπου:  
 $d_0$       διάμετρος οπής  
 $d$          διάμετρος κοχλία  
 $a$          ανοχή

Κανονικές οπές

$a = 1$  mm για κοχλίες M12  
 $a = 2$  mm για κοχλίες M16 έως M24  
 $a = 3$  mm για κοχλίες  $\geq$  M27

Εικόνα 9.3 Διάμετροι Οπών

Μηχανισμός αστοχίας	Κοχλίες
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία (A είναι η επιφάνεια ενεργού διατομής του κοχλία, <math>A_s</math>):</li> <li>- για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8: <math>\alpha_v = 0,6</math></li> <li>- για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9: <math>\alpha_v = 0,5</math></li> <li>- όταν το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία (A είναι η καθαρή επιφάνεια κοχλία): <math>\alpha_v = 0,6</math></li> </ul>
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ , όπου $a_b$ το μικρότερο από $a_d$ ή $\frac{f_{ub}}{f_u}$ ή 1,0 Κατά τη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου: <ul style="list-style-type: none"> <li>- για τελευταία σειρά κοχλιών: <math>a_d = \frac{e_1}{3d_0}</math>, για εσωτερικούς κοχλίες:</li> <math display="block">a_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}</math> <li>- για πλευρικά ακραίους κοχλίες: <math>k_1</math> το μικρότερο από <math>2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7</math> ή 2,5</li> <li>- για εσωτερικούς κοχλίες: <math>k_1</math> το μικρότερο από <math>1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7</math> ή 2,5</li> </ul>
Αντοχή σε εφελκυσμό	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ όπου $k_2 = 0,63$ για κοχλία βυθισμένης κεφαλής, αλλιώς $k_2 = 0,9$ .
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0$

Εικόνα 9.4 Έλεγχοι αντοχής κοχλιών

## 6.2 Έλεγχος συνδέσεων στο INSTANT 2000

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών των υπό μελέτη κτιρίων πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Έλεγχος Συνδέσεων INSTANT 2000. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει την δυνατότητα της διαστασιολόγησης ενός συνόλου διαφορετικών κόμβων σε μια ενιαία εργασία. Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των συνδέσεων οι οποίες θα ελεγχθούν, καθώς και για ποιές περιπτώσεις φορτίσεων και συνδυασμών. Στο πρόγραμμα υπάρχει μια σύνδεση πάντοτε επιλεγμένη και οι ενέργειες ορισμού μελών και δυνάμεων καθώς και λεπτομερειών αφορούν την συγκεκριμένη σύνδεση. Ανάλογα με τον τύπο της ενεργής σύνδεσης ενεργοποιούνται

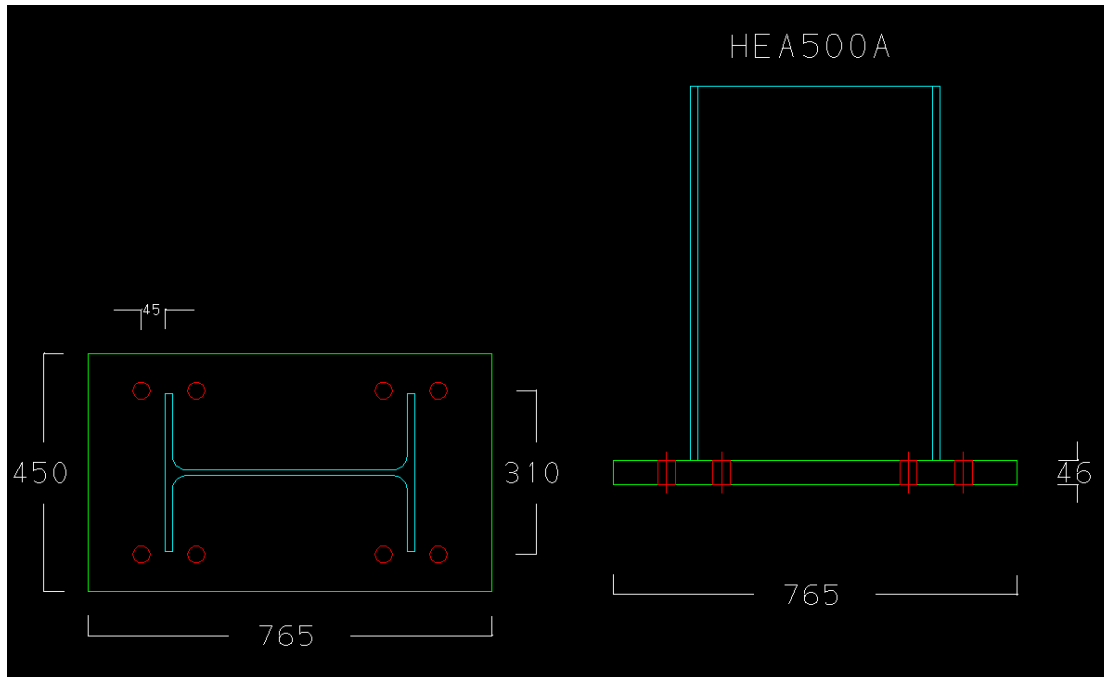
και τα σχετικά παράθυρα διαλόγου. Οι λεπτομέρειες κάθε σύνδεσης εμφανίζονται στην περιοχή σχεδίου σε διαφορετικές όψεις και σε κλίμακα, έτσι ώστε να υπάρχει και γραφική απεικόνιση των δεδομένων. Κάθε αλλαγή σε διατομές, κοχλίες, αποστάσεις επηρεάζει το σχέδιο και απεικονίζεται σε αυτό.

Για κάθε κόμβο αρχικά ορίστηκε ο τύπος του (π.χ δοκός σε υποστύλωμα ή δικτύωμα, ή έδραση κτλ). Στην συνέχεια καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη των μελών στην θέση του κόμβου. Το επόμενο βήμα ήταν ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης, δηλαδή πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις κτλ. Όταν ολοκληρώθηκε η εισαγωγή των δεδομένων της σύνδεσης έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον κανονισμό και παράχθηκε η αναφορά (αναλυτική ή περιληπτική).

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των ελέγχων που προέκυψαν από την επίλυση στο INSTANT. Οι έλεγχοι έγιναν για τις εξής περιπτώσεις συνδέσεων:

3. έδραση υποστυλώματος
4. δοκός σε υποστύλωμα (κόμβος ζυγώματος)
5. κορφιά (συνέχεια δοκού)

### 6.2.1 Έδραση Υποστυλώματος



=====

INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Αναλυτική αναφορά )

=====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====

Αρχείο.....:ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΜΕΛΩΝ  
 Ημερομηνία.....:ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2011  
 Μηχανικός.....:ΚΑΝΕΛΛΟΠΟΥΛΟΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ  
 Εργασία.....:ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΕΡΟΥ

ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....:[ mm ]  
 Δύναμη.....:[ kN ]  
 Γωνία.....:[ deg ]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....:ENV (1993-1-1)  
 γ Mo.....: 1.10  
 γ Mb (διάτμηση).....: 1.25  
 γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25  
 γ Mw.....: 1.25  
 γ M2.....: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΟΡΦΗΣ Η (ΠΑΚΤΩΣΗ)

Όνομα.....:ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟ/ΤΟΣ  
 Περιγραφή.....:

=====

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....: HEA500A  
 Ύψος (h).....: 472.00mm  
 Πλάτος πέλματος (bf).....: 300.00mm  
 Πάχος πέλματος (tf).....: 14.00mm  
 Πάχος κορμού (tw).....: 10.50mm  
 Ποιότητα υλικού.....: S235  
 Όριο διαρροής.....: 0.23kN/mm2

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Πλευρά (hp).....: 765.00mm  
 Πλευρά (bp).....: 450.00mm  
 Πάχος (tp).....: 46.00mm  
 Ποιότητα υλικού.....: S355  
 Όριο διαρροής.....: 0.34kN/mm2  
 Πάχος συγκόλλησης στον κορμό (aw).....: 8.00mm  
 Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα (af).....: 8.00mm

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

=====

Ποιότητα.....: C25  
 Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.01667kN/mm2  
 Διατμητική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.00120kN/mm2

Μέτρο Ελαστικότητας.....	31.00kN/mm <sup>2</sup>
Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ <sub>c</sub> .....	1.5

#### ΑΓΚΥΡΙΑ (ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ)

=====

Διάμετρος (d).....	30.00mm
Ποιότητα.....	10.9
Όριο διαρροής.....	0.90kN/mm <sup>2</sup>
Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης.....	45.00mm
Διάμετρος αγκίστρου (D).....	90.00mm
Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου (l <sub>2</sub> ).....	165.00mm
Μήκος αγκυρίου (H).....	1700.00mm

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

=====

Αριθμός αγκυριών.....	8
Απόσταση s των αγκυριών μεταξύ τους.....	310.00mm
Απόσταση a <sub>2</sub> αγκυριών από πέλμα υποστρώματος.....	45.00mm

#### ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

=====

- \* Ο έλεγχος γίνεται για μονοαξονική κάμψη (ως προς τον ισχυρό άξονα αδρανείας) αξονική δύναμη και διάτμηση.
- \* Γραμμική ελαστική συμπεριφορά για την σύνδεση (υπόθεση Navier-Bernoulli).
- \* Στην περίπτωση διαμόρφωσης με περισσότερα από 2 εφελκυόμενα αγκύρια σε διαφορετικές αποστάσεις από τον ουδέτερο άξονα, το κέντρο εφαρμογής της συνισταμένης εφελκυσμού υπολογίζεται θεωρώντας ότι όλα τα αγκύρια παραλαμβάνουν ίση εφελκυστική δύναμη (υπερ της ασφάλειας).
- \* Τα θλιβόμενα αγκύρια αγνοούνται στους υπολογισμούς.
- \* Οι ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω κάμψης της πλάκας έδρασης θεωρούνται ανεξάρτητα από τις τάσεις λόγω επαφής με το σκυρόδεμα θεμελίωσης.
- \* Το μέγιστο ενεργό πλάτος των ελασμάτων στην ζώνη των εφελκυόμενων αγκυριών είναι (ανά αγκύριο) ίσο με π.α<sub>2</sub>.
- \* Ο συντελεστής συγκέντρωσης τάσης για το σκυρόδεμα ισούται με 1.5
- \* Για την επίλυση της πλάκας έδρασης στην περιοχή μεταξύ κορμού και πελμάτων υποστρώματος θεωρείται μοντέλο τριέρειστης πλάκας υποκείμενης σε πίεση ίση με την μέση τιμή της εφαρμοζόμενης από την επαφή με το σκυρόδεμα.
- \* Ο έλεγχος της ακαμψίας της πλάκας έδρασης γίνεται με βάση σχέση πειραματικής προέλευσης.
- \* Για τον έλεγχο των συγκολλήσεων θεωρείται ότι:
  - η συγκόλληση γίνεται με περιμετρικές συνεχείς εξωραφές. Οι εξωραφές των πελμάτων και του κορμού είναι διπλές και του ιδίου πάχους για τα δύο πέλματα.
  - η αξονική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή όλων των εξωραφών.
  - η διατμητική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών του κορμού.
  - η ροπή σχεδιασμού αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών των πελμάτων.
- \* Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μόνο μέσω τριβής μεταξύ του θλιβόμενου τμήματος της πλάκας έδρασης και του σκυροδέματος ή μέσω πρόσθετου διατμητικού στοιχείου (αγνοείται η συμμετοχή των αγκυριών). Ο συντελεστής τριβής ισούται με 0.3.
- \* Η εφελκυστική δύναμη στα αγκύρια μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μέσω:
  - συνάφειας και τριβής στην περίπτωση αγκυριών με άγκιστρο (καμπύλο).
  - συνάφειας και πίεσης στην περίπτωση αγκυριών με πλάκα αγκύρωσης.

\*\*\*\*\*  
 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α    Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ    \*\* [ 101 ] \*\*  
 \*\*\*\*\*

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Υποστύλωμα	-369.75kN	90.81kN	348903.00kNmm

ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ

=====

Απόσταση ουδ.άξονα από θλιβόμενο άκρο πλάκας γ0.....	148.53mm
Αριθμός εφελκυσμένων αγκυρίων.....	4

ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

=====

Αναπτυσσόμενη θλιπτική τάση ακμής pm.....	0.01407kN/mm2
Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση.....	0.02125kN/mm2
Λόγος pm/sbc.....	0.66
Η αντοχή είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

=====

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη ανά αγκύριο Nj.....	233.56kN
Αντοχή διατομής αγκυρίου NRd.....	403.92kN
Λόγος Nj/NRd.....	0.58
Η διατομή είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ
Ικανότητα συνάφειας με σκυρόδεμα NRd.....	240.61kN
Λόγος Nj/NRd.....	0.97
Η αντοχή είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ

=====

Μήκος ενεργού ζώνης εφελκυσμού πέλματος leff.....	142.00mm
Μέγιστη εφελκυστική δύναμη πέλματος.....	467.13kN
Αντοχή.....	467.18kN
Λόγος.....	1.00
Η αντοχή είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Δυσμενέστερη περιοχή .....	
πρός την πλευρά θλιβόμενων αγκυρίων	
Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tp minimum).....	43.00mm
Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tp>=tp minimum)	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tp minimum).....	46.00mm
Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tp>=tp minimum)	

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

=====

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας.....	3.00mm
Η συγκόλληση είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ
Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας.....	7.00mm
Η συγκόλληση είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ
Ορθή τάση.....	0.21kN/mm2
Διατμητική τάση.....	0.03kN/mm2
Αντοχή.....	0.23kN/mm2
Λόγος.....	0.88
Η αντοχή είναι.....	ΕΠΑΡΚΗΣ

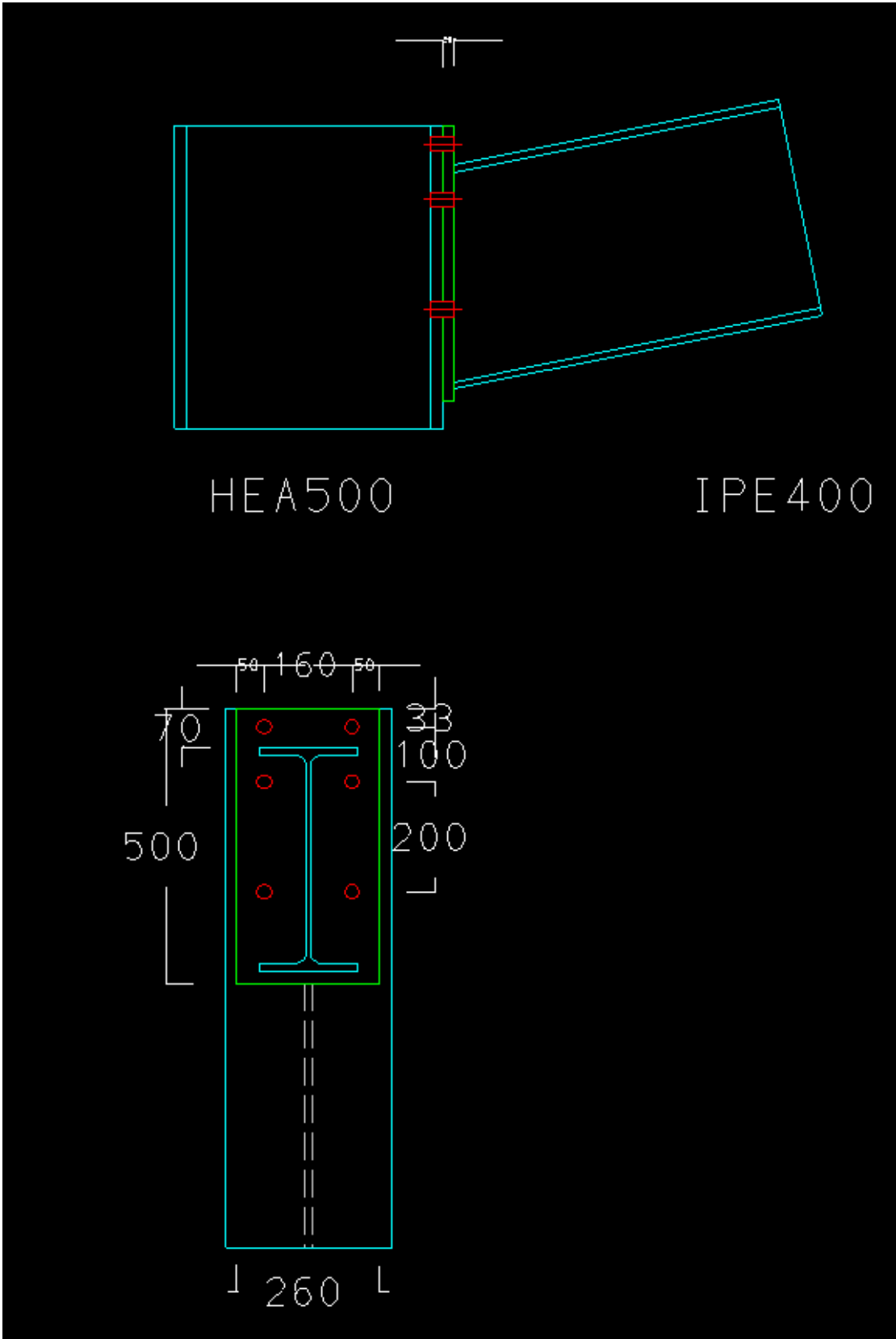
ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

=====

Συνισταμένη θλιπτικής δράσης (Fc).....	470.17kN
Δεν απαιτείται στοιχείο διάτμησης (ισχύει V<0.3*Fc)	



6.2.2 Κόμβος Ζυγώματος



=====

INSTANT

Έλεγχος Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Αναλυτική αναφορά )

=====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====

Αρχείο.....:ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΜΕΛΩΝ  
Ημερομηνία.....:ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2011  
Μηχανικός.....:ΚΑΝΕΛΛΟΠΟΥΛΟΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ  
Εργασία.....:ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ

ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....:[ mm ]  
Δύναμη.....:[ kN ]  
Γωνία.....:[ deg ]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....:ENV(1993-1-1)  
γ Mo.....: 1.10  
γ Mb (διάτμηση).....: 1.25  
γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25  
γ Mw.....: 1.25  
γ M2.....: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤ.ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΧΛΙΩΤΗ)

Όνομα.....:ΔΟΚΟΣ ΕΠΙ ΣΤΥΛΟΥ

Περιγραφή.....:

=====

ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

=====

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
- $N_{Sd} < 0.1 * N_{plRd}$ , όπου  
N<sub>Sd</sub> : αξονική δύναμη στη δοκό  
N<sub>plRd</sub> : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....: IPE400  
Ύψος (h).....: 400.00mm  
Πλάτος πέλματος (bf).....: 180.00mm  
Πάχος πέλματος (tf).....: 13.50mm  
Πάχος κορμού (tw).....: 8.60mm  
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....: 21.00mm  
Γωνία.....: 11.31deg  
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h').....: 407.00mm  
Μήκος (l).....: 0.00mm  
Εμβαδόν διατομής (A).....: 450.00mm<sup>2</sup>  
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....:231300000.00mm<sup>4</sup>  
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....:1160000.00mm<sup>3</sup>

Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	:1307000.00mm3
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....	0.23kN/mm2
Όριο αστοχίας πέλματος.....	0.36kN/mm2
Όριο διαρροής κορμού.....	0.23kN/mm2
Όριο αστοχίας κορμού.....	0.36kN/mm2

#### ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

=====

Ύψος (hp).....	: 500.00mm
Πλάτος (bp).....	: 260.00mm
Πάχος (tp).....	: 20.00mm
Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού.....	: 70.00mm
Τύπος.....	Προεξέχουσα

#### ΚΟΧΛΙΕΣ

=====

Τύπος.....	: ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....	: 24.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....	: 26.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A).....	: 452.00mm2
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....	: 353.00mm2
Πάχος κεφαλής κοχλίας.....	: 15.00mm
Πάχος παξιμαδιού.....	: 19.00mm
Ποιότητα.....	: 10.9
Όριο διαρροής.....	: 0.90kN/mm2
Όριο αστοχίας.....	: 1.00kN/mm2

Το επίπεδο διάτμησης δεν διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

=====

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1).....	: 33.00mm
Οριζόντια απόσταση κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2).....	: 50.00mm
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών.....	: 160.00mm
Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών	
1 και 2.....	: 100.00mm
2 και 3.....	: 200.00mm

#### ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....	: HEA500
Ύψος (h).....	: 490.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....	: 300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	: 23.00mm
Πάχος κορμού (tw).....	: 12.00mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....	: 27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....	: 19750.00mm2
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....	: 869800000.00mm4
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	: 3550000.00mm3
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	: 3949000.00mm3
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....	: 0.23kN/mm2
Όριο αστοχίας πέλματος.....	: 0.36kN/mm2
Όριο διαρροής κορμού.....	: 0.23kN/mm2
Όριο αστοχίας κορμού.....	: 0.36kN/mm2

\*\*\*\*\*  
 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α      Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ    \*\* [ 105 ] \*\*  
 \*\*\*\*\*

#### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)			
	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Δεξιά δοκός	-100.95kN	-105.97kN	216241.59kNmm
Υποστυλώμα	-70.36kN	-59.49kN	216242.50kNmm

\*\*\*\*\*  
 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ  
 \*\*\*\*\*

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ {J.3.5.2}

Εμβαδόν διάτμησης κορμού υποστυλώματος.....	7468.00mm <sup>2</sup>
Συντελεστής β {J.2.6.3}.....	1.00
Πλαστική ροπή σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος.....	829.01kN
Πλαστική ροπή σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος/β.....	829.01kN

ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.5}

Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα J.25)	
e.....	70.00mm
e <sub>min</sub> .....	50.00mm
m.....	52.40mm
n.....	50.00mm

ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ T/Πίνακας J.6

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

* Σειρά κοχλιών No.....	:1
Ενεργό μήκος 1.....	181.55mm
Ενεργό μήκος 2.....	181.55mm
* Σειρά κοχλιών No.....	:2
Ενεργό μήκος 1.....	297.10mm
Ενεργό μήκος 2.....	297.10mm
* Σειρά κοχλιών No.....	:3
Ενεργό μήκος 1.....	297.10mm
Ενεργό μήκος 2.....	297.10mm

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....	:1+2
Ενεργό μήκος 1.....	281.55mm
Ενεργό μήκος 2.....	281.55mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....	:2+3
Ενεργό μήκος 1.....	497.10mm
Ενεργό μήκος 2.....	497.10mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....	:1+2+3
Ενεργό μήκος 1.....	481.55mm
Ενεργό μήκος 2.....	481.55mm

ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ {J.3.5.5.2}

A.ΣΧ. σε εφελκυσμό κοχλία.....	254.16kN
1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες	

Διαμήκεις θλιπτικές τάσεις στο πέλμα.....	-0.06kN/mm <sup>2</sup>
Μειωτικός συντελεστής k <sub>fc</sub> που οφείλεται στις διαμήκεις θλιπτικές τάσεις.....	1.00
A.ΣΧ.σε εφελκυσμό πέλματος ισοδ/μης έν. βραχέως T {J.3.2.1}	

* Σειρά κοχλιών No.....	:1
Πλαστική A.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- M <sub>pl1Rd</sub> .....	5129.41kNmm

- Mpl2Rd.....	5129.41kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	391.56kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	348.39kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	508.32kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	348.39kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:2
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	8394.09kNmm
- Mpl2Rd.....	8394.09kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	640.77kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	412.15kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	508.32kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	412.15kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:3
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	8394.09kNmm
- Mpl2Rd.....	8394.09kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	640.77kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	412.15kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	508.32kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	412.15kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

Διαμήκεις θλιπτικές τάσεις στο πέλμα.....	-0.06kN/mm2
Μειωτικός συντελεστής kfc που οφείλεται στις διαμήκεις θλιπτικές τάσεις.....	1.00
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό πέλματος ισοδ/μης έν. βραχέως T {J.3.2.1}	

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....	:1+2
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	7954.75kNmm
- Mpl2Rd.....	7954.75kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	607.23kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	651.77kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	1016.64kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	607.23kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....	:2+3
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	14044.77kNmm
- Mpl2Rd.....	14044.77kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	1072.12kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	770.72kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	1016.64kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	770.72kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....	:1+2+3
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	13605.43kNmm
- Mpl2Rd.....	13605.43kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	1038.58kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	1010.34kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	1524.96kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	1010.34kN

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.7}

Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα J.28)	
e.....	50.00mm
m.....	72.31mm
ex.....	33.00mm
mx.....	31.34mm

ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ T/Πίνακας J.8

-----  
1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες  
-----

* Σειρά κοχλιών No.....	:1
Ενεργό μήκος 1.....	: 130.00mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 130.00mm
* Σειρά κοχλιών No.....	:2
Γεωμετρικά στοιχεία (Εξίσωση J.27)	
m1.....	: 72.31mm
m2.....	: 43.84mm
λ1.....	: 0.5912
λ2.....	: 0.3585
α.....	: 5.707
Ενεργό μήκος 1.....	: 412.67mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 412.67mm
* Σειρά κοχλιών No.....	:3
Γεωμετρικά στοιχεία (Εξίσωση J.27)	
m1.....	: 72.31mm
m2.....	: 124.84mm
λ1.....	: 0.5912
λ2.....	: 1.0207
α.....	: 4.926
Ενεργό μήκος 1.....	: 356.17mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 356.17mm
2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών -----	
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:2+3
Ενεργό μήκος 1.....	: 617.12mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 617.12mm

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες  
-----

A.ΣΧ.σε εφελκυσμό μετ/κής πλάκας ένωσης βραχέως T {J.3.2.1}

* Σειρά κοχλιών No.....	:1
Πλαστική A.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
-Mpl1Rd.....	:2777.27kNmm
-Mpl2Rd.....	:2777.27kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	: 354.43kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	: 347.03kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	: 508.32kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	: 347.03kN
* Σειρά κοχλιών No.....	:2
Πλαστική A.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	: 8816.16kNmm
- Mpl2Rd.....	: 8816.16kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	: 487.71kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	: 351.97kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	: 508.32kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	: 351.97kN
* Σειρά κοχλιών No.....	:3
Πλαστική A.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
-Mpl1Rd.....	:7609.14kNmm
-Mpl2Rd.....	:7609.14kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	: 420.94kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	: 332.23kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	: 508.32kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	: 332.23kN
2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών -----	

A.ΣΧ.σε εφελκυσμό μετ/κής πλάκας ένωσης βραχέως T {J.3.2.1}

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	.....:2+3
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mp11Rd.....	:13183.93kNmm
- Mp12Rd.....	:13183.93kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	: 729.34kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλίων με διαρροή πέλματος.....	: 631.20kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλίων.....	:1016.64kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	: 631.20kN

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.6}

Το ενεργό πλάτος του κορμού υποστ. σε εφελκυσμό είναι ίσο με το ενεργό μήκος της ισοδύναμης ένωσης βραχέως T του πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη

Ενεργό πάχος  $t_{eff}$  κορμού υποστ/τος σε εφελκυσμό.....: 12.00mm

1) Σειρές κοχλίων/ανεξάρτητες

* Σειρά κοχλίων No.....	:1
Μειωτικός συν/τής $\omega$ από αλληλεπίδραση τάσεων.....	: 0.9489
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....	: 441.64kN
* Σειρά κοχλίων No.....	:2
Μειωτικός συν/τής $\omega$ από αλληλεπίδραση τάσεων.....	: 0.8783
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....	: 668.97kN
* Σειρά κοχλίων No.....	:3
Μειωτικός συν/τής $\omega$ από αλληλεπίδραση τάσεων.....	: 0.8783
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....	: 68.97kN

2) Σειρές κοχλίων/τμήμα της ομάδας κοχλίων

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	.....:1+2
Μειωτικός συν/τής $\omega$ από αλληλεπίδραση τάσεων.....	: 0.8887
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....	: 641.48kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	.....:2+3
Μειωτικός συν/τής $\omega$ από αλληλεπίδραση τάσεων.....	: 0.7393
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....	: 942.20kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	.....:1+2+3
Μειωτικός συν/τής $\omega$ από αλληλεπίδραση τάσεων.....	: 0.7499
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....	: 925.74kN

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ {J.3.5.3}

Ενεργό πάχος  $t_{eff}$  κορμού υποστυλώματος σε

θλίψη.....: 12.00mm

Ενεργό πλάτος  $b_{eff}$  κορμού υποστυλώματος σε θλίψη.....: 313.57mm

Μειωτικός συντελεστής  $\omega$  από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.8671

Μειωτικός συντελεστής  $\rho$  για λυγισμό πλάκας.....: 0.83

Μειωτικός συντελεστής  $k_{wc}$  που οφείλεται στις διαμήκεις θλιπτικές

τάσεις.....: 1.00

Αντοχή Σχεδιασμού σε θλίψη κορμού υποστυλώματος.....: 581.42kN

ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.8}

Το ενεργό πλάτος του κορμού δοκού σε εφελκυσμό είναι ίσο με το ενεργό μήκος ισοδύναμης ένωσης βραχέως T της μετωπικής πλάκας σε κάμψη

1) Σειρές κοχλίων/ανεξάρτητες

* Σειρά κοχλίων No.....	:2
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....	: 758.19kN
* Σειρά κοχλίων No.....	:3
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....	: 654.39kN

2) Σειρές κοχλίων/τμήμα της ομάδας κοχλίων

\* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : .....:2+3  
 Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....: 1133.82kN

KOPMOΣ KAI ΠEΛMA ΔOKOY ΣE ΘΛIΨH {J.3.5.4}

=====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή διατομής δοκού.....:279222.72kNmm  
 Αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη δοκού.....: 722.44kN

ANTOXEE KOXΛIΩN {J.3.6.2}

=====

1) Σειρές κοχλίων/ανεξάρτητες

-----  
 \* Σειρά κοχλίων No.....:1  
 - Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....: 829.01kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη.....: 581.42kN  
 - Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....: 722.44kN  
 - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....: 348.39kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....: 441.64kN  
 - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....: 347.03kN  
 - Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[ 1].....: 347.03kN  
 \* Σειρά κοχλίων No.....:2  
 - Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....: 481.98kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη.....: 234.39kN  
 - Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....: 375.41kN  
 - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....: 412.15kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....: 668.97kN  
 - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....: 351.97kN  
 - Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....: 758.19kN  
 - Κοχλίες σε εφελκυσμό.....: 482.90kN

2) Σειρές κοχλίων/τμήμα της ομάδας κοχλίων

-----  
 \* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : .....:1+2  
 - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....: 260.20kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....: 294.45kN  
 - Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[ 2].....: 234.39kN  
 \* Σειρά κοχλίων No.....:3  
 - Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....: 247.59kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη.....: 0.00kN  
 - Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....: 141.02kN  
 - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....: 412.15kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....: 668.97kN  
 - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....: 332.23kN  
 - Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....: 654.39kN  
 - Κοχλίες σε εφελκυσμό.....: 482.90kN

2) Σειρές κοχλίων/τμήμα της ομάδας κοχλίων

-----  
 \* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : .....:2+3  
 - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....: 536.33kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....: 707.81kN  
 - Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....: 899.43kN  
 - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....: 396.81kN  
 \* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές : .....:1+2+3  
 - Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....: 428.92kN  
 - Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....: 344.32kN  
 - Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[ 3].....: 0.00kN

ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

=====

\* Σειρά κοχλίων No.....:1  
 Τρόπος αστοχίας .....: Μετωπική  
 πλάκα σε κάμψη



Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 1].....: 347.03kN  
 \* Σειρά κοχλιών No.....:2  
 Τρόπος αστοχίας .....: Κορμός  
 υποστυλώματος σε θλίψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 2].....: 234.39kN  
 \* Σειρά κοχλιών No.....:3  
 Τρόπος αστοχίας .....: Κορμός  
 υποστυλώματος σε θλίψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 3].....: 0.00kN

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

=====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή {J.3.6}  
 MRd.....:230787.30kNmm  
 Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd.....: 0.94  
 Η αντοχή σε ροπή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλίας {Πίνακας 6.5.3}.....: 433.92kN  
 Αντοχή σε διάτμηση όλων των σειρών κοχλιών που υπόκεινται σε διάτμηση και  
 εφελκυσμό.....: 247.95kN  
 Α.σε διάτμηση των μή εφελκυσμένων σ.κοχλιών.....: 433.92kN  
 Α.σε σύνθλιψη άντυγας των εφελκυσμένων σ.κοχλιών.....: 1382.40kN  
 Α.σε σύνθλιψη άντυγας των μη εφελκ/νων σ.κοχλιών.....: 691.20kN  
 Α.σε διάτμηση των εφελκυσμένων σ.κοχλιών.....: 247.95kN  
 Α.σε διάτμηση των μη εφελκυσμένων σ.κοχλιών.....: 433.92kN  
 Συνολική αντοχή σε διάτμηση κοχλιών.....: 681.87kN  
 Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd.....: 681.87kN  
 Λόγος τέμνουσας VSd / αντοχή σε τέμνουσα VRd.....: 0.16  
 Η αντοχή σε διάτμηση είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

=====

\* Το πάχος των συγκολλήσεων του κορμού δοκού  
 στην μετωπική πλάκα είναι.....: 3.00mm  
 - Η απαιτούμενη τιμή είναι.....: 3.00mm  
 \* Το πάχος των συγκολλήσεων του πέλματος δοκού  
 στην μετωπική πλάκα είναι.....: 5.00mm  
 - Η απαιτούμενη τιμή για μεταθετό πλαίσιο είναι.....: 9.00mm  
 - Η απαιτούμενη τιμή για αμετάθετο πλαίσιο είναι.....: 9.00mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.4}

=====

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k1  
 \* Μη ενισχυμένος κορμός υποστ/τος στην διατεμνόμενη περιοχή.....:  
 Παράμετρος β {J.2.6.3}.....: 1.00  
 Μοχλοβράχιονας z {J.4.3}.....: 37.42mm  
 \*\* Συντελεστής δυσκαμψίας k1.....: 8.41mm  
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k2  
 \* Μη ενισχυμένος κορμός υποστ/τος στην θλιβόμενη περιοχή.....:  
 Ενεργό πλάτος beff κορμού υποστυλώματος σε θλίψη.....: 313.57mm  
 Ενεργό πάχος tweff κορμού υποστυλώματος σε θλίψη.....: 12.00mm  
 \*\* Συντελεστής δυσκαμψίας k2.....: 6.75mm  
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k3  
 \* Πέλμα υποστυλώματος, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό  
 \*\* Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T  
 { Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες  
 ή τμήμα ομάδας κοχλιών }  
 Σειρά κοχλιών No 1 : leff.....: 83.00mm  
 Σειρά κοχλιών No 2 : leff.....: 150.00mm  
 Σειρά κοχλιών No 3 : leff.....: 248.55mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.25) m.....	52.40mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 1.....	5.97mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 2.....	10.78mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 3.....	17.87mm
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k4	
* Κορμός υποστύλωματος σε εφελκυσμό, για ενισχυμένη ή μή σύνδεση με μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό	
** Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T	
{ Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες ή τμήμα ομάδας κοχλιών }	
Σειρά κοχλιών No 1 : leff.....	83.00mm
Σειρά κοχλιών No 2 : leff.....	150.00mm
Σειρά κοχλιών No 3 : leff.....	248.55mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 1.....	1.79mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 2.....	3.23mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 3.....	5.35mm
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k5	
* Μετωπική πλάκα, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό .....	
** Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T	
{ Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες ή τμήμα ομάδας κοχλιών }	
Σειρά κοχλιών No 1 : leff.....	130.00mm
Σειρά κοχλιών No 2 : leff.....	336.81mm
Σειρά κοχλιών No 3 : leff.....	280.31mm
Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....	31.34mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 1.....	28.71mm
Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....	72.31mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 2.....	6.06mm
Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....	72.31mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 3.....	5.04mm
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k7	
* Κοχλίες, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό.....	
Πάχος bolt head.....	15.00mm
Πάχος of the bolt nut.....	19.00mm
* Σειρά κοχλιών No.....	1
Μήκος Lb κοχλία.....	60.00mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....	9.41mm
* Σειρά κοχλιών No.....	2
Μήκος Lb κοχλία.....	60.00mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....	9.41mm
* Σειρά κοχλιών No.....	3
Μήκος Lb κοχλία.....	60.00mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....	9.41mm

#### ΕΝΕΡΓΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.3.1}

=====

Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας .....	
* Σειρά κοχλιών No 1 : keff.....	1.15mm
* Σειρά κοχλιών No 2 : keff.....	1.48mm
* Σειρά κοχλιών No 3 : keff.....	1.83mm

#### ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ {J.4.3}

=====

Απόσταση hr μεταξύ σειράς κοχλιών και κέντρου θλίψης.....	
* Σειρά κοχλιών No 1.....	437.25mm
* Σειρά κοχλιών No 2.....	337.25mm
* Σειρά κοχλιών No 3.....	137.25mm
Ισοδύναμος μοχλοβραχίονας z .....	337.42mm

#### ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.3.1}

=====

Ισοδύναμος συντελεστής δυσκαμψίας keq.....	3.72mm
--	--------

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}

=====

\* Ιδεατή ακαμψία

Sj.....:310695.00kNmm/deg

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}

=====

\* Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3

ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

=====

\* Ταξινόμηση με την ακαμψία

ΑΡΘΡΩΤΗ για  $l(\deltaοκού) \leq L1$

ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ για  $L1 < l(\deltaοκού) < L2$

ΑΚΑΜΠΤΗ για  $L2 \leq l(\deltaοκού)$

Για μεταθετό πλαίσιο .....:

- L1 είναι ίσο με.....:1364.27mm

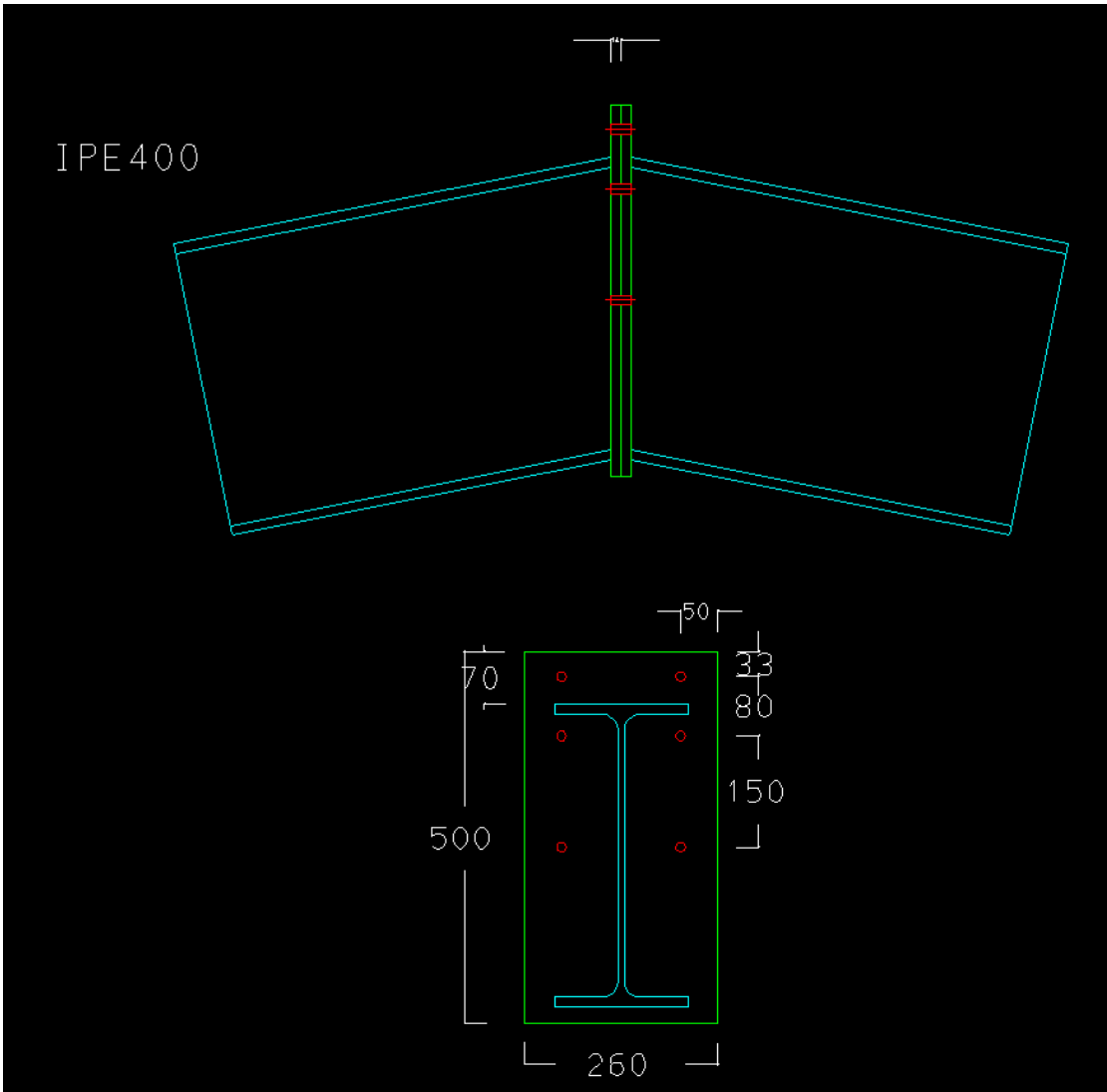
- L2 είναι ίσο με.....:21828.34mm

Για αμετάθετο πλαίσιο .....:

- L1 είναι ίσο με.....:1364.27mm

- L2 είναι ίσο με.....:68213.58mm

6.2.3 Σύνδεση Κορυφιά



=====

INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα  
( Αναλυτική αναφορά )

=====

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

=====

Αρχείο.....:ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΜΕΛΩΝ  
Ημερομηνία.....:ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2011  
Μηχανικός.....:ΚΑΝΕΛΛΟΠΟΥΛΟΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ  
Εργασία.....:ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ

ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....: [ mm ]  
Δύναμη.....: [ kN ]  
Γωνία.....: [ deg ]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....:ENV (1993-1-1)  
γ Mo.....: 1.10  
γ Mb (διάτμηση).....: 1.25  
γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25  
γ Mw.....: 1.25  
γ M2.....: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΕΧΕΙΑ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΡΦΙΑΣ)

Όνομα.....:ΚΟΡΦΙΑΣ  
Περιγραφή.....:

=====

ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

=====

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
- $NSd < 0.1 * NplRd$ , όπου  
NSd : αξονική δύναμη στη δοκό  
NplRd : αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....: IPE400  
Ύψος (h).....: 400.00mm  
Πλάτος πέλματος (bf).....: 180.00mm  
Πάχος πέλματος (tf).....: 13.50mm  
Πάχος κορμού (tw).....: 8.60mm  
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....: 21.00mm  
Γωνία.....: 11.31deg  
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h').....: 407.92mm  
Μήκος (l).....: 0.00mm  
Εμβαδόν διατομής (A).....: 8450.00mm<sup>2</sup>

Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....	:231300000.00mm4
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	:1160000.00mm3
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.....	:1307000.00mm3
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....	0.23kN/mm2
Όριο αστοχίας πέλματος.....	0.36kN/mm2
Όριο διαρροής κορμού.....	0.23kN/mm2
Όριο αστοχίας κορμού.....	0.36kN/mm2

#### ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

=====

Ύψος (hp).....	: 500.00mm
Πλάτος (bp).....	: 260.00mm
Πάχος (tp).....	: 14.00mm
Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού.....	: 70.00mm
Τύπος.....	Προεξέχουσα

#### ΚΟΧΛΙΕΣ

=====

Τύπος.....	: ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....	: 12.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....	: 13.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A).....	: 113.00mm2
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....	: 84.30mm2
Πάχος κεφαλής κοχλίας.....	: 8.00mm
Πάχος παξιμαδιού.....	: 10.00mm
Ποιότητα.....	: 5.6
Όριο διαρροής.....	: 0.30kN/mm2
Όριο αστοχίας.....	: 0.50kN/mm2

Το επίπεδο διάτμησης δεν διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας

#### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

=====

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1).....	: 33.00mm
Οριζόντια απόσταση κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2).....	: 50.00mm
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών.....	: 160.00mm
Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών	
1 και 2.....	: 80.00mm
2 και 3.....	: 150.00mm

\*\*\*\*\*  
 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α    Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ    \*\*[ 105β ]\*\*  
 \*\*\*\*\*

#### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)			
	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Δεξιά δοκός	-68.30kN	-39.97kN	55452.10kNmm

#### ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.7}

=====

#### Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα J.28)

e.....	: 50.00mm
m.....	: 72.31mm
ex.....	: 33.00mm
mx.....	: 32.47mm

ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ Τ/Πίνακας J.8

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

\* Σειρά κοχλιών Νο.....:1

Ενεργό μήκος 1.....	130.00mm
Ενεργό μήκος 2.....	130.00mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:2
Γεωμετρικά στοιχεία (Εξίσωση J.27)	
m1.....	72.31mm
m2.....	24.97mm
λ1.....	0.5912
λ2.....	0.2042
α.....	6.396
Ενεργό μήκος 1.....	454.31mm
Ενεργό μήκος 2.....	462.50mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:3
Γεωμετρικά στοιχεία (Εξίσωση J.27)	
m1.....	72.31mm
m2.....	196.90mm
λ1.....	0.5912
λ2.....	1.6099
α.....	6.283
Ενεργό μήκος 1.....	454.31mm
Ενεργό μήκος 2.....	454.31mm
2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών	
-----	
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:2+3
Ενεργό μήκος 1.....	715.08mm
Ενεργό μήκος 2.....	715.08mm
1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες	
-----	
A.ΣΧ.σε εφελκυσμό μετ/κής πλάκας ένωσης βραχέως T {J.3.2.1}	
-----	
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:1
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	1360.86kNmm
- Mpl2Rd.....	1360.86kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	167.62kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	72.16kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	60.70kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	60.70kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:2
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	4755.81kNmm
- Mpl2Rd.....	4841.48kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	263.09kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	103.98kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	60.70kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	60.70kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:3
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	4755.81kNmm
- Mpl2Rd.....	4755.81kNmm
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	263.09kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	102.58kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	60.70kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	60.70kN
2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών	
-----	
A.ΣΧ.σε εφελκυσμό μετ/κής πλάκας ένωσης βραχέως T {J.3.2.1}	
-----	
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:2+3
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	7485.62kNmm
- Mpl2Rd.....	7485.62kNmm

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	414.11kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	172.03kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	121.39kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	121.39kN

#### ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.8}

=====

Το ενεργό πλάτος του κορμού δοκού σε εφελκυσμό είναι ίσο με το ενεργό μήκος ισοδύναμης ένωσης βραχέως T της μετωπικής πλάκας σε κάμψη

##### 1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

-----

* Σειρά κοχλιών Νο.....	:2
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....	834.69kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:3
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....	834.69kN
2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών	
-----	
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....	:2+3
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....	1313.80kN

#### ΚΟΡΜΟΣ ΚΑΙ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ {J.3.5.4}

=====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή διατομής δοκού.....	:279222.72kNm
Αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη δοκού.....	722.44kN

#### ΑΝΤΟΧΕΣ ΚΟΧΛΙΩΝ {J.3.6.2}

=====

##### 1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

-----

* Σειρά κοχλιών Νο.....	:1
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....	722.44kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....	60.70kN
- Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[ 1].....	60.70kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:2
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....	661.74kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....	60.70kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....	834.69kN
- Κοχλίες σε εφελκυσμό.....	57.66kN
- Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[ 2].....	49.44kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:3
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....	612.30kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....	60.70kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....	834.69kN
- Κοχλίες σε εφελκυσμό.....	57.66kN
2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών	
-----	
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές : .....	:2+3
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....	1264.36kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....	71.95kN
- Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[ 3].....	60.70kN

#### ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

=====

* Σειρά κοχλιών Νο.....	:1
Τρόπος αστοχίας .....	Μετωπική
πλάκα σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 1].....	60.70kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:2
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 2].....	49.44kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:3



Τρόπος αστοχίας .....: Μετωπική  
 πλάκα σε κάμψη  
 Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[ 3].....: 60.70kN

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή.....: 56938.80kNmm  
 Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd.....: 0.97  
 Η αντοχή σε ροπή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Αντοχή σε διάτμηση κοχλίας {Πίνακας 6.5.3}.....: 54.24kN  
 Αντοχή σε διάτμηση όλων των σειρών κοχλίων που υπόκεινται  
 σε διάτμηση και εφελκυσμό.....: 46.49kN  
 Α.σε διάτμηση των μη εφελκυσμένων σ.κοχλίων.....: 0.00kN  
 Α.σε σύνθλιψη άντυνας των εφελκυσμένων σ.κοχλίων.....: 725.76kN  
 Α.σε σύνθλιψη άντυνας των μη εφελκ/νων σ.κοχλίων.....: 0.00kN  
 Α.σε διάτμηση των εφελκυσμένων σ.κοχλίων.....: 46.49kN  
 Α.σε διάτμηση των μη εφελκυσμένων σ.κοχλίων.....: 0.00kN  
 Συνολική αντοχή σε διάτμηση κοχλίων.....: 46.49kN  
 Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd.....: 46.49kN  
 Λόγος τέμνουσας VSd / αντοχή σε τέμνουσα VRd.....: 0.86  
 Η αντοχή σε διάτμηση είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

\* Το πάχος των συγκολλήσεων του κορμού δοκού  
 στην μετωπική πλάκα είναι.....: 3.00mm  
 - Η απαιτούμενη τιμή είναι.....: 3.00mm  
 \* Το πάχος των συγκολλήσεων του πέλματος δοκού  
 στην μετωπική πλάκα είναι.....: 4.00mm  
 - Η απαιτούμενη τιμή για μεταθετό πλαίσιο είναι.....: 3.00mm  
 - Η απαιτούμενη τιμή για αμετάθετο πλαίσιο είναι.....: 4.00mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.4}

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k5  
 \* Μετωπική πλάκα, μία σειρά κοχλίων σε εφελκυσμό .....: 130.00mm  
 \*\* Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T  
 { Σειρές κοχλίων/ανεξάρτητες  
 ή τμήμα ομάδας κοχλίων }  
 Σειρά κοχλίων No 1 : leff.....: 361.63mm  
 Σειρά κοχλίων No 2 : leff.....: 353.45mm  
 Σειρά κοχλίων No 3 : leff.....: 32.47mm  
 Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....: 8.85mm  
 \*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλίων 1.....: 72.31mm  
 Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....: 2.23mm  
 \*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλίων 2.....: 72.31mm  
 Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....: 2.18mm  
 \*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλίων 3.....: 2.18mm  
 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k7  
 \* Κοχλίες, μία σειρά κοχλίων σε εφελκυσμό.....: 8.00mm  
 Πάχος bolt head.....: 10.00mm  
 Πάχος of the bolt nut.....: 10.00mm  
 \* Σειρά κοχλίων No.....:1  
 Μήκος Lb κοχλίας.....: 37.00mm  
 \*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλίων.....: 3.65mm  
 \* Σειρά κοχλίων No.....:2  
 Μήκος Lb κοχλίας.....: 37.00mm  
 \*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλίων.....: 3.65mm  
 \* Σειρά κοχλίων No.....:3

Μήκος Lb κοχλίου.....: 37.00mm  
 \*\*Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλίων.....: 3.65mm

ΕΝΕΡΓΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.3.1}

=====

Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας .....: 2.58mm  
 \* Σειρά κοχλίων No 1 : keff.....: 1.38mm  
 \* Σειρά κοχλίων No 2 : keff.....: 1.36mm  
 \* Σειρά κοχλίων No 3 : keff.....: 1.36mm

ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ {J.4.3}

=====

Απόσταση hr μεταξύ σειράς κοχλίων και κέντρου θλίψης.....: 438.17mm  
 \* Σειρά κοχλίων No 1.....: 358.17mm  
 \* Σειρά κοχλίων No 2.....: 208.17mm  
 \* Σειρά κοχλίων No 3.....: 383.24mm  
 Ισοδύναμος μοχλοβραχίονας z .....: 383.24mm

ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.3.1}

=====

Ισοδύναμος συντελεστής δυσκαμψίας keq.....:4.99mm

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}

=====

\* Στροφική ακαμψία Sj.ini.....:2684560.75kNmm/deg  
 \* Στροφική ακαμψία Sj.sec.....:894853.56kNmm/deg  
 \* Ιδεατή ακαμψία Sj.....:1342280.38kNmm/deg

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}

=====

\* Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3



## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΣΧΟΛΙΑ

Στα πλαίσια της εργασίας εξετάστηκαν κτίρια με γερανογέφυρα, στα οποία η δοκός κύλισης εδράζεται σε κοντούς προβόλους από τα υποστυλώματα ολόσωμου πλαισίου. Σκοπός της εργασίας ήταν να αναδειχθεί η κρίσιμη κατάσταση για την διαστασιολόγηση των κύριων φορέων της κατασκευής, δεδομένων των ιδιαίτερων απαιτήσεων που ορίζονται για κτίρια με γερανογέφυρες, καθώς και να διερευνηθούν κατασκευαστικές παραλλαγές για τέτοιου είδους κτίρια. Εξετάστηκε ο αντίκτυπος των παραπάνω περιπτώσεων στο κόστος ανέγερσης της κατασκευής. Επίσης, εξετάστηκε ο τρόπος με τον οποίον διαστασιολογείται η δοκός κύλισης και προσδιορίστηκαν με ακρίβεια τα φορτία που επενεργούν στην κατασκευή. Οι αναλύσεις που έγιναν περιλαμβάνουν την διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας για κατασκευή με και χωρίς ελκυστήρα σύνδεσης των κεφαλών των υποστυλωμάτων και για δυο γεωμετρικές παραλλαγές του υπόστεγου.

Ως προς τις δράσεις που καταπονούν το κτίριο, παρατηρήθηκε ότι κρίσιμη φόρτιση είναι η ανεμοπίεση και όχι ο σεισμός όπως συμβαίνει για παράδειγμα στις συμβατικές κατασκευές από σκυρόδεμα. Σε αυτό συνετέλεσε η μικρή μάζα της κατασκευής λόγω της χρήσης αποκλειστικά μεταλλικών στοιχείων και οι μεγάλες διαστάσεις της (ύψος και μήκος). Επιπλέον οι μεγάλες οριζόντιες ωθήσεις που προκαλεί η κίνηση της γερανογέφυρας καθιστούν τις μετακινήσεις στους συνδυασμούς λειτουργικότητας μεγαλύτερες από αυτές στους σεισμικούς συνδυασμούς. Συμπεραίνουμε συνεπώς, πως οι σεισμικοί συνδυασμοί δεν συμπεριλαμβάνονται στους δυσμενέστερους.

Από τη δυναμική φασματική ανάλυση προέκυψε ότι η πρώτη είναι η κύρια ιδιομορφή κατά την εγκάρσια διεύθυνση του κτιρίου -και όχι κατά τη διαμήκη- γιατί τα πλαίσια είναι πιο εύκαμπτα από τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Απαιτήθηκαν δε η χρήση 18 ιδιομορφών προκειμένου να εξασφαλιστεί η συμμετοχή του 90% της δρώσας μάζας και ως προς τις δύο διευθύνσεις που εξετάστηκαν.

Όσο αφορά τους κύριους φορείς, από την πρώτη κιόλας ανάλυση -κτίριο με 20 μέτρα άνοιγμα πλαισίου, αμφίπακτο και χωρίς ελκυστήρα- βγάζουμε το συμπέρασμα πως για τις ελάχιστες διατομές, που προκύπτουν για διαστασιολόγηση σε οριακή κατάσταση αστοχίας, δεν ικανοποιούνται οι ιδιαίτερες απαιτήσεις μετακινήσεων για κτίρια με γερανογέφυρες. Δεδομένου πως οι μετακινήσεις αυτές αφορούν κυρίως τα υποστυλώματα των πλαισίων, επιλέγεται ως πρώτος τρόπος αντιμετώπισης η αύξηση των διατομών τους. Η απαιτούμενη ποσοστιαία αύξηση διατομών ανά φάτνωμα (μετρούμενη σε βάρος ανά μέτρο) είναι της τάξης του 38,8%. Συμπεραίνουμε πως κρίσιμη για την διαστασιολόγηση της κατασκευής είναι η απαίτηση για μικρές μετακινήσεις (αναλυτικά αναφέρονται οι απαιτήσεις στο Κεφάλαιο 3) στην στάθμη έδρασης της γερανογέφυρας για συνδυασμούς λειτουργικότητας.

Το παραπάνω συμπέρασμα επιβεβαιώνεται και για κατασκευή που ως λύση στις μεγάλες μετακινήσεις επιλέγεται η τοποθέτηση ελκυστήρα ένωσης των κεφαλών των υποστυλωμάτων.

Με την λύση τοποθέτησης ελκυστήρα οδηγούμαστε σε μια καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών στον φορέα, ιδιαίτερα της ροπής κάμψης, και γενικά σε μια πιο δύσκαμπτη κατασκευή. Τελικά η κατασκευή αν και η διατομή του υποστυλώματος μικραίνει, λόγω του μήκους των μελών του ελκυστήρα, απαιτεί περισσότερο υλικό (χάλυβα) από την προηγούμενη περίπτωση, που ποσοστιαία μεταφράζεται σε αύξηση 22,45%. Πρέπει όμως να αναφερθεί πως οι κύριοι φορείς της κατασκευής καταπονούνται ομαλότερα και η κατασκευή παρουσιάζει καλύτερη συμπεριφορά σε τοπικούς ελέγχους μελών.

Η περίπτωση αμφιαρθρωτού ολόσωμου πλαισίου δεν μπορεί να υλοποιηθεί, καθώς οδηγεί σε γιγάντωση των διατομών. Ενδεικτικά, στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας υπολογίζουμε μετακινήσεις 7 φορές μεγαλύτερες από τις επιτρεπόμενες. Επίσης, για την πραγμάτωση των απαιτήσεων λειτουργικότητας λόγω παρουσίας γερανογέφυρας χρειάζεται σχεδόν τριπλάσια ποσότητα χάλυβα!

Ερχόμενοι τώρα στην τέταρτη περίπτωση όπου η αλλαγή γεωμετρίας -κτίριο με 25 μέτρα άνοιγμα πλαισίου, αμφίπακτου, και διαφορετικής στάθμης ανύψωσης

γερανογέφυρας- δεν μεταλλάσσει τα ποιοτικά συμπεράσματα που έχουμε εξάγει μέσω της εξέτασης της πρώτης περίπτωσης. Μπορούμε δηλαδή να ισχυριστούμε πως τα συμπεράσματα αυτά είναι αξιόπιστα και καλύπτουν κατασκευές με γερανογέφυρες διαμορφούμενες με ολόσωμα πλαίσια, ανεξαρτήτως γεωμετρίας.

Τέλος, να επισημάνουμε ότι λάβαμε υπόψη τις ειδικές διατάξεις εφαρμογής για φέροντα στοιχεία από χάλυβα σε καταστάσεις σεισμού τόσο για τους διαγώνιους συνδέσμους, όσο και για τα ζυγώματα, υποστυλώματα όπου πραγματοποιήθηκε έλεγχος σε λυγισμό υπό συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης των σεισμικών μας φορτίων.

## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ:**

### **ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΔΟΚΟΥ ΚΥΛΙΣΗΣ**