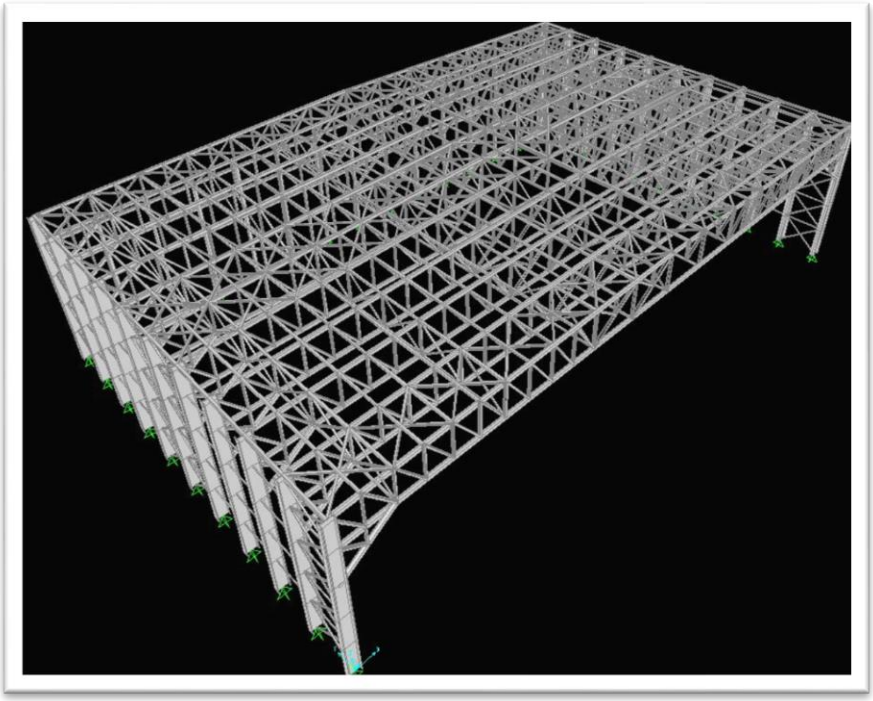
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Υπόστεγου Αεροσκαφών



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Γεώργιος Β. Λύμουρας

Επιβλέπων: Γεώργιος Ιωαννίδης

Αθήνα, Μάρτιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/54

Λύμουρας Γ. Β. (2013).
Σχεδιασμός υπόστεγου αεροσκαφών
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/54
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Lymouras G. V. (2013).
Design of an aircraft hangar
Diploma Thesis EMK ΔE 2013/54
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

στον πατέρα μου που είναι και αυτός αγωνιστής,

στην μητέρα μου που με έμαθε να είμαι διορατικός,

και στην Γωγώ μου για τον χρόνο που της έχω στερήσει

και την ψυχολογική της στήριξη.

Περιεχόμενα

Περίληψη 3
Abstract 4
Εισαγωγή 7
1 Περιγραφή του Φορέα 9
1.1 Περιγραφή του Μεταλλικού Φορέα 9
1.2 Κύριοι Φορείς 9
1.3 Τεγίδες 11
1.4 Μηκίδες 12
1.5 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας 12
1.6 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας 14
1.7 Κεφαλοδοκός 15
1.8 Μετωπικά Υποστυλώματα 16
1.9 Φύλλα Επικάλυψης 17
2 Φορτίσεις 19
2.1 Μόνιμες Δράσεις 19
2.1.1 Ίδιο Βάρος Φορέα 19
2.1.2 Φορτία Επικάλυψης – Η/Μ Εξοπλισμός 20
2.2 Κινητά Φορτία 21
2.3 Φορτία Χιονιού 23
2.4 Φορτία Ανέμου 26
2.4.1 Εξωτερική Πίεση 27
2.4.2 Εσωτερική Πίεση 27
2.4.3 Πίεση Ταχύτητας Αιχμής 27
2.4.4 Ο Δυναμικός Συντελεστής $c_s c_d$ 30
2.4.5 Συντελεστές Εξωτερικής Πίεσης c_{pe} 32
2.4.5.1 Κατακόρυφοι Τοίχοι Κτιρίων με Ορθογωνική Κάτοψη 32
2.4.5.2 Οριζόντιες Στέγες 33
2.4.6 Συντελεστές Εσωτερικής Πίεσης c_{pi} 35
2.4.7 Τελική Πίεση 36
2.4.8 Φορτία Ανέμου για το Μελετώμενο Υπόστεγο 37
2.4.8.1 Κλειστές Θύρες Υπόστεγου 37
2.4.8.2 Ανοικτές Θύρες Υπόστεγου 42

2.4.8.3 Τελικές Πιέσεις Υπόστεγου 50
2.4.8.4 Φορτίσεις και Παραμορφώσεις λόγω Ανέμου στο SAP200 56
2.5 Φορτία Σεισμού 59
2.5.1 Φάσμα Σχεδιασμού 62
2.6.2 Μέθοδοι Ανάλυσης 66
2.6.2.1 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης 66
2.7 Συνδυασμοί Φορτίσεων 68
3 Προσομοίωση Φορέα στο SAP 2000 71
3.1 Εισαγωγή Υλικών και Διατομών 72
4 Πόρτες Μετώπου 77
5 Έλεγχος Επάρκειας Διατομών με το SAP 2000 80
5.1 Συμπεράσματα 89
6 Έλεγχος Επάρκειας Διατομών 90
6.1 Έλεγχοι σε ΟΚΑ με Βάση τον Ευρωκώδικα 3 90
6.1.1 Εφελκυσμός 90
6.1.2 Θλίψη 91
6.1.3 Μονοαξονική (ή απλή) κάμψη 91
6.1.4 Τέμνουσα 92
6.1.5 Κάμψη και Τέμνουσα 93
6.1.6 Κάμψη και Αξονική Δύναμη 93
6.1.7 Καμπτικός Λυγισμός λόγω Αξονικής Θλιπτικής Δύναμης 94
6.1.8 Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός 96
6.1.9 Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός Μελών υπό Θλίψη και Κάμψη 100
6.2 Έλεγχοι σε ΟΚΑ που έγιναν στον Φορέα 105
6.2.1 Έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος HEM1000 105
6.2.2 Έλεγχος επάρκειας διατομής δικτυώματος UPN140 108
7 Βιβλιογραφία 110

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2013/54

Σχεδιασμός υπόστεγου αεροσκαφών

Λύμουρας Γ. Β. (Επιβλέπων: Ιωαννίδης Γ.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας αποτελεί η μελέτη ενός υπόστεγου αεροσκαφών δύο θέσεων για στάθμευση και συντήρηση στην περιοχή της Αλεξανδρούπολης. Τα αεροσκάφη που πρόκειται να το χρησιμοποιήσουν έχουν άνοιγμα φτερών 34 μέτρα, μήκος 31,40 μέτρα και 12,50 μέτρα. Για αυτό το σκοπό επιλέχτηκε κτήριο συνολικού εμβαδού 3.920 τετραγωνικών μέτρων με μήκος 78,40 μέτρα, πλάτος 50 μέτρα και ύψος 16 μέτρα.

Η δυσκολία του φορέα έγκειται στο γεγονός ότι απαιτείται μεγάλο άνοιγμα και ελεύθερο ύψος καθώς και απουσία εσωτερικών υποστυλωμάτων για την ασφαλή μετακίνηση και στάθμευση των αεροσκαφών με αποτέλεσμα ο συγκεκριμένος τύπος μεταλλικής κατασκευής να παρουσιάζει αυξημένη ευαισθησία σε καταπόνηση λόγω ανέμου. Για αυτό το λόγο καταφύγαμε στην λύση δίστηλων κύριων φορέων με ολόσωμα υποστυλώματα και δικτυωτά ζυγώματα. Ο σχεδιασμός και η ανάλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό SAP 2000.

Αρχικά πραγματοποιήθηκε ο σχεδιασμός του υπόστεγου. Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε στον προσανατολισμό των δοκών, στην τοποθέτηση οριζόντιων και εγκάρσιων συνδέσμων δυσκαμψίας καθώς και οριζόντων δοκών για εξασφάλιση συνέχειας και πλευρική εξασφάλισης στο κάτω πέλμα των δικτυωμάτων προκειμένου να αποφευχθούν ανεπιθύμητες παραμορφώσεις.

Έπειτα ακολούθησε ο υπολογισμός και η εισαγωγή των φορτίσεων που υφίσταται ο φορέας στην περιοχή που θα κατασκευαστεί. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε ο Ευρωκώδικας 1. Οι σεισμικές φορτίσεις που ενδεχομένως να καταπονήσουν τον φορέα λήφθηκαν υπόψη με βάση την ιδιομορφική ανάλυση του Ευρωκώδικα 8.

Αφού ορίστηκαν τα φορτία και επιτεύχθηκαν επιθυμητές παραμορφώσεις οριστήκαν αρχικές αλλά λογικές διατομές στα μέλη του φορέα προκειμένου να γίνει έλεγχος επάρκειας των διατομών με το SAP2000. Ανάλογα με τα αποτελέσματα του προγράμματος ορίστηκαν είτε μεγαλύτερες είτε μικρότερες διατομές είτε διατηρήθηκαν σταθερές.

Στο τέλος με βάση τον Ευρωκώδικα 3 πραγματοποιήθηκαν χειρονακτικοί υπολογισμοί ελέγχου επάρκειας διατομών ορισμένων μελών του φορέα για επιβεβαίωση των αποτελεσμάτων που έδωσε το πρόγραμμα.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2011/04

Design of an aircraft hangar

Lymouras G. V. (supervised by Ioannidis G.)

Abstract

This diploma thesis has as goal to design and analyze an aircraft hangar the parking and maintenance of two aircrafts at the same time placed at the region of Alexandroupoli. The aircrafts that are going to use this hangar have 34 meters wing span, 31,40meters length and 12,50 meters height. This is why it was decides that the hanger would have total area 3.920 square meters with 78,40 length, 50 meters width and 16 meters height.

The difficulty of this hangar is that it is required a big span and clear height without internal props for the safe move and park of the aircraft. Because of the aforementioned this hangar is susceptible to the wind force. This is why a two-column main carrier with whole props and netlike zygoma was selected. The design and the analysis of the hangar was accomplished with the SAP2000 software.

Firstly, the design of the hangar took place. Emphasis was given to the orientation of the beams, the placement of the horizontal and vertical associations of stiffness and horizontal beams in order to be provided continuity and side securing at the bottom web of the reticulation and avoid unacceptable deformations.

Afterwards, the calculation and the entrance of the loads that distress the hangar took place. Eurocode 1 was implemented in order to the aforementioned be achieved.

Eurocode 8 was utilised so as the loads of possible earthquakes be considered.

After having assigned the loads and having achieved the desired deformations, the initial cross-sections were selected in order to check the sufficiency of the cross-sections via the SAP2000. According to the results of the software bigger, smaller or the same cross-sections were selected.

Finally, some manual calculations according to the Eurocode 3 were fulfilled in order to affirm the results of the software.

Αντί προλόγου

Δεν υπάρχει τίποτε αδύνατο γι' αυτόν που θα προσπαθήσει.

Οὐδὲν τοῖς θαρροῦσιν ἀνάλωτον (Πλουτάρχου Βίος Αλεξάνδρου 58.2.3)

Δεν υπάρχει πιο μεστή και πιο ουσιαστική πρόταση που να εκφράζει τον χαρακτήρα μου όπως αυτός έχει διαμορφωθεί τα τελευταία οκτώ χρόνια από ότι η παραπάνω. Η εισαγωγή και η ολοκλήρωση των προπτυχιακών μου σπουδών στην σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου σε χρονικό διάστημα δύο μόλις χρόνων ουσιαστικά οφείλεται στο πείσμα, στην υπομονή και την επιμονή μου, τρία πράγματα που με εκφράζουν σε κάθε μου προσπάθεια. Αν επιπλέον λάβει κανείς υπόψη πως αυτές οι σπουδές πραγματοποιήθηκαν παράλληλα και με άλλες δύο δραστηριότητες – εργασία πλήρους απασχόλησης και παρακολούθηση του Ε.Π.ΠΑΙ.Κ της Α.Σ.ΠΑΙ.ΤΕ, μπορεί εύκολα να συνειδητοποιήσει της θυσίες που έγιναν. Θυσίες όχι μόνο δικές μου, αλλά και της Γωγώς μου, που ήταν πάντα δίπλα μου να με στηρίζει και να με ηρεμεί όταν τα όρια μου λόγω της πίεσης είχαν εξαντληθεί, και των γονιών μου γιατί χωρίς αυτούς δεν θα ήμουν εδώ που είμαι σήμερα.

Θέλω να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Γεώργιο Ιωαννίδη για την καθοδήγηση και την κατανόηση που μου έδειξε αλλά και για τους διαλόγους που είχαμε στις συναντήσεις μας οι οποίοι θα μου λείψουν. Επίσης τον υποψήφιο διδάκτορα κ. Κώστα Αδαμάκο για τις υποδείξεις και συμβουλές του στον χειρισμό του λογισμικού SAP2000.

Αθήνα, Μάρτιος 2013

Εισαγωγή

Αντικείμενο της διπλωματικής μας εργασίας είναι η μελέτη ενός υπόστεγου στο αεροδρόμιο της Αλεξανδρούπολης που προορίζεται για την επισκευή και συντήρηση αεροσκαφών τύπου Airbus A318 με άνοιγμα φτερών 34 μέτρα, μήκος 31,40 μέτρα και ύψος 12,50 μέτρα. Στο υπόστεγο προβλέπεται ταυτόχρονη στέγαση μέχρι το πολύ δύο αεροσκαφών.

Το κτήριο που μελετάμε είναι συνολικού εμβαδού 3920 τετραγωνικών μέτρων με μήκος 78,40 μέτρα, πλάτος 50 μέτρα και ύψος 16 μέτρα.

Η δυσκολία του φορέα έγκειται στο γεγονός ότι απαιτείται μεγάλο άνοιγμα και ελεύθερο ύψος καθώς και απουσία εσωτερικών υποστυλωμάτων για την ασφαλή μετακίνηση και στάθμευση των αεροσκαφών με αποτέλεσμα ο συγκεκριμένος τύπος μεταλλικής κατασκευής (hangars) να παρουσιάζει αυξημένη ευαισθησία σε καταπόνηση λόγω ανέμου.

Τα μονώροφα κτήρια από χάλυβα έχουν προνομιακό πεδίο εφαρμογής όταν τα ανοίγματα είναι πολύ μεγάλα και συνδέονται κατά κανόνα με την απουσία ωφέλιμων φορτίων επί της οροφής τους και με τη χρήση ελαφριών υλικών για την επικάλυψη και την πλευρική τους επένδυση. Πλεονεκτήματα του φέροντος οργανισμού από χάλυβα αποτελούν το μικρό ίδιο βάρος, που συνεπάγεται μικρότερη επιβάρυνση στη θεμελίωση και μικρές σεισμικές δυνάμεις και την ελεγχόμενη απόκριση τους σε συνθήκες σεισμού, που οφείλεται κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα. Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής των μελών του φορέα έχει θετικά αποτελέσματα στην ποιότητα τους αλλά και στην ταχύτητα κατασκευής του φορέα. Οι φορείς από χάλυβα προσφέρουν επίσης ευκολία στην επισκευή τους καθώς και ευχερή ενίσχυση τους για την παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων. Για να επιτευχθούν τα παραπάνω πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη βαρύτητα στην αποφυγή ατελειών των κυρίων μελών και στον ποιοτικό έλεγχο των συγκολλήσεων, των κοχλιώσεων και της επιφανειακής προστασίας.

Στόχος είναι η κατανόηση της συμπεριφοράς και όλων των παραμέτρων που θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στη μελέτη μιας υφιστάμενης κατασκευής. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα έγινε χρησιμοποιώντας ένα πρόγραμμα λογισμικού του εμπορίου (SAP2000 version 14). Για τον υπολογισμό των φορτίων χρησιμοποιήθηκε ο Ευρωκώδικας 1 και 8 ενώ για τον έλεγχο επάρκειας τηςκατασκευής ο Ευρωκώδικας 3.

Η παρούσα διπλωματική εργασία αποτελείται από τα εξής κεφάλαια:

Στο Κεφάλαιο 1 γίνεται αναλυτική παρουσίαση της γεωμετρίας του φορέα και αναφορά στα επιμέρους στοιχεία της κατασκευής.

Στο Κεφάλαιο 2 υπολογίζονται τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση της κατασκευής που κάνει το SAP2000 σύμφωνα με όσα ορίζει ο

Ευρωκώδικας 1 και ο Ευρωκώδικας 8. Περιλαμβάνονται ακόμη και οι συνδυασμοί φόρτισης που λήφθηκαν υπόψη.

Στο Κεφάλαιο 3 γίνεται μία γενική παρουσίαση του εμπορικού προγράμματος λογισμικού SAP2000 που χρησιμοποιήθηκε ως εργαλείο ανάλυσης και διαστασιολόγησης καθώς και μια αναφορά στα συγκριτικά του πλεονεκτήματα. Στη συνέχεια περιγράφεται ο τρόπος εισαγωγής του τρισδιάστατου μοντέλου στο πρόγραμμα και η προσομοίωση του.

Στο Κεφάλαιο 4 γίνεται παρουσίαση του τρόπου με τον οποίο επιτυγχάνεται η κατασκευή της πόρτας μετώπου η οποία σε όλο το άνοιγμα του μετώπου δεν θα πρέπει να έχει ενδιάμεσες στηρίξεις η οποίες θα εμπόδιζαν την είσοδο των αεροσκαφών.

Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που δίνει το πρόγραμμα SAP για τον έλεγχο επάρκειας διατομών και μελών.

Στο Κεφάλαιο 6 γίνονται υπολογισμοί επάρκειας σε ενδεικτικές διατομές. Πιο συγκεκριμένα ελέγχονται σε επάρκεια σε οριακή κατάσταση αστοχίας οι διατομές των υποστυλωμάτων και των διαγώνιων ράβδων του δικτυώματος.

1 Περιγραφή του Φορέα

1.1 Περιγραφή του Μεταλλικού Φορέα

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, μελετάται ένα μεταλλικό υπόστεγο αεροσκαφών που πρόκειται να κατασκευαστεί στον κρατικό αερολιμένα της Αλεξανδρούπολης. Η κατασκευή πρόκειται να χρησιμοποιηθεί για στάθμευση και συντήρηση αεροσκαφών.

Το κτίριο θα έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 78,40x50,0m^2 και θα αποτελείται από έντεκα κύριους φορείς-πλαίσια με δικτυωτά ζυγώματα παράλληλα διατεταγμένα ανά 5,0m. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι 19,50m και η στέγη μπορεί να θεωρηθεί οριζόντια αφού η κλίση της είναι ίση με 1,46^o (2,55%) δηλαδή μικρότερη από 5°.

Στην εγκάρσια διεύθυνση των κύριων φορέων, υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας-δύο στους μεσαίους κύριους φορείς και από έναν στους ακραίους, για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων και στα αντίστοιχα φατνώματα επί της στέγης οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας με σκοπό την εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας. Τοποθετήθηκε κεφαλοδοκός η οποία συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας στην κάθετη διεύθυνση του επιπέδου των κύριων φορέων. Οι τεγίδες έχουν διαταχθεί ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (2,80 m) και ως κύριο σκοπό έχουν να μεταφέρουν τα φορτία από τα εδραζόμενα σε αυτές φύλλα επικάλυψης με ασφάλεια. Επιπλέον, έχουν τοποθετηθεί οριζόντιες αμφιέρειστες δοκοί ανά 11,20m καθώς και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ώστε να εξασφαλιστεί πλευρικά το κάτω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος ως προς το οριζόντιο επίπεδο και αν περιοριστούν οι οριζόντιες παραμορφώσεις. Τέλος, για της εξασφάλιση του κόμβου δοκοί-υποστηλώματος έχει προβλεφτεί ένα μικρό δικτύωμα.

Έχουν χρησιμοποιηθεί πρότυπες διατομές θερμής έλασης σύμφωνα με τα σχέδια της αρχικής μελέτης. Σε ορισμένες περιπτώσεις κρίθηκε αναγκαία η αύξηση των διατομών ορισμένων μελών για την αποφυγή αστοχίας. Ως υλικό κατασκευής επιλέχθηκε χάλυβας ποιότητας S355.

1.2 Κύριοι Φορείς

Οι κύριοι φορείς είναι πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (στην προκείμενη περίπτωση ανά 5,0 μέτρα) και έχουν την δυνατότητα παραλαβής μέσα στο επίπεδό τους κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογεφυρών). Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών.

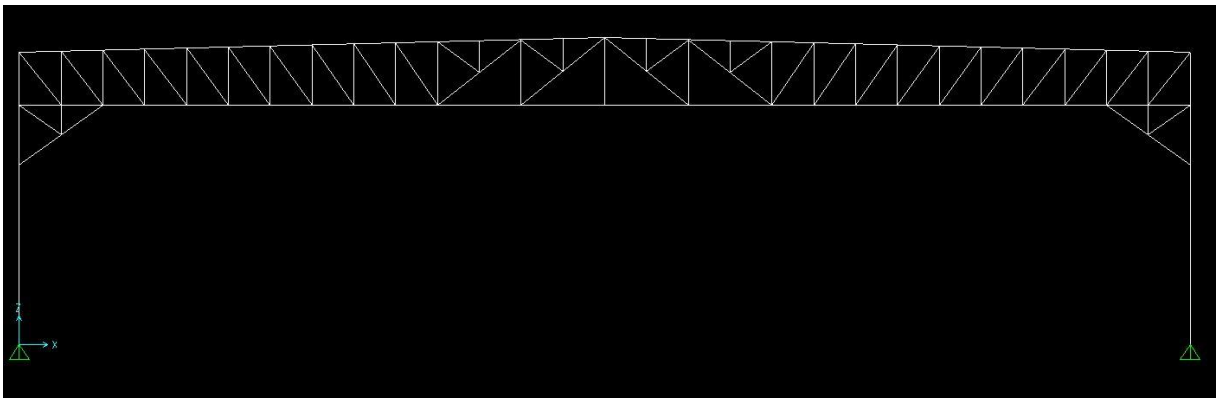
Στην περίπτωση του μεταλλικού αυτού στεγάστρου, οι κύριοι φορείς είναι δίστηλοι με ολόσωμα υποστυλώματα και δικτυωτά ζυγώματα, διάταξη που συνηθίζεται σε περίπτωση σχετικά μεγάλων ανοιγμάτων όπου λόγω εξοικονόμησης βάρους επιτυγχάνεται οικονομικότερη λύση.

Στην περίπτωση μας όπου έχουμε έναν δικτυωτό φορέα μεγάλου ανοίγματος, ενδείκνυται το άνω και κάτω πέλμα να μορφώνονται με διατομές διπλού ταυ όπου τα πέλματα των διατομών τοποθετούνται παράλληλα προς το μέσο επίπεδο του δικτυώματος. Για τις ράβδους των δικτυωμάτων χρησιμοποιούνται διατομές από 2U ειδικής κατασκευής η οποία θα παρουσιαστεί σε επόμενο κεφάλαιο για την επίτευξη μεγάλης ροπής αδράνειας όπου η σύνδεση τους με τις δοκούς του δικτυώματος πραγματοποιείται με έλασμα και κοχλίες. Η παραπάνω τοποθέτηση της διατομής των πελμάτων του δικτυώματος συνδέεται με αντοχή σε λυγισμό εντός του επιπέδου του δικτυώματος περί τον ασθενή άξονα της διατομής ενώ για λυγισμό εκτός του επιπέδου περί τον ισχυρό άξονα της διατομής.

Τόσο για τα ζυγώματα όσο και για τα υποστυλώματα προτιμώνται διατομές διπλού ταυ διότι όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από τον ουδέτερο άξονα τόσο καλύτερη συμπεριφορά παρουσιάζει η διατομή αυτή έναντι κάμψης διότι μεγαλώνει η ροπή αδρανείας και η ροπή αντίστασης που μετρούν την καμπτική δυσκαμψία και την καμπτική αντοχή αντίστοιχα. Έτσι, για το άνω και κάτω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος έχει επιλεγεί διατομή HEB340 ενώ για τα υποστυλώματα των πλαισίων διατομή έχει επιλεγεί HEM1000.

Προσοχή πρέπει να δοθεί στον προσανατολισμό των επιλεγμένων διατομών των μελών ώστε για την παραλαβή των μεγάλων φορτίων να ενεργοποιούνται οι ισχυροί άξονες των διατομών.

Όσον αφορά τα υποστυλώματα, οι εδράσεις τους έχουν σχεδιαστεί ως αρθρωτές οι οποίες είναι απλούστερες κατασκευαστικά και οδηγούν σε μικρά σχετικά θεμέλια, προτιμώνται δε όταν το έδαφος θεμελίωσης δεν είναι πολύ καλής ποιότητας.



Σχήμα 1.1: Τυπικό πλαίσιο κατασκευής

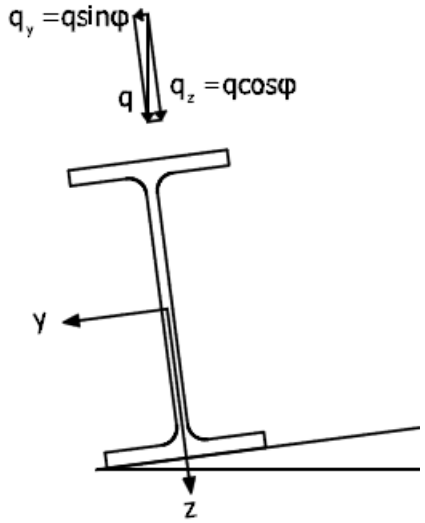
1.3 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατό να από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου (π.χ. κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται, κατά κανόνα, ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (εδώ ανά 2,80 m).

Ο ρόλος των τεγίδων στην κατασκευή, εκτός από το να μεταφέρουν δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς, μπορεί να είναι δευτερευόντως η συμμετοχή στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και να προσφέρουν πλευρική εξασφάλιση στα ζυγώματα.

Αποτελούν στοιχεία καταπονούμενα σε κάμψη κατά κύριο λόγο, μπορεί δε να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές διπλού ταυ, συνηθέστερα από τη σειρά IPE. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές διπλού ταυ (συνηθέστερα από τη σειρά HEA). Όταν ορισμένες τεγίδες, χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανεμικών συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές από τη σειρά HEB.

Στο στέγαστρο που μελετάται όπου οι τεγίδες δέχονται τα φορτία λόγω ανεμοπίεσης, χιονιού, φύλλων επικάλυψης και μηχανολογικού εξοπλισμού, η κύρια καταπόνησή τους είναι καμπτική. Η διατομή που έχει επιλεγεί για τις τεγίδες είναι HEB200.



Σχήμα 1.2: Ανάλυση κατακόρυφων φορτίων τεγίδας σε συνιστώσες

Τα φορτία τα οποία ασκούνται επί της κεκλιμένης τεγίδας είναι κατακόρυφα (μόνιμα βάρη, χιόνι) ή κάθετα στην επιφάνεια της επιστέγασης (άνεμος), είναι δε δυνατόν, τελικά, κάθε φόρτιση, προερχόμενη από συνδυασμό δράσεων, να αναλυθεί κατά τις διευθύνσεις των δύο κυρίων αξόνων της διατομής. Οι συνιστώσες των δράσεων οι παράλληλες προς την επιστέγαση είναι σχετικά μικρές και τόσο μικρότερες όσο μικρότερη είναι η κλίση της στέγης. Στην περίπτωση μας λόγω πολύ μικρής κτίσεως της στέγης τα φορτία θεωρούνται κατακόρυφα.

Ως προς το στατικό τους σύστημα, οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέρειστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί. Στην 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. Στην συγκεκριμένη περίπτωση, έχει επιλεγεί οι τεγίδες να σχεδιαστούν ως αμφιέρειστες μήκους 5,0 m (όσο δηλαδή είναι η απόσταση μεταξύ των κύριων φορέων/πλαισίων) που αποτελεί και την δυσμενέστερη περίπτωση γιατί η συνεχής τεγίδα επί πολλών ανοιγμάτων έχει ευνοϊκή κατανομή των καμπτικών ροπών κατά το μήκος της και μικρές παραμορφώσεις.

1.4 Μηκίδες

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

Κύρια φόρτιση για τις μηκίδες είναι επίσης η ανεμοπίεση. Οι παραμορφώσεις λόγω των κατακόρυφων φορτίων (ίδιο βάρος μηκίδων, βάρος επένδυσης) αναιρούνται σε μεγάλο βαθμό από την πρόβλεψη των ελκυστήρων, οι οποίοι άνω ή και σε ενδιάμεσες θέσεις μεταφέρουν τα φορτία αυτά στα υποστυλώματα μέσω λοξών ράβδων.

Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο όμοιο με τις τεγίδες δηλαδή αμφιέρειστες. Στο παρών μοντέλο έχει επιλεγεί διατομή IPE140 και έχει προβλεφτεί η συμμετοχή τους στην πλευρική εξασφάλιση των υποστυλωμάτων μέσω της μείωσης του μήκους λυγισμού τους.

1.5 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. 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, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι, χαρακτηρίζονται δηλαδή ως «οριζόντιοι» δηλαδή δεν είναι παράλληλοι προς το δάπεδο του κτιρίου.

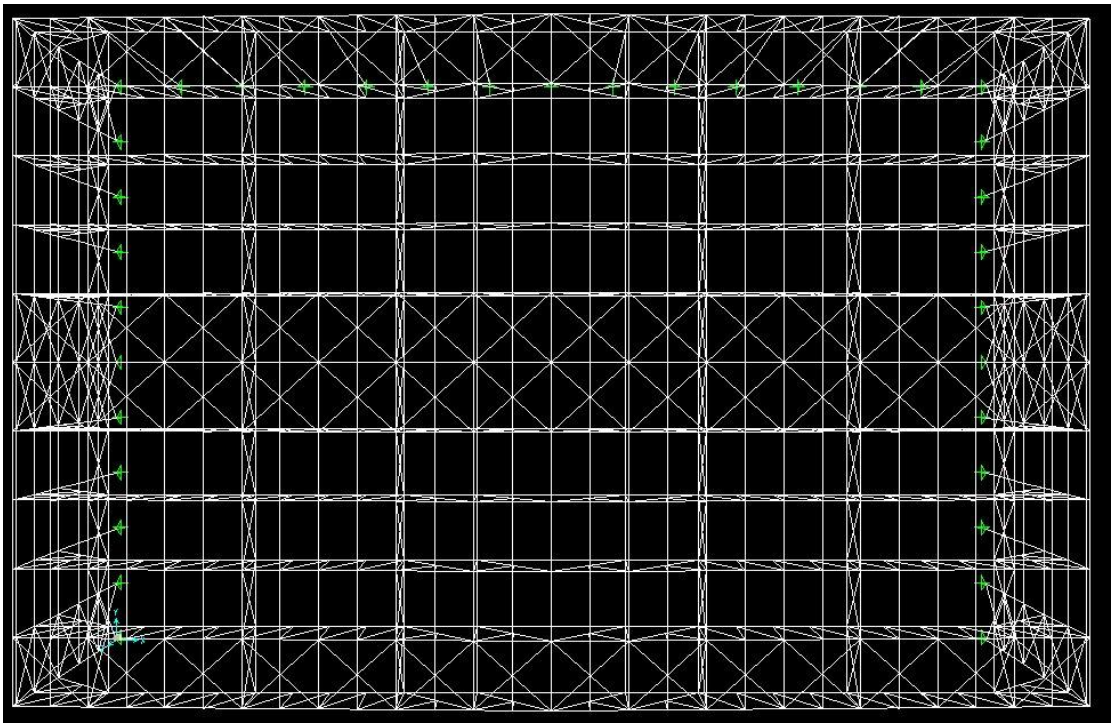
Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

1. η μεταφορά στα κατακόρυφα (μεταξύ υποστυλωμάτων) συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων ανεμοπιέσεων οι οποίες ασκούνται στα μέτωπα και φτάνουν στο επίπεδο των ζυγωμάτων μέσω των μετωπικών υποστυλωμάτων,
2. η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων,
3. διαμόρφωση στοιχείου δυσκαμψίας στο οποίο αγκυρώνονται οι τεγίδες εκείνες που προσφέρουν πλευρική στήριξη (εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού) στα ζυγώματα,
4. η συμβολή στην ευστάθεια της κατασκευής κατά τη διάρκεια της ανέγερσης.

Συνήθως, διαγώνιες ράβδοι τοποθετούνται ανά δεύτερη τεγίδα. Το διαμορφούμενο δικτύωμα δυσκαμψίας έχει επομένως ως πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν κύριων πλαισίων, ως ορθοστάτες ορισμένες από τις τεγίδες και ως διαγώνιες τι πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους. Ο κεντρικός ορθοστάτης (θέση κορφιά αποτελείται από δύο τεγίδες.

Κατά την εφαρμογή των οριζοντίων δυνάμεων (ανέμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκυόμενη εκ των δύο διαγωνίων κάθε φατνώματος. Είναι φανερό ότι ανάλογα με τη φορά των οριζοντίων δυνάμεων εφελκυόμενη θα είναι η μία ή η άλλη διαγώνιος κάθε φατνώματος.

Κατά κανόνα, για την τυποποίηση των κατασκευαστικών λεπτομερειών και την ομοιομορφία, χρησιμοποιείται η ίδια διατομή για όλες τις διαγώνιες ράβδους. Στον υπό μελέτη φορέα επιλέχθηκε διατομή HEB160. Η μορφή του φορέα με τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας φαίνεται παρακάτω.



Σχήμα 1.3: Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

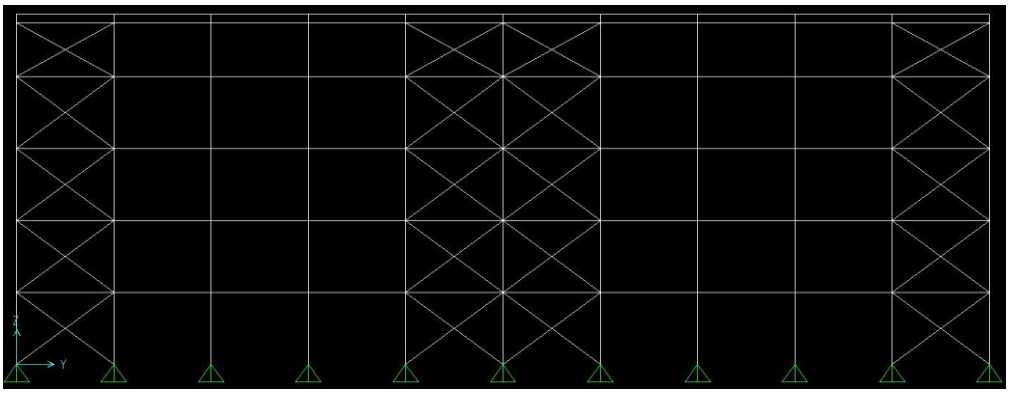
1.6 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Στην περίπτωση που τα οριζόντια φορτία (άνεμος, σεισμός) δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση των κύριων φορέων, η παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας και η μεταφορά τους στην θεμελίωση μπορεί να γίνεται μέσω δύσκαμπτων φατνωμάτων, δικτυωτής κατά κανόνα μορφής, που κατασκευάζονται μεταξύ των υποστυλωμάτων σε επιλεγμένες θέσεις. Στα δικτυώματα που σχηματίζονται, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο η κεφαλοδοκός, συμπληρώνονται δε με πρόσθετα διαγώνια και ενδεχομένως πρόσθετα οριζόντια στοιχεία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνιστάται να τοποθετούνται στα ίδια φατνώματα στα οποία έχουν διαταχθεί και οριζόντιοι σύνδεσμοι, κάτι που τηρείται και στην συγκεκριμένη περίπτωση.

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

1. παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση των κύριων φορέων και μεταφορά τους στην θεμελίωση,
2. παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
3. παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διακρίνονται σε εκείνους στους οποίους όλες οι ράβδοι συμβάλλουν στους κόμβους χωρίς εκκεντρότητα και σε εκείνους στου οποίους η διαγώνιος τοποθετείται έκκεντρα. Στους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα που έχουν επιλεγεί στην περίπτωση μας, όλες οι ράβδοι καταπονούνται μόνο από αξονικές δυνάμεις. Επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργή είναι μόνο η εφελκυόμενη εκ των δύο διαγωνίων κάθε φατνώματος και διαστασιολόγηση να γίνει με βάση τις εφελκυόμενες ράβδους. Στον υπό μελέτη φορέα επιλέχθηκε διατομή HEB120.



Σχήμα 1.4: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

1.7 Κεφαλοδοκός

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

Στον υπό μελέτη φορέα έχει επιλεγεί κοίλη τετραγωνικής μορφής διατομή TUBO100X100X10.

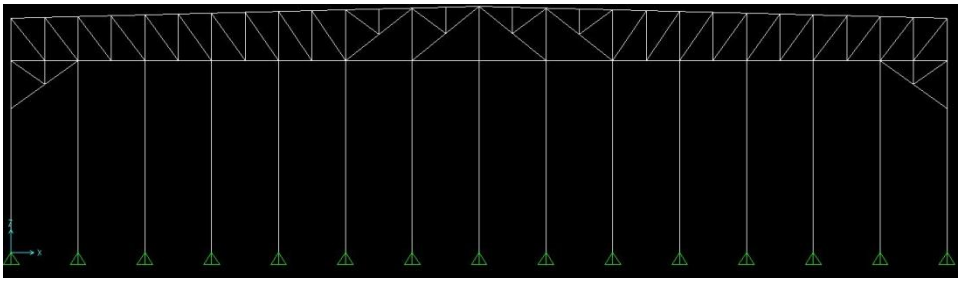
1.8 Μετωπικά Υποστυλώματα

Για να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά πλαίσια είναι η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία κυρίως καταπονούμενα σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι οι διπλού ταυ με πέλματα παράλληλα προς την όψη. Η θέση, τέλος καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου. Στην προκειμένη περίπτωση λόγω λειτουργικών απαιτήσεων μετωπικά υποστυλώματα θα τοποθετηθούν μόνο στο τελευταίο ακραίο πλαίσιο.

Το μετωπικό υποστύλωμα μπορεί να είναι πακτωμένο ή αρθρωτό στη βάση του. Στο μεταλλικό υπόστεγο που μελετάται, η έδραση είναι απλή αρθρωτή που διαμορφώνεται με δύο αγκύρια εκατέρωθεν του κορμού, λύση που είναι κατασκευαστικά απλή και δεν επιβαρύνει με ροπή το θεμέλιο έδρασης. Η κεφαλή του μεταλλικού στύλου στηρίζεται άνω στους κύριους φορείς με απλή σύνδεση, οπότε η ανεμοπίεση που του αντιστοιχεί κατανέμεται κατά το ένα ήμισυ απευθείας στην θεμελίωση (οριζόντια δύναμη) και κατά το άλλο, στο οριζόντιο αντιανέμιο σύστημα.

Για λόγους απλοποίησης της κατασκευής, συνήθως επιδιώκεται τα ακραία πλαίσια του κτιρίου να διαμορφώνονται όμοια με τα εσωτερικά και επομένως δεν είναι επιθυμητή η παρεμπόδιση της ελεύθερης παραμόρφωσης των πλαισίων από τους μετωπικούς στύλους. Για το λόγο αυτό η σύνδεση άνω πραγματοποιείται μέσω κοχλιών σε επιμήκεις οπές, η ακριβής διάσταση των οποίων καθορίζεται από το μέγεθος των παραμορφώσεων του ακραίου πλαισίου. Έτσι, αποφεύγεται επιπροσθέτως η μεταφορά αξονικών δυνάμεων στα μετωπικά υποστυλώματα.

Στην κατασκευή που εξετάζεται, έχουν τοποθετηθεί μετωπικοί στύλοι ΗΕΜ320 ανά 5,60m στο πίσω μόνο μέτωπο του υπόστεγου και όχι στο πρόσθιο, για να μην εμποδίζεται η είσοδος και ελεύθερη διέλευση των αεροσκαφών. Ακολουθεί η όψη του μετώπου με τους μετωπικούς στύλους.



Σχήμα 1.5: Μετωπικοί στύλοι στο πίσω μέρος του υπόστεγου

1.9 Φύλλα Επικάλυψης

Με τον όρο επικάλυψη εννοούμε τα φύλλα με τα όποια επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς ακυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπιέσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτουμένη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχειά του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς τον οποίο μεταφέρουν τα φορτία. Δύο είναι οι κύριες μορφές των φύλλων επικάλυψης που κυκλοφορούν στο εμπόριο:

α. Η ‘απλή’ μορφή φύλλων επικάλυψης, αποτελούμενη από ένα μόνο προκατασκευασμένο πτυχωτό χαλυβδόφυλλο με προφίλ κυματοειδές ή τραπεζοειδές, το οποίο είναι συνήθως γαλβανισμένο για προστασία έναντι σκωρίασης.

β. Τα θερμό-ηχομονωτικά προκατασκευασμένα φύλλα επικάλυψης, των οποίων η γενική μορφή είναι ένα σκληρό στρώμα πολυουρεθανίου (θερμο-ηχομονωτικό υλικό) πάχους 30mm έως 80mm, με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και επικάλυψη φύλλου χάλυβα στην εσωτερική. Οι τύποι των φύλλων επικάλυψης που φαίνονται στα σχήματα 2.6 και 2.7 χρησιμοποιούνται τόσο για επιστεγάσματα, όσο και για πλαγιοκαλύψεις. Το τι τύπος φύλλου επικάλυψης θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε έργο εξαρτάται από τις απαιτήσεις σε θερμομόνωση και ηχομόνωση, που είναι συνάρτηση του μέρους στο οποίο κατασκευάζεται, αλλά και από τις απαιτήσεις και την οικονομική δυνατότητα του κύριου του έργου. Προφανώς τα συνθετότερα φύλλα επικάλυψης έχουν και το ανάλογο αυξημένο κόστος.

Σχήμα 1.6: Απλή μορφή φύλλων επικάλυψης, προκατασκευασμένα πτυχωτά χαλυβδόφυλλα

Σχήμα 1.7: Προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης

Τα φύλλα επικάλυψης παράγονται συνήθως σε λωρίδες πλάτους 1m και μήκους το πολύ 12m. Οι διαστάσεις αυτές προκύπτουν, εκτός των άλλων, και για λειτουργικούς λόγους, ώστε να είναι εύκολη η φορτοεκφόρτωσή τους στα οχήματα μεταφοράς και η ανέγερσή τους από τα συνεργεία. Τα φύλλα επικάλυψης έχουν, κατά μήκος της μεγάλης τους διάστασης, διαμορφωμένες υποδοχές (κρυφές ή φανερές) και από τις δύο τους πλευρές για εύκολη συναρμογή μεταξύ τους στο εργοτάξιο.

Στο υπόστεγο που μελετάται θα χρησιμοποιηθούν θερμομονωτικά πανέλλα ίδιου τύπου τόσο για τα επιστεγάσματα, όσο και για τις πλαγιοκαλύψεις, για τα οποία ισχύουν και προσθέτουν στον φέροντα οργανισμό μέσω των τεγίδων μόνιμο φορτίο της 0,12 KN/m^2.

2 Φορτίσεις

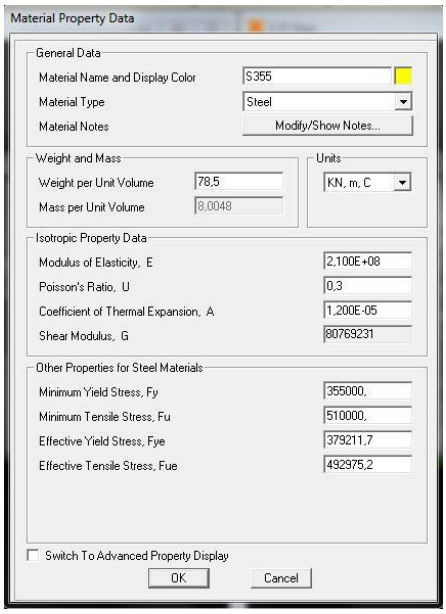
2.1 Μόνιμες Δράσεις

Σε αυτή την κατηγορία αυτή των δράσεων περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα).

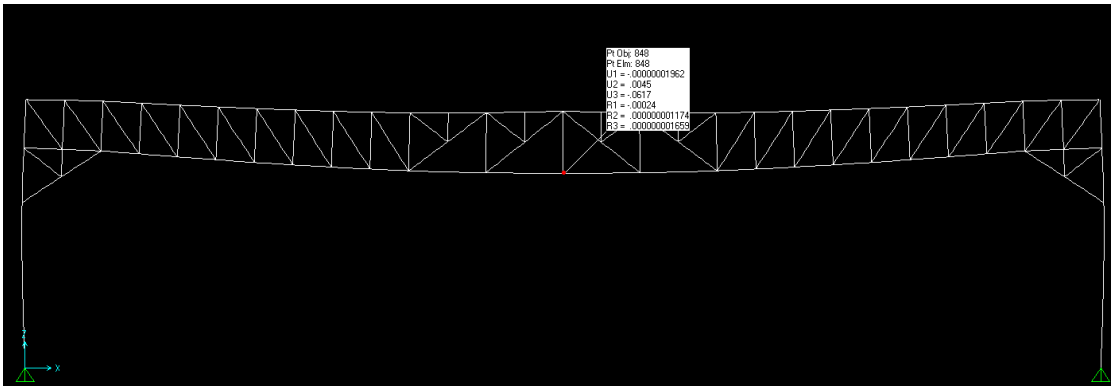
2.1.1 Ίδιο Βάρος Φορέα

Ο υπολογισμός και η ομοιόμορφη κατανομή των ιδίων βαρών των επί μέρους στοιχείων του φορέα γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000 - το οποίο διαθέτει βιβλιοθήκη πρότυπων διατομών αφού όμως έχουμε εισάγει τα εξής δεδομένα:

- Ποιότητα Χάλυβα S355
- Μέτρο Ελαστικότητας E=210.000.000 MPa
- Λόγος Poisson ν=0,3
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha=1{,}2\times10^{-5}$
- Fy= 355 Mpa
- Fu= 510 Mpa



Σχήμα 2.1: Ορισμός ιδιοτήτων χάλυβα στο SAP 2000



Σχήμα 2.2: Παραμορφώσεις λόγω ιδίου βάρους κατασκευής

2.1.2 Φορτία Επικάλυψης – Η/Μ Εξοπλισμός

Ως υλικό επικάλυψης χρησιμοποιήθηκαν τραπεζοειδή θερμομονωτικά panel πολυουρεθάνης archon Sky με πυρήνα που αποτελείται από σκληρό αφρό πολυουρεθάνης. Τα συγκεκριμένα panel προσθέτουν στην οροφή μέσω των τεγίδων και προκαλούν μόνιμο φορτίο της τάξης του 0,13 kN/m^2. Συγκεκριμένα όπως θα δούμε και παρακάτω η δυσμενέστερη κατακόρυφη φόρτιση λόγω του ανέμου είναι 3,58KN/m^2=358kg/m^2 και επιλέγουμε πάχος πετάσματος 100mm.

sky3

Αμφιέριστη στήριξη -simple span Πάχος Πετάσματος Panel thickness							Απόσταση στηριξεων -Supports spacing (m)
100	80	60	50	40	30	20	
Μεγιστο επιτρεπόμενο φορτίο -Max load capacity kg/m2 steel							
489	421	344	292	260	220	155	2
370	327	280	250	200	140	85	2,5
300	270	220	180	130	85	35	3
235	215	160	120	86	50		3,5
200	170	115	85	60			4
160	130	82	62				4,5
110	100	62					5

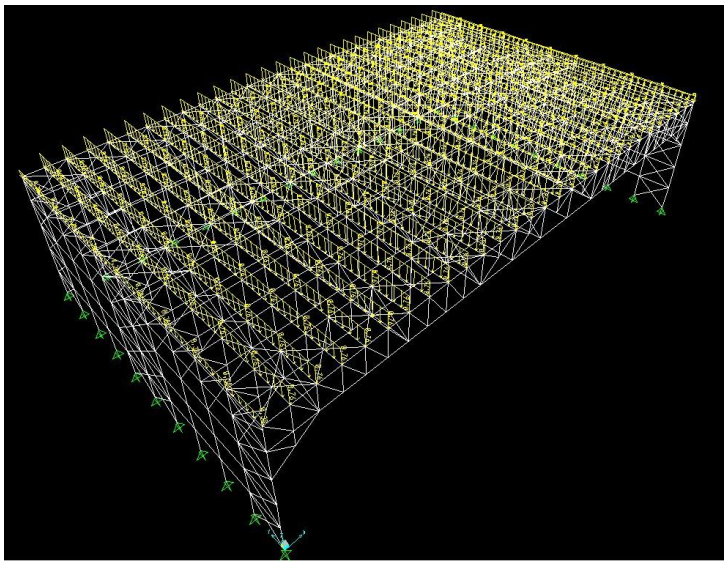
Προβλέπεται επίσης ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο 0,14 kN/m^2 λόγω του Η/Μ εξοπλισμού π.χ. φωτισμός, αεραγωγοί, γερανογέφυρα.

Τόσο το φορτίο επικάλυψης όσο και το φορτίο λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων υπολογίζονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα στις τεγίδες, κάθε μία από τις οποίες αναλαμβάνει φορτίο ανάλογα με τις φορτικές επιφάνειες.

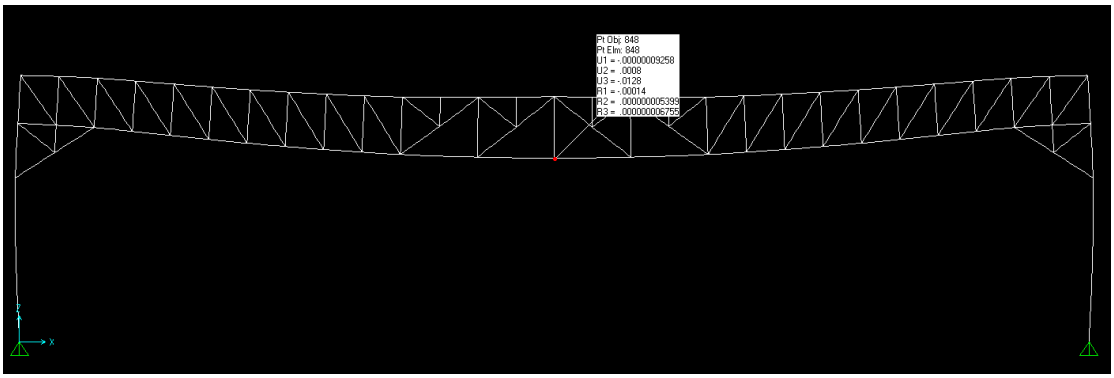
Το ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο που προκαλούν τα φύλλα επικάλυψης μαζί με τον Η/Μ εξοπλισμό υπολογίζεται ως εξής:

1. Φορτική επιφάνεια τεγίδας Ε=2,8m X 5m=14m^2
2. Φορτίο επικαλύψεως και Η/Μ εξοπλισμού 0,27 kN/m2 X 14m^2 = 3,78 kN

3. ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο επικαλύψεως και Η/Μ εξοπλισμού 3,78 kN / 5m = 0,756 kN/m.



Σχήμα 2.3: Φορτίο επικαλύψεως και Η/Μ εξοπλισμού



Σχήμα 2.4: Παραμορφώσεις λόγω φορτίου επικαλύψεως και Η/Μ εξοπλισμού

2.2 Κινητά Φορτία

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

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

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

Στην προκείμενη περίπτωση, η οροφή της κατασκευής ανήκει στην κατηγορία Η (πίνακες 2.1 και 2.2) οπότε οι τιμές επιβαλλόμενων φορτίων οροφών αυτής της κατηγορίας που προτείνει το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 1 είναι, σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα 3.2, 0,5 kN/m2. Έχει γίνει όμως η παραδοχή ότι το φορτίο χιονιού, που υπολογίζεται παρακάτω ίσο με 0,64 kN/m2 ,υπερκαλύπτει το προτεινόμενο επιβαλλόμενο φορτίο οροφής οπότε δεν κρίθηκε απαραίτητο να ληφθούν υπόψη οι επιβαλλόμενες δράσεις στο μοντέλο της κατασκευής στο SAP2000.

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	**Συγκεκριμένη Χρήση**
Η	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
Ι	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D
Κ	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Πίνακας 2.2: Επιβαλλόμενα φορτία ορόφων

Στέγη	**q_k [kN/m^2]**	**Q_k [kN]**
Κατηγορία Η	**q_k**	**Q_k**

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Για την κατηγορία Η το q_k μπορεί να επιλεγεί μεταξύ 0,00 kN/m^2 και 1,0 kN/m^2 και το Q_k μπορεί να επιλεγεί μεταξύ 0,9 kN και 1,5 kN.

Όπου δίδεται φάσμα τιμών, οι τιμές θα πρέπει να ορίζονται από το Εθνικό Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές είναι:

$$q_k = 0{,}4kN/m^2, Q_k = 1{,}0kN$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Το q_k μπορεί να διαφοροποιείται στο Εθνικό Προσάρτημα ανάλογα με την κλίση της στέγης.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3: Το q_k μπορεί να θεωρηθεί ότι δρα σε μια επιφάνεια Α που θα ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή για το Α είναι 10m^2, στα πλαίσια ενός φάσματος μεταξύ του μηδενός και ολόκληρης της επιφάνειας της στέγης.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4: Βλέπε επίσης 3.3.2 (1).

2.3 Φορτία Χιονιού

Το φορτίο του χιονιού σε κάποιες μελέτες λαμβάνεται εμπειρικά ίσο με περίπου 1kN/m2. Στα πλαίσια της εργασίας και με δεδομένο ότι το υπόστεγο βρίσκεται σε τοποθεσία με υψόμετρο 33 m δηλαδή μικρότερο από 1500 m, το φορτίο το χιονιού θα υπολογιστεί κατά τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991-1-3).

Το φορτίο χιονιού s σε μία στέγη θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης. Θεωρείται, επιπλέον, ότι στην περιοχή επικρατούν κανονικές συνθήκες και συνεπώς προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

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

όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1. Συνιστώμενες τιμές για διαφορετικά τοπογραφικά υψόμετρα είναι:

Πίνακας 2.3 Συνιστώμενες τιμές του Ce για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο[α]	0,8
Κανονικό[β]	1,0
Προφυλαγμένο[γ]	1,2

[α]**Εκτεθειμένο**: Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

[β]**Κανονικό**: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού αναγλύφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

[γ]**Προφυλαγμένο**: Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, για την Ελλάδα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας.

Ζώνη I (sk,0=0,4 kN/m2) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

Ζώνη II (sk,0=1,7 kN/m2) : Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Ζώνη III (sk,0=0,8 kN/m2) : Υπόλοιπη χώρα.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m2 συναρτήσει της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

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

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

Η κατασκευή λοιπόν ανήκει στην προαναφερθείσα Ζώνη χιονιού ΙΙΙ με χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας $s_{k,0}$ ίση με 0,8 kN/m2 και υψόμετρο τοποθεσίας A από τη στάθμη της θάλασσας 33 m.

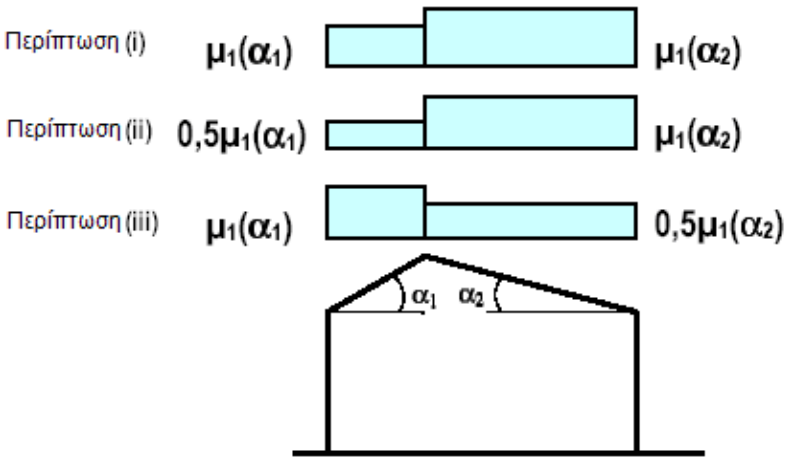
Συνεπώς:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left[1+\left(\frac{A}{917}\right)^2\right] = 0{,}8 \cdot \left[1+\left(\frac{33}{917}\right)^2\right] = 0{,}8$$

Για τον προσδιορισμό του αντίστοιχου συντελεστή μορφής, λαμβάνεται υπόψη ότι έχουμε μια δίκλινη στέγη. Συνεπώς Ο συντελεστής μορφής μ_1 δίνεται από τον παρακάτω Πίνακα 2.4 για τις διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πίνακας 2.4 Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

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



Σχήμα 2.4: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού – δίκλινης στέγης

Από πίνακα 2.4 για $\alpha_1=\alpha_2=1{,}46^o$ προκύπτει $\mu_1=0{,}8$ και για κανονικές συνθήκες ισχύει:

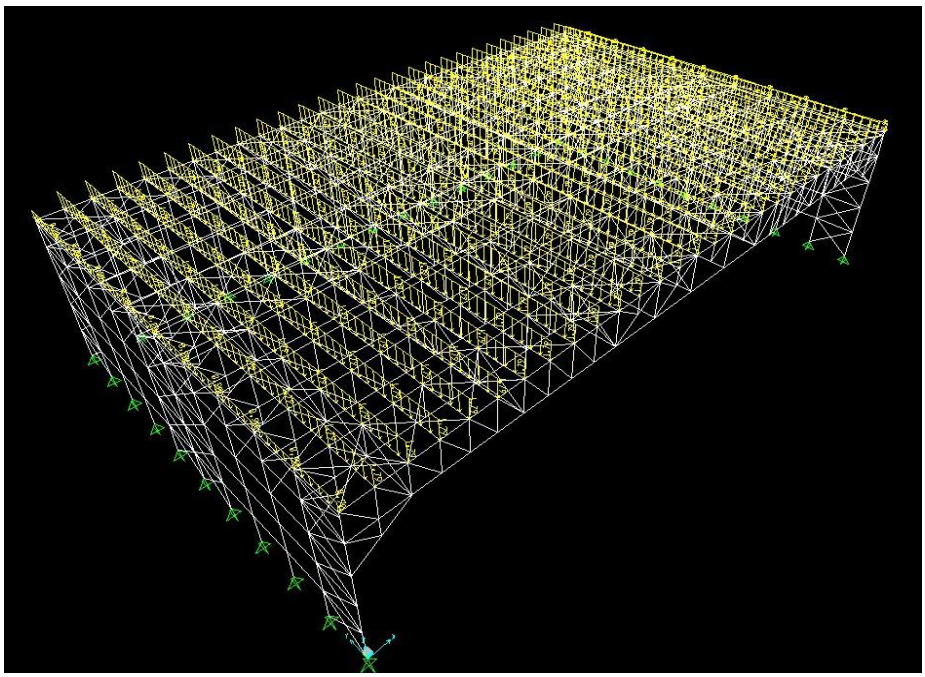
- C_e: (συντελεστής έκθεσης) είναι ίσος με 1.

- C_t: (θερμικός συντελεστής) είναι ίσος με 1.

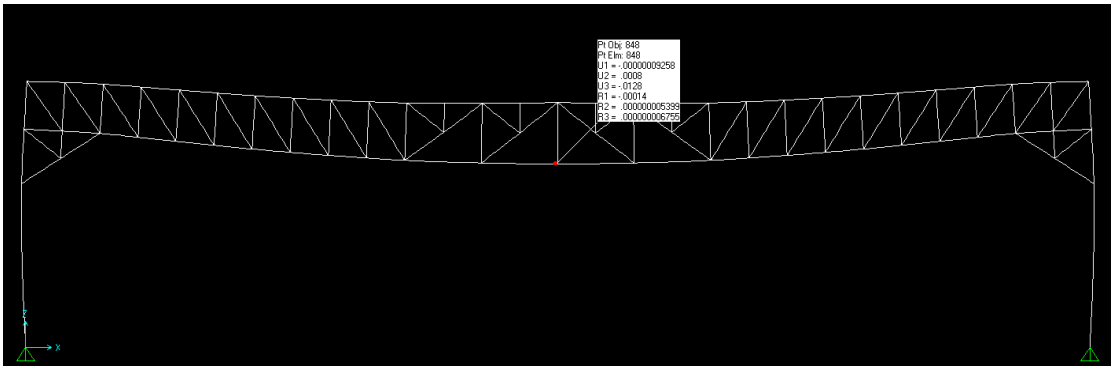
Συνεπώς το τελικό φορτίο χιονιού της στέγης ισούται με:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0{,}8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0{,}8 = 0{,}64 \, {}^{KN}\!/_{m^2}$$

Και το φορτίο που κατανέμεται ανά τεγίδα είναι: 0,64 KN/m^{2}x2,8m=1,79 KN/m



Σχήμα 2.5: Φορτίο χιονιού



Σχήμα 2.6: Παραμορφώσεις λόγω φορτίου χιονιού

2.4 Φορτία Ανέμου

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Θα πρέπει να λαμβάνεται οπ' όψιν η ταυτόχρονη επιρροή και των άλλων μεταβλητών δράσεων επί της κατασκευής όπως το χιόνι και η θερμοκρασιακή μεταβολή που αναλύθηκαν διεξοδικώς παραπάνω. Ακόμη θα πρέπει να δοθεί προσοχή σε πιθανές αλλαγές του σχήματος κατά τη φάση κατασκευής , που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική ανεμοπίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά. Συχνά σε

τέτοιες περιπτώσεις μονώροφων βιομηχανικών κτιρίων ο άνεμος αποτελεί το κρισιμότερο κινητό φορτίο. Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου θα γίνει με βάση τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-4, καθώς και με τα αντίστοιχα εθνικά προσαρτήματα. Αντί του κανονισμού αυτού θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν εναλλακτικές επαληθευμένες μέθοδοι ή ακόμα ασφαλέστερα σε μετρήσεις επί τόπου αλλά και σε πειραματικά αποτελέσματα μέσα σε σήραγγες αέρα, όπου η προσομοίωση του ανέμου και του περιβάλλοντος την κατασκευή χώρου έχει γίνει με επαρκή ακρίβεια.

Οι δράσεις του ανέμου επί των κατασκευών και επί των επιμέρους στοιχείων τους θα προσδιορίζονται λαμβάνοντας υπ' όψιν τόσο τις εσωτερικές όσο και τις εξωτερικές πιέσεις ανέμου ταυτόχρονα προσημασμένες κατάλληλα ανάλογα με την φορά τους.

Ακολουθούν οι ορισμοί των βασικών μεγεθών που συναντώνται κατά τον υπολογισμό της ανεμοπίεσης.

2.4.1 Εξωτερική Πίεση

Εξωτερική πίεση είναι η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής και προκύπτει από τη σχέση:

$$W_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

- $q_p(z_e)$, η πίεση ταχύτητας αιχμής
- z_e , το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση
- c_{pe} , ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

2.4.2 Εσωτερική Πίεση

Εσωτερική πίεση είναι η πίεση που δέχονται οι εσωτερικές επιφάνειες της κατασκευής και προκύπτει από την σχέση:

$$W_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

- z_i , το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση
- c_{pi} , ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης

2.4.3 Πίεση Ταχύτητας Αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής qp(z) περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από την σχέση:

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

όπου:

ρ: είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών (1,25 kg/m^3).

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

$c_e(z)$: είναι ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από την σχέση

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

q_b: είναι η βασική πίεση που δίνεται από την σχέση

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

όπου:

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

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

c_{dir} :ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1)

c_{season}: ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1)

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

Το εθνικό προσάρτημα για τον Ευρωκώδικα 1,1-4 ορίζει θεμελιώδη τιμή ίση με 33m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27m/s για την υπόλοιπη χώρα. Άρα για το υπόστεγό μας θα είναι 33m/s.

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

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

όπου:

$c_r(z)$: ο συντελεστής τραχύτητας λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

– του ύψους πάνω από το έδαφος

– της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Η διαδικασία για τον προσδιορισμό του cr(z) μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας σε ύψος z δίνεται από την ακόλουθη σχέση και βασίζεται σε μια λογαριθμική κατανομή της ταχύτητας.

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \qquad \gamma\iota\alpha \qquad z_{min} \le z \le z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \qquad \gamma\iota\alpha \qquad z \le z_{min}$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$k_r = 0{,}19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0{,}07}$$

όπου:

$z_{0,II}$ = 0,05 m (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 2.5)

z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.5

z_{max} πρέπει να λαμβάνεται 200m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

z_0, z_{min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον Πίνακα 2.5 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Η εξίσωση που δίνει τον συντελεστή τραχύτητας ισχύει όταν το έδαφος στη διεύθυνση του ανέμου έχει ομοιόμορφη τραχύτητα σε αρκετά μεγάλο μήκος ώστε να μπορεί να θεωρείται σταθερή η κατηγορία εδάφους.

Πίνακας 2.5 Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους

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

Η ένταση στροβιλισμού σε ύψος z, $I_v(z)$, υπολογίζεται από τους παρακάτω τύπους:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \qquad \text{για} \qquad z_{min} \le z \le z_{max}$$

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

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του k_I που θα χρησιμοποιηθεί σε μια Χώρα μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η προτεινόμενη τιμή του k_I = 1,0

c_o είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

2.4.4 Ο Δυναμικός Συντελεστής c_sc_d

Ο Δυναμικός συντελεστής c_sc_d είναι απαραίτητος για τον προσδιορισμό των δυνάμεων ανεμοπίεσης που ενεργούν σε μία κατασκευή και απαρτίζεται από δύο επιμέρους παραμέτρους, την παράμετρο μεγέθους cs, η οποία λαμβάνει υπ' όψιν της τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας, και τη δυναμική παράμετρο cd , η οποία λαμβάνει υπ' όψιν της την αυξημένη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού. Εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (σκυρόδεμα ή χάλυβα) και

από το ύψος και το πλάτος της και εκτιμάται με βάση τον παραπάνω πίνακα του Ευρωκώδικα. Γενικώς ισχύουν τα ακόλουθα:

I. Για κτίρια με ύψος μικρότερο από 15m η τιμή του cscd μπορεί να λαμβάνεται άμεσα ίση με 1

II. Για στοιχεία πλευρικής επένδυσης και στέγης που έχουν ιδιοσυχνότητα μεγαλύτερη των 5 Hz η τιμή μπορεί και πάλι να λαμβάνεται άμεσα 1.

III. Για κτίρια με σκελετό και τοίχους, τα οποία έχουν ύψος μικρότερο των 100m και των οποίων το ύψος είναι μικρότερο από το 4πλάσιο της διάστασης κατά τη διεύθυνση του ανέμου, η τιμή του cscd μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

IV. Για καπνοδόχους με κυκλικές διατομές, των οποίων το ύψος είναι μικρότερο των 60m καθώς και του 6,5πλασίου της διαμέτρου, τιμή του cscd λαμβάνεται 1.

V. Εναλλακτικά, για όλες τια παραπάνω περιπτώσεις οι τιμές του cscd μπορεί να εξαχθούν από μία λεπτομερή διαδικασία υπολογισμού, η οποία αναφέρεται στον Ευρωκώδικα.

VI. Για έργα πολιτικού μηχανικού πλην γεφυρών, καπνοδόχων και κτιρίων που δεν πληρούν τους παραπάνω περιορισμούς ο συντελεστής θα πρέπει να εξάγεται από τον παρακάτω πίνακα του Ευρωκώδικα.

Στην περίπτωση μας λαμβάνεται ίσος με ένα.

Λαμβάνοντας υπόψη όλα τα παραπάνω υπολογίζουμε την πίεση ταχύτητας αιχμής ως εξής:

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

$$k_r = 0{,}19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0{,}07} = 0{,}19 \cdot \left(\frac{0{,}05}{0{,}05} \right)^{0{,}07} = 0{,}19$$

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0} \right) = 0{,}19 \cdot \ln\left(\frac{20{,}5}{0{,}05} \right) = 1{,}14$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b = 1{,}14 \cdot 1 \cdot 33 = 37{,}6 \, m/s$$

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z / z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(20{,}5 / 0{,}05)} = 0{,}166$$

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0{,}166] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0{,}00125 \cdot 37{,}6^2(z) = 1{,}81 \, KN/m^2$$

2.4.5 Συντελεστές Εξωτερικής Πίεσης c_{pe}

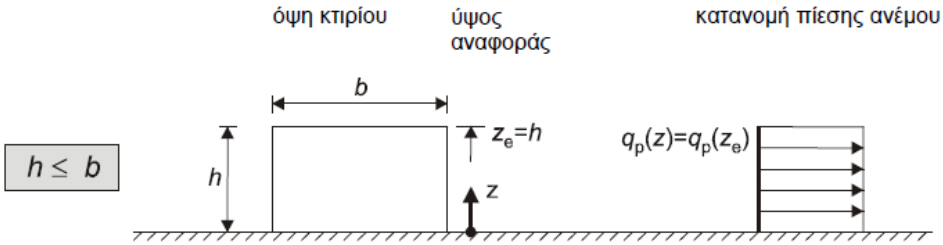
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες A του 1 m^2 και 10 m^2 στους ακόλουθους Πίνακες, ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως $c_{pe,1}$ για τους τοπικούς συντελεστές, και $c_{pe,10}$ για τους καθολικούς συντελεστές, αντίστοιχα.

Ως φορτιζόμενη, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

2.4.5.1 Κατακόρυφοι Τοίχοι Κτιρίων με Ορθογωνική Κάτοψη

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς ze για τους προσήνεμους τοίχους, ανάλογα με τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου.

Δεδομένου ότι h=20,50 m < b=78,40 m ή 50 m (b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο και άρα μεταβάλλεται ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου(0°,90°)) προκύπτει ότι ze =h.



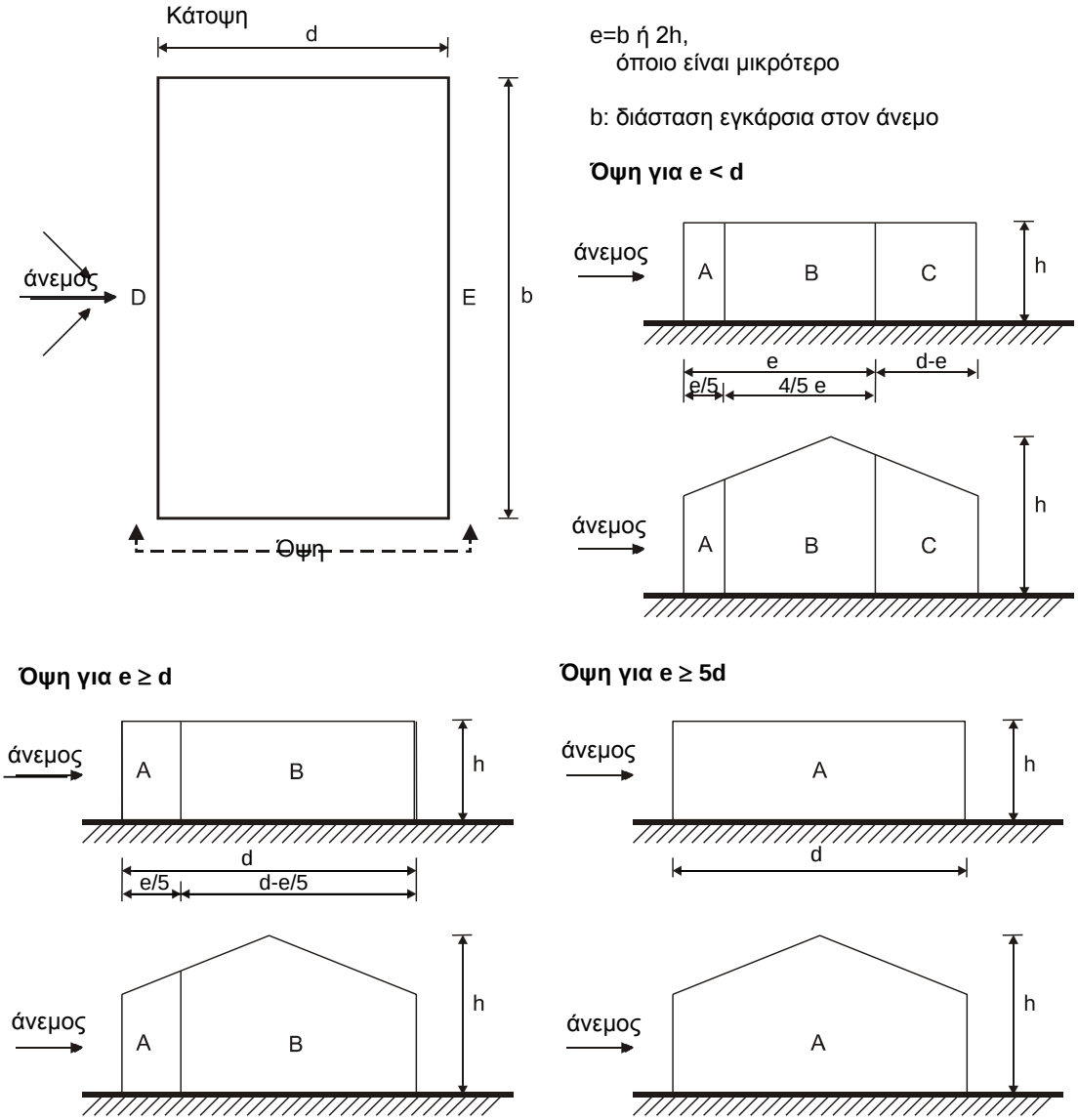
Σχήμα 2.7: Ύψος αναφοράς ze συναρτήσει των h και b και κατανομή πιέσεων

Για τον υπήνεμο τοίχο και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς λαμβάνεται ίσο προς το ύψος του κτιρίου.

Στον Πίνακα 2.6 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$, οι οποίοι αντιστοιχούν στους κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, σύμφωνα με τον συμβολισμό σχήματος 2.7

Πίνακας 2.6 Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζώνη	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

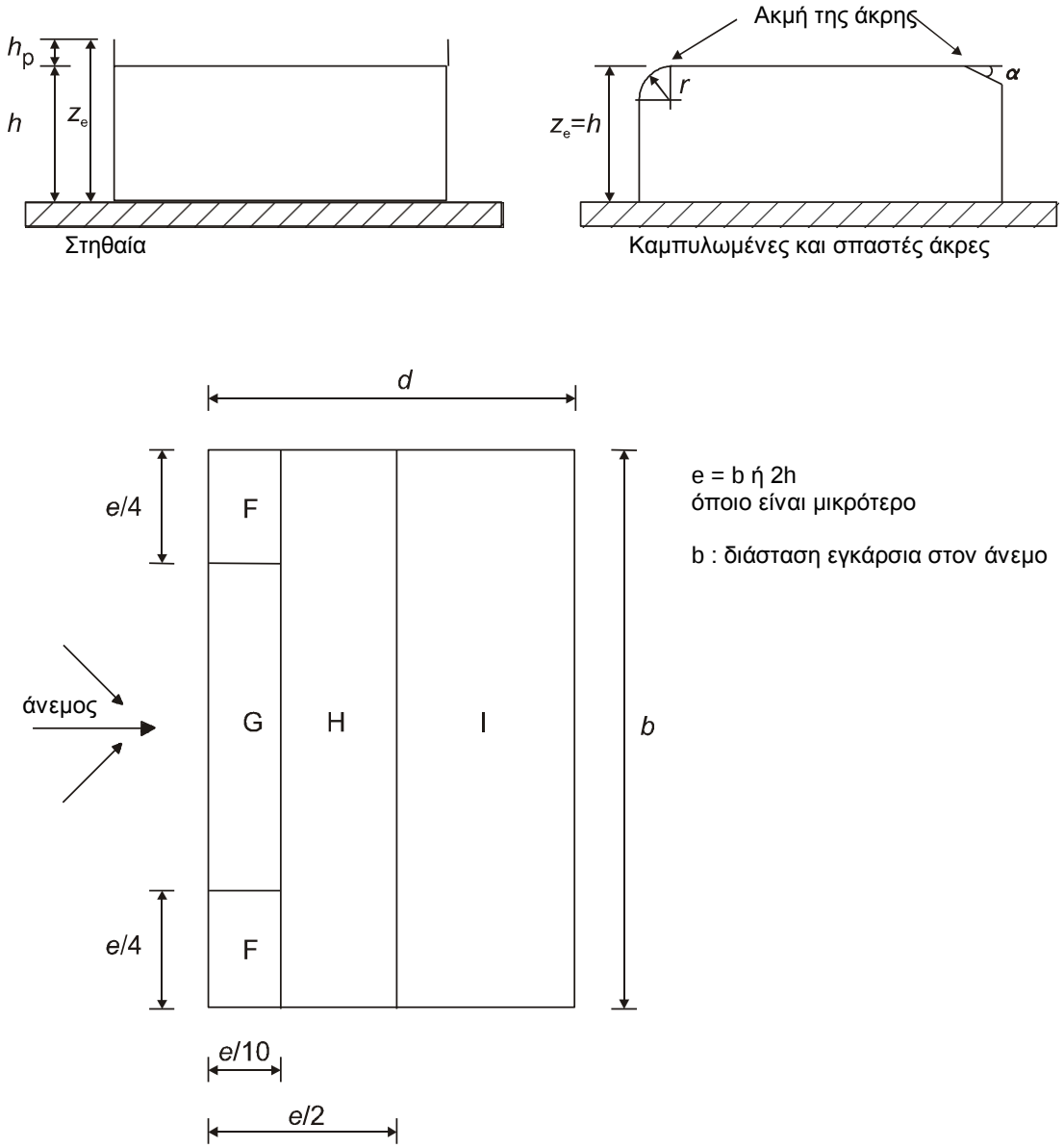


Σχήμα 2.8: Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

2.4.5.2 Οριζόντιες Στέγες

Οριζόντιες θεωρούνται οι στέγες με κλίση μέχρι $\pm 5^o$ ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Επομένως η στέγη μπορεί να θεωρηθεί οριζόντια δεδομένης της κλίσης της ($1{,}46^o$ δηλαδή μικρότερη από 5° σε σχέση με το οριζόντιο επίπεδο). Οι συντελεστές εξωτερικές πίεσης σε αυτήν την περίπτωση δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 2.6. Για στέγες μεγάλης επιφάνειας, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες

δυνάμεις τριβής. Το σχήμα 2.9 δείχνει τις ζώνες στις οποίες θα πρέπει να διαιρείται η στέγη.



Σχήμα 2.8: Υπόμνημα για οριζόντιες στέγες

Πίνακας 2.7 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

Τύπος στέγης		**Ζώνη**							
		F		**G**		**H**		**I**	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	□0,2	
								-0,2	
Με στηθαία	h_p/h=0,025	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	□0,2	

								-0,2
	h_p/h=0,05	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	□0,2
								-0,2
	h_p/h=0,10	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	□0,2
								-0,2
Καμπυλωμένα άκρα	r/h = 0,05	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		□0,2
								-0,2
	r/h = 0,10	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		□0,2
								-0,2
	r/h = 0,20	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		□0,2
								-0,2
Σπαστά άκρα	□ = 30°	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		□0,2
								-0,2
	□ = 45°	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		□0,2
								-0,2
	□ = 60°	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		□0,2
								-0,2

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Για στέγες με στηθαία ή καμπυλωμένα άκρα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές του h_p/h και r/h.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 Για στέγες με σπαστά άκρα, γραμμική παρεμβολή μεταξύ α = 30°, 45° και α = 60° μπορεί να χρησιμοποιείται. Για α > 60° γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για α = 60° και των τιμών για επίπεδες στέγες με αιχμηρά άκρα μπορεί να χρησιμοποιείται.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 3 Στη Ζώνη Ι, όπου δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 4 Για το ίδιο το σπαστό άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται στον Πίνακα 7.4 "Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες: διεύθυνση ανέμου 0° ", Ζώνη F και G, ανάλογα με την γωνία κλίσης του σπαστού άκρου.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 5 Για το ίδιο το καμπυλωμένο άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται με γραμμική παρεμβολή κατά μήκος της καμπύλης, μεταξύ των τιμών στον τοίχο και στη στέγη.

2.4.6 Συντελεστές Εσωτερικής Πίεσης c_{pi}

Η εσωτερική πίεση δρα ταυτόχρονα με την εξωτερική πίεση και πρέπει στους υπολογισμούς να λαμβάνεται υπόψη μαζί με αυτήν, για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων. Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης cpi εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στην συνολική επιφάνεια του κτιρίου.

Όπου ένα εξωτερικό άνοιγμα, όπως μία πόρτα ή ένα παράθυρο, θα ήταν καθοριστικό εάν ήταν ανοιχτό, αλλά θεωρείται κλειστό στην οριακή κατάσταση αστοχίας, κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, η κατάσταση με την πόρτα ή το παράθυρο ανοιχτό θα πρέπει να θεωρείται ως τυχηματική.

Καθοριστική πρέπει να θεωρείται η πλευρά ενός κτιρίου όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου.

Για τον καθορισμό των συντελεστών εσωτερικής πίεσης ισχύουν σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα τα εξής:

- Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική (ανοικτή) πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης cpi=0,75*cpe.
- Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές cpi=0,90*cpe.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση του μελετώμενου υπόστεγου, έχει γίνει η θεώρηση ότι τα ανοίγματα στην καθοριστική πλευρά έχουν επιφάνεια διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές. Επομένως, η εσωτερική πίεση θα λαμβάνεται ως ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς σύμφωνα με τα παρακάτω:

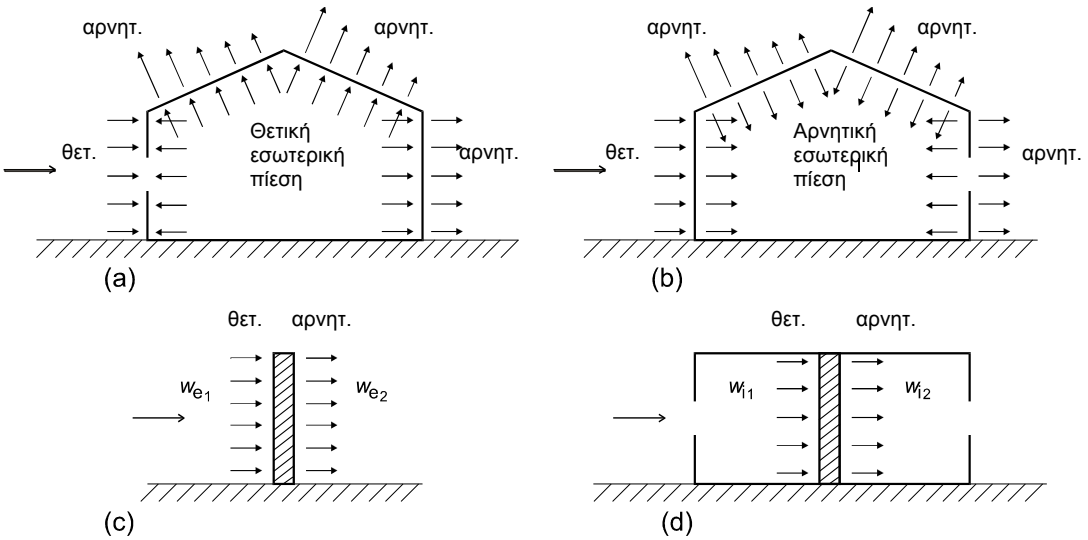
$$c_{pi} = 0{,}75 \cdot c_{pe}$$

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

Όσον αφορά το ύψος αναφοράς για τις εσωτερικές πιέσεις θα λαμβάνεται ίσο με το ύψος αναφοράς ze για τις εξωτερικές πιέσεις, στις πλευρές που συνεισφέρουν με τα ανοίγματά τους στη δημιουργία της εσωτερικής πίεσης.

2.4.7 Τελική Πίεση

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπόψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση, που κατευθύνεται προς την επιφάνεια λαμβάνεται ως θετική, ενώ η αναρρόφηση, το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια, λαμβάνεται ως αρνητική. Παρακάτω φαίνονται σχηματικά παραδείγματα σήμανσης της πίεσης.



Σχήμα 2.9: Πίεση επί επιφανειών

2.4.8 Φορτία Ανέμου για το Μελετώμενο Υπόστεγο

Όπως έχει ήδη αναφερθεί παραπάνω η στέγη μπορεί να θεωρηθεί ως οριζόντια ενώ ο υπολογισμός των φορτίων στη μελέτη έχει γίνει για διεύθυνση ανέμου 0° και 90° για δύο περιπτώσεις: για ανοιχτή και κλειστή θύρα. Για το σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού του υπόστεγου θα χρησιμοποιηθούν οι τιμές για το $c_{pe,10}$.

2.4.8.1 Κλειστές Θύρες Υπόστεγου

Α) Διεύθυνση ανέμου 0°

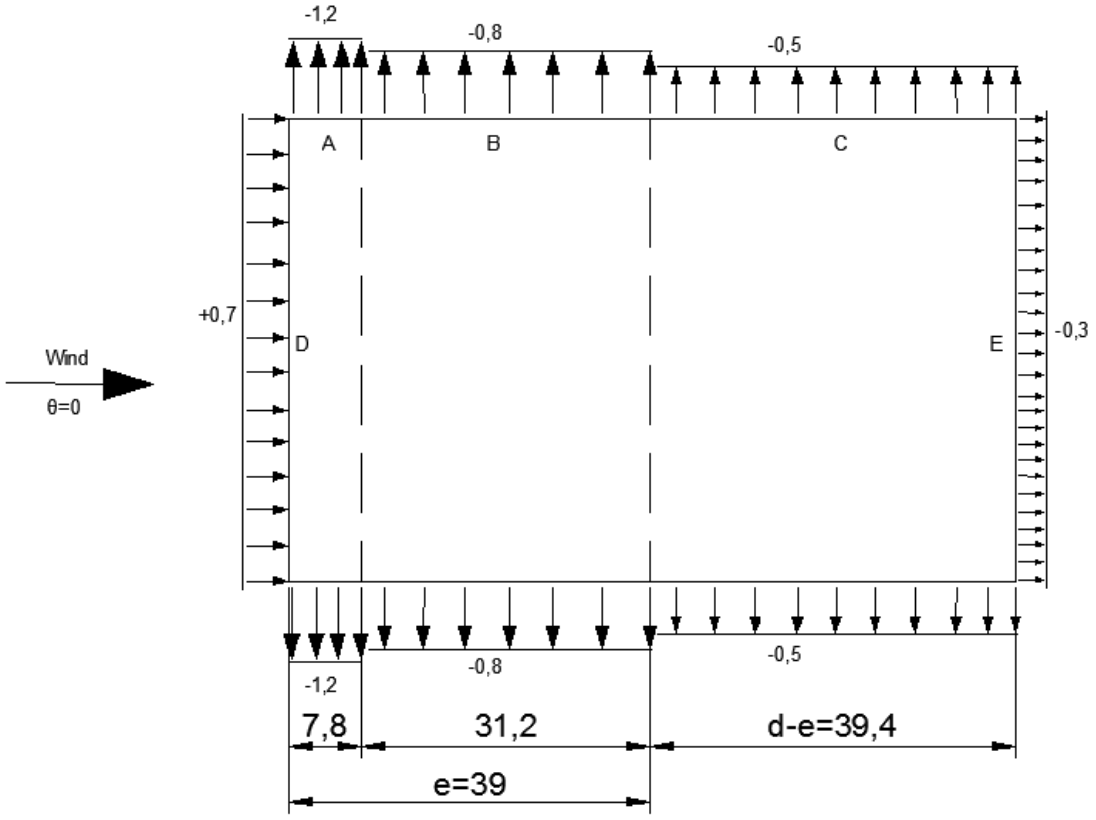
- h=19,5 m
- b=50 m
- d=78,4 m

Επειδή h=19,5 m < b=50 m (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς z_e=h=19,5 m.

$$\frac{h}{d} = \frac{19,5}{78,4} = 0,248 \leq 0,25$$
$$e = \min(b, 2h) = \min(50, 2 \cdot 19,5) = 39$$

Συνεπώς οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους σε αυτή την περίπτωση προκύπτουν από τον πίνακα 2.6 και είναι

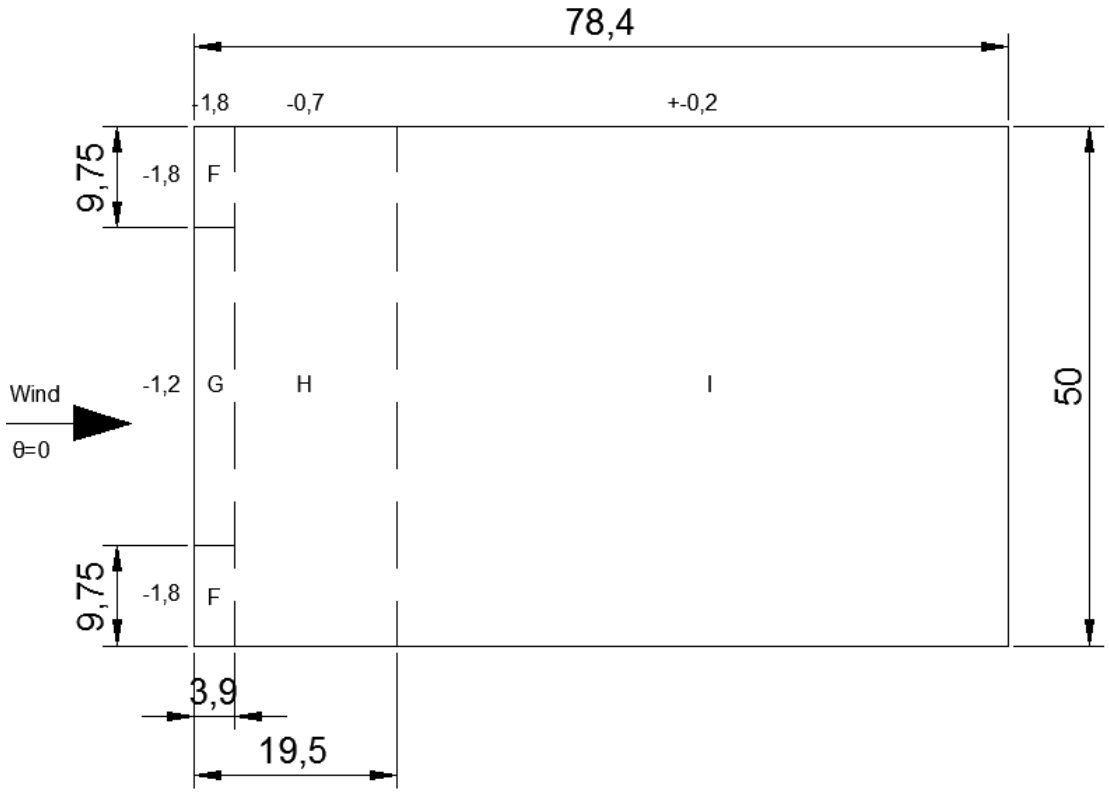
Ζώνη	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
<0,25	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3



Σχήμα 2.10: Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων επιφανειών για κλειστές θύρες και διεύθυνση ανέμου 0°

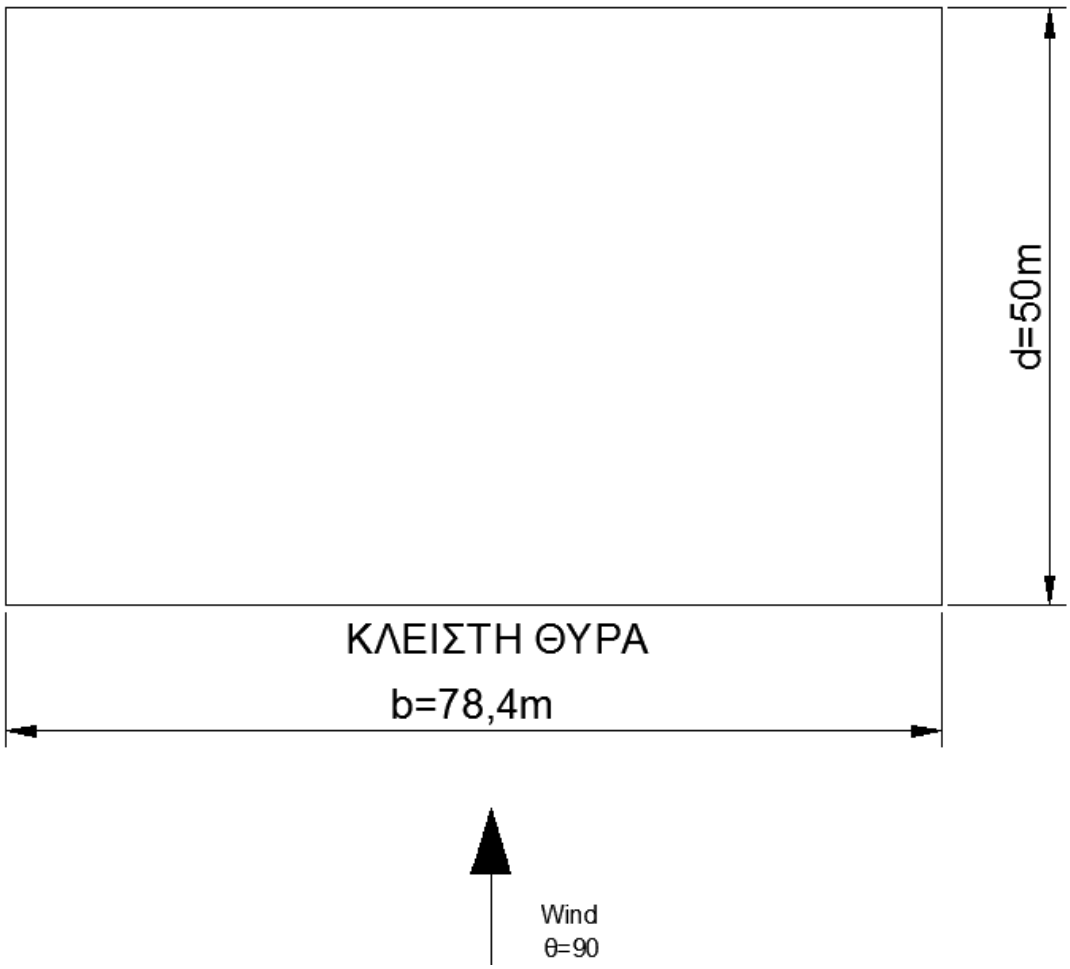
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για την οριζόντια στέγη από τον Πίνακα 2.7 για αιχμηρά άκρα και για h/d<0,25 είναι:

Τύπος στέγης	Ζώνη			
	F	**G**	**H**	**I**
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	+-0,2



Σχήμα 2.11: Εξωτερικές πιέσεις επί οριζόντιων επιφανειών για κλειστές θύρες και διεύθυνση ανέμου 0°

Β) Διεύθυνση ανέμου 90°



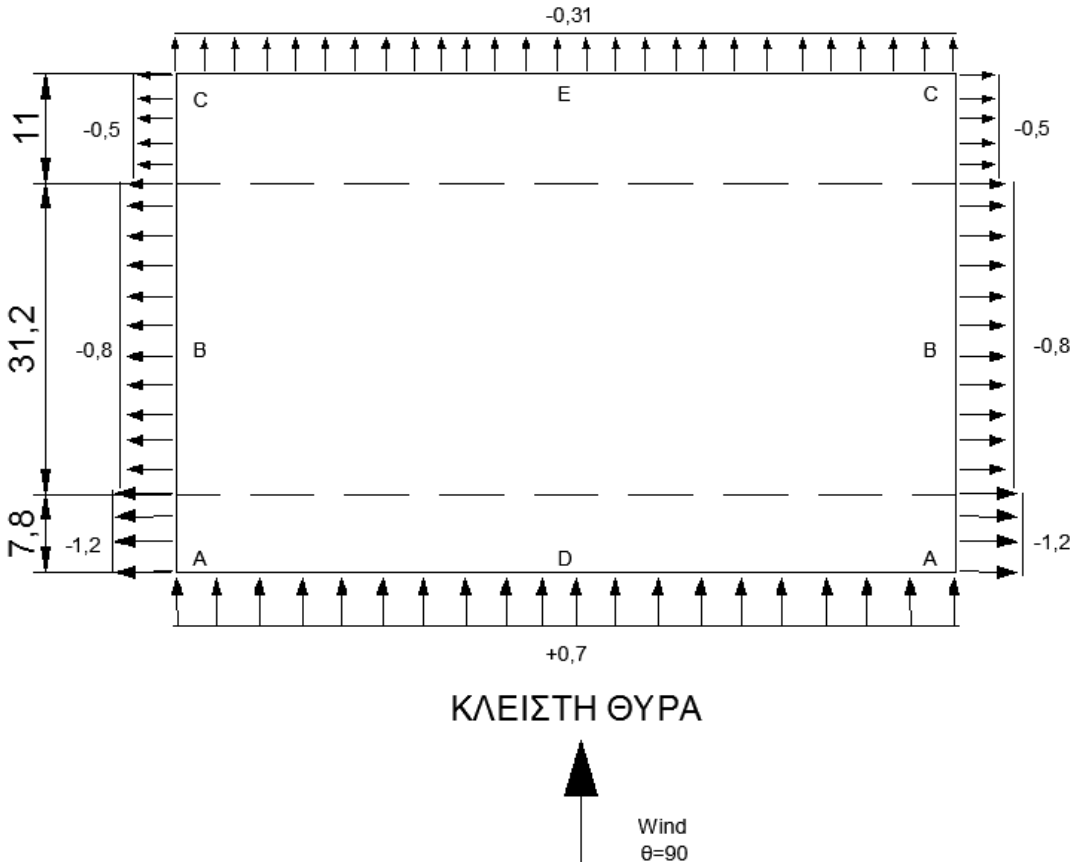
- h=19,5 m
- b=78,4 m
- d=50 m

Επειδή h=19,5 m < b=78,4 m (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς z_e=h=19,5 m.

$$\frac{h}{d} = \frac{19,5}{50} = 0,39$$
$$e = \min(b, 2h) = \min(50, 2 \cdot 19,5) = 39$$

Συνεπώς οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους σε αυτή την περίπτωση προκύπτουν από τον πίνακα 2.6 με γραμμική παρεμβολή και είναι

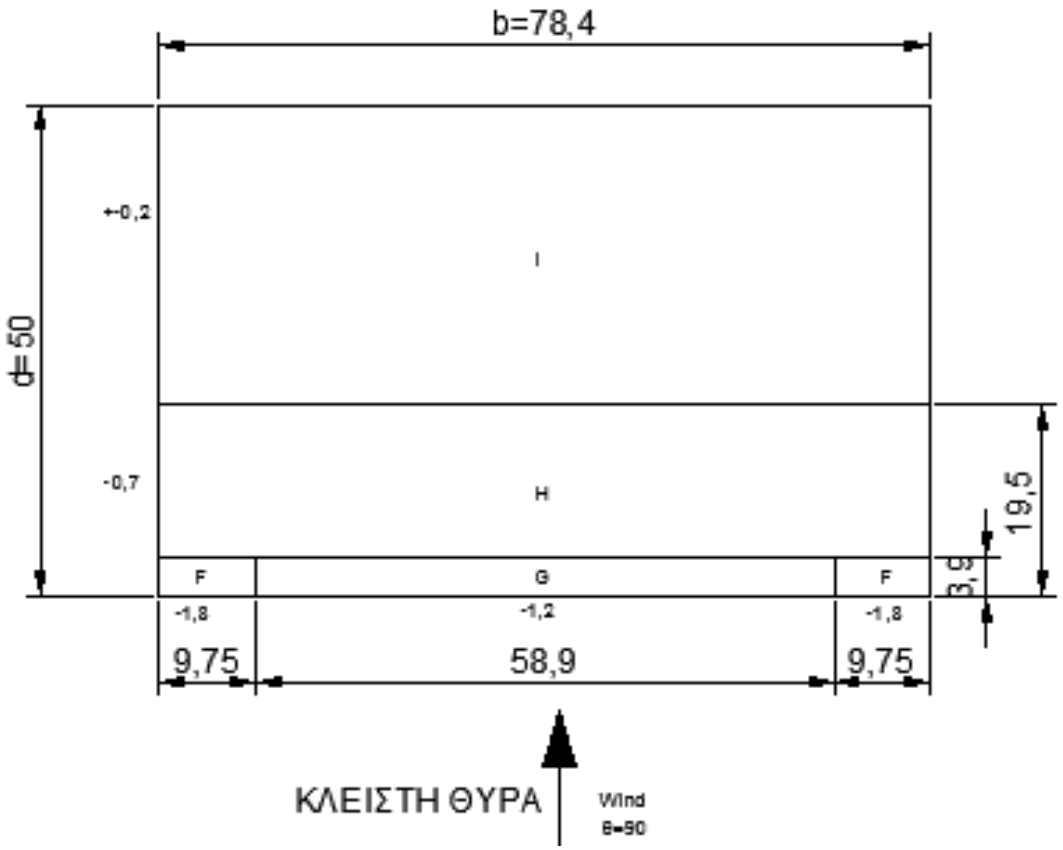
Ζώνη	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,39	-1,2	-0,8	-0,5	-0,7	-0,31



Σχήμα 2.12: Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων επιφανειών για κλειστές θύρες και διεύθυνση ανέμου 90°

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για την οριζόντια στέγη από τον Πίνακα 2.7 για αιχμηρά άκρα και για h/d=0,39 είναι:

Τύπος στέγης	**Ζώνη**			
	F	**G**	**H**	**I**
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	+-0,2

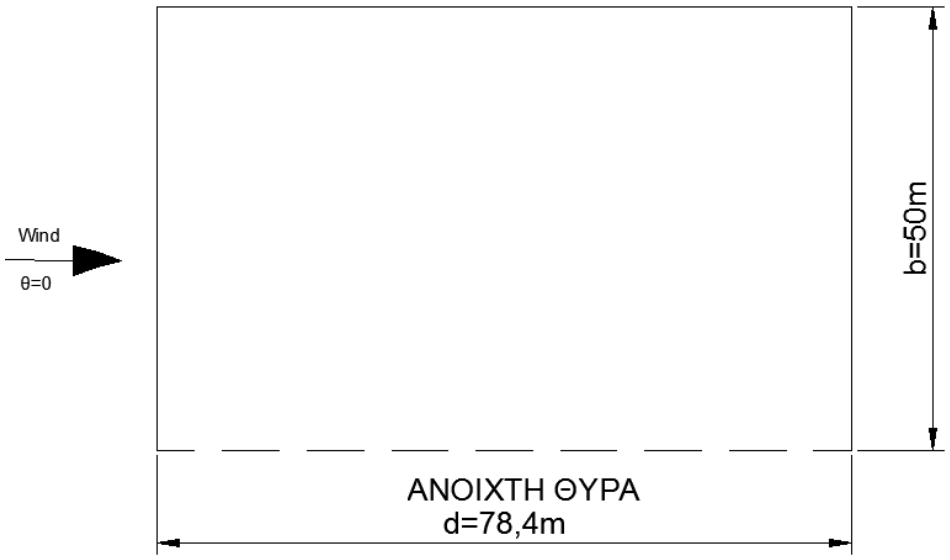


Σχήμα 2.13: Εξωτερικές πιέσεις επί οριζόντιων επιφανειών για κλειστές θύρες και διεύθυνση ανέμου 90°

Αυτονόητο είναι ότι για κλειστές θύρες και για διεύθυνση ανέμου 0° και $\pm 90^o$, η υποπίεση θεωρείται μηδενική γιατί η είσοδος του ανέμου στο εσωτερικό της κατασκευής δεν είναι δυνατή και συνεπώς $c_{pi}=0$.

2.4.8.2 Ανοικτές Θύρες Υπόστεγου

Α) Διεύθυνση ανέμου 0°



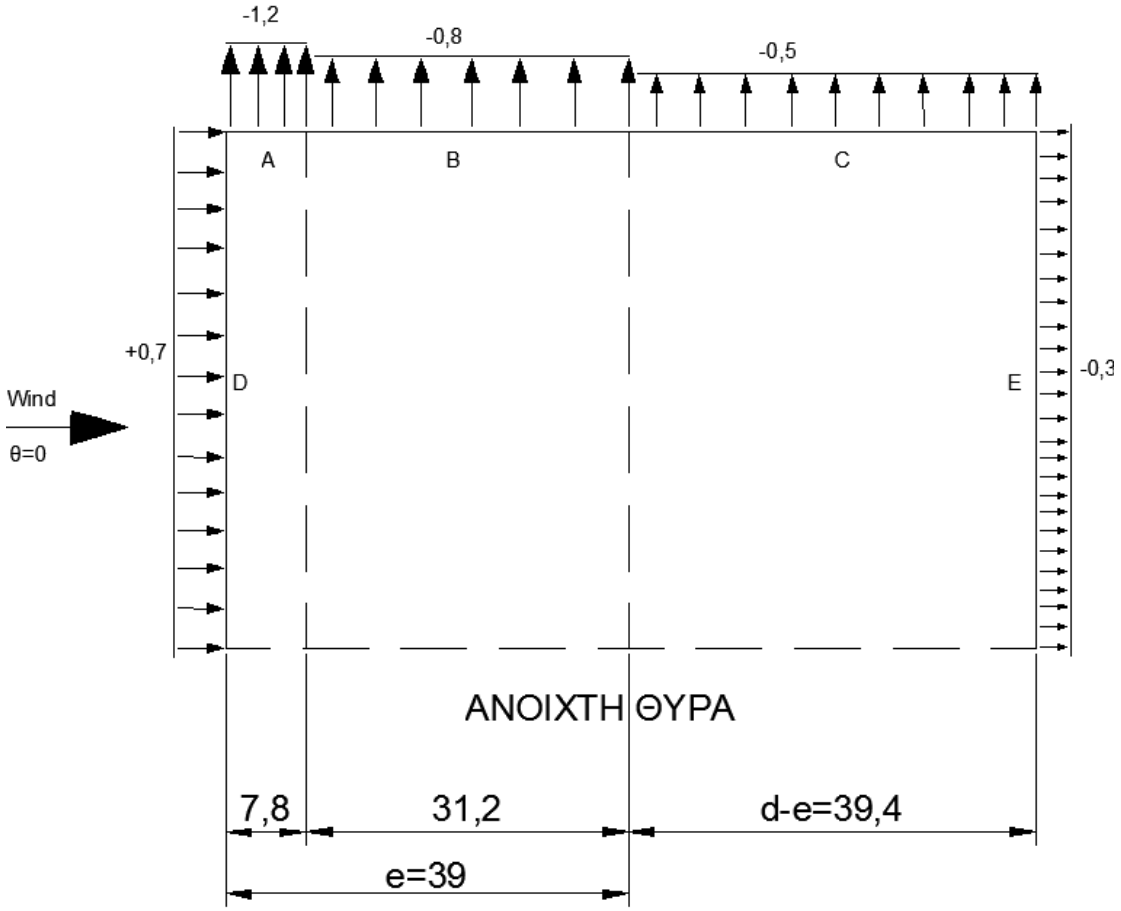
- h=19,5 m
- b=50 m
- d=78,4 m

Επειδή h=19,5 m < b=50 m (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς z_e=h=19,5 m.

$$\frac{h}{d} = \frac{19,5}{78,4} = 0,248 \leq 0,25$$
$$e = \min(b, 2h) = \min(50, 2 \cdot 19,5) = 39$$

Συνεπώς οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους σε αυτή την περίπτωση προκύπτουν από τον πίνακα 2.6 και είναι

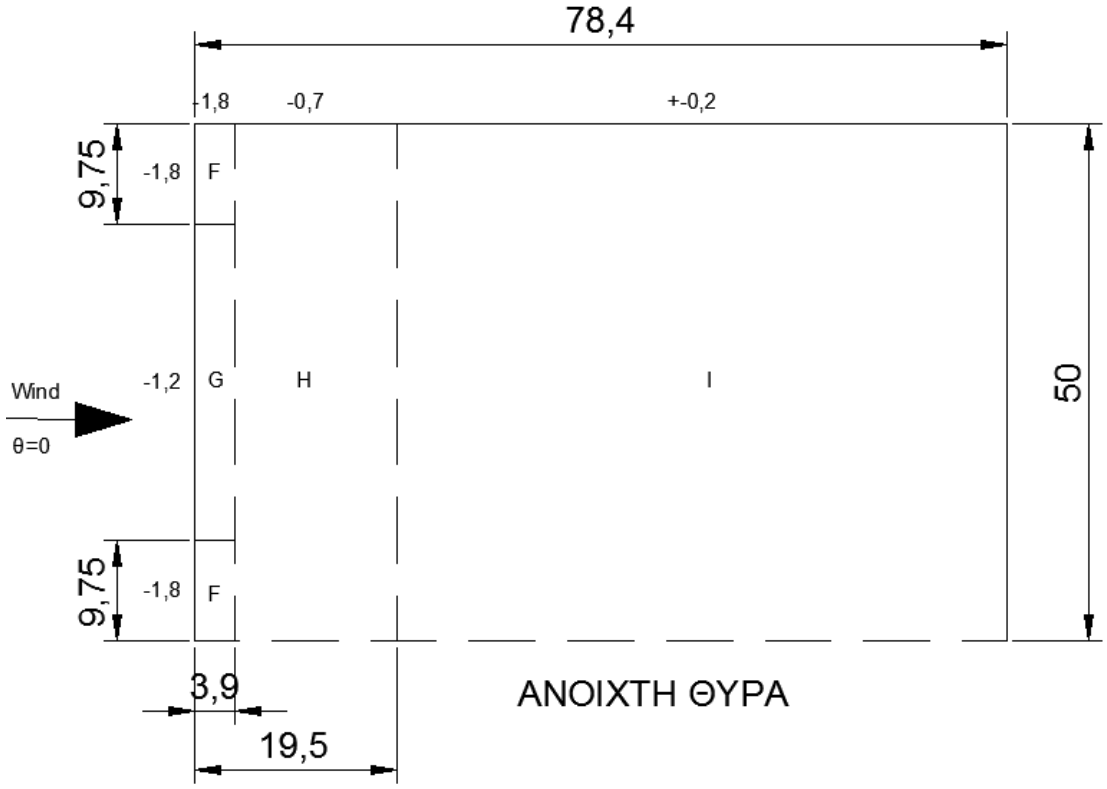
Ζώνη	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
<0,25	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3



Σχήμα 2.13: Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων επιφανειών για ανοιχτές θύρες και διεύθυνση ανέμου 0°

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για την οριζόντια στέγη από τον Πίνακα 2.7 για αιχμηρά άκρα και για h/d=0,39 είναι:

Τύπος στέγης	**Ζώνη**			
	F	**G**	**H**	**I**
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	+-0,2



Σχήμα 2.14: Εξωτερικές πιέσεις επί οριζοντίων επιφανειών για ανοιχτές θύρες και διεύθυνση ανέμου 0°

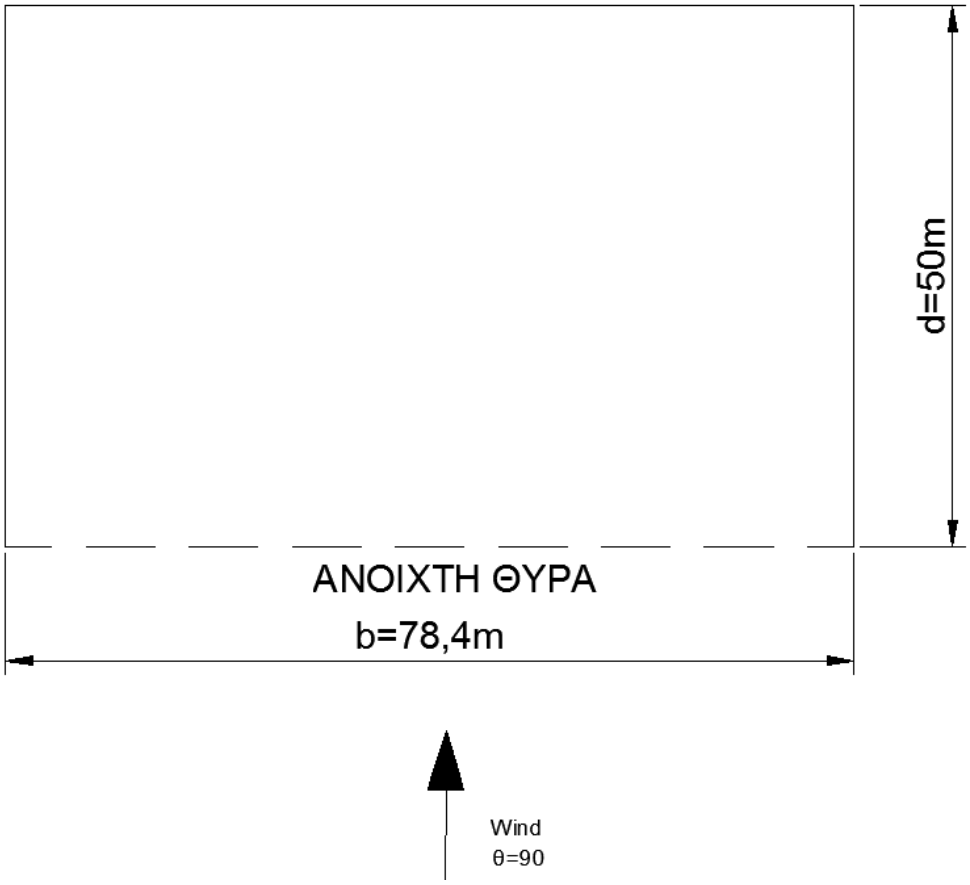
- εσωτερικές πιέσεις για κατακόρυφους τοίχους:

$$c_{pi} = 0{,}75 \cdot c_{pe} = 0{,}75 \cdot \left(-1{,}2\frac{7{,}8}{78{,}4} - 0{,}8\frac{31{,}2}{78{,}4} - 0{,}50\frac{39{,}4}{78{,}4} \right) = 0{,}75 \cdot (-0{,}78) = -0{,}59$$

- εσωτερικές πιέσεις για κατακόρυφους τοίχους:

$$c_{pi} = 0{,}75 \cdot c_{pe} = 0{,}75 \cdot \left(-1{,}8\frac{3{,}9}{78{,}4} - 0{,}7\frac{15{,}6}{78{,}4} \pm 0{,}20\frac{58{,}9}{78{,}4} \right) = 0{,}75 \cdot \begin{pmatrix} -0{,}42 \\ -0{,}033 \end{pmatrix} = \begin{matrix} -0{,}315 \\ -0{,}025 \end{matrix}$$

Β) Διεύθυνση ανέμου 90°



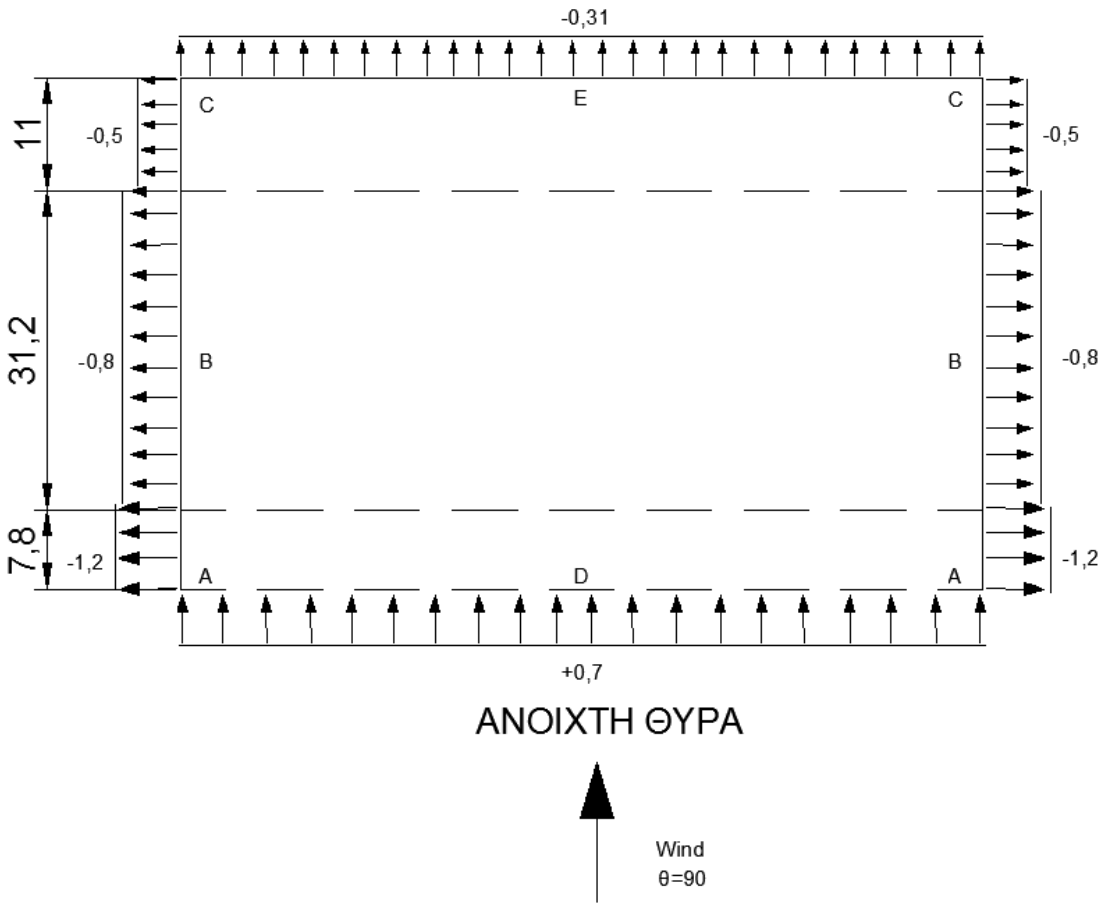
- h=19,5 m
- b=78,4 m
- d=50 m

Επειδή h=19,5 m < b=78,4 m (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς z_e=h=19,5 m.

$$\frac{h}{d} = \frac{19,5}{50} = 0,39$$
$$e = \min(b, 2h) = \min(50, 2 \cdot 19,5) = 39$$

Συνεπώς οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους σε αυτή την περίπτωση προκύπτουν από τον πίνακα 2.6 με γραμμική παρεμβολή και είναι

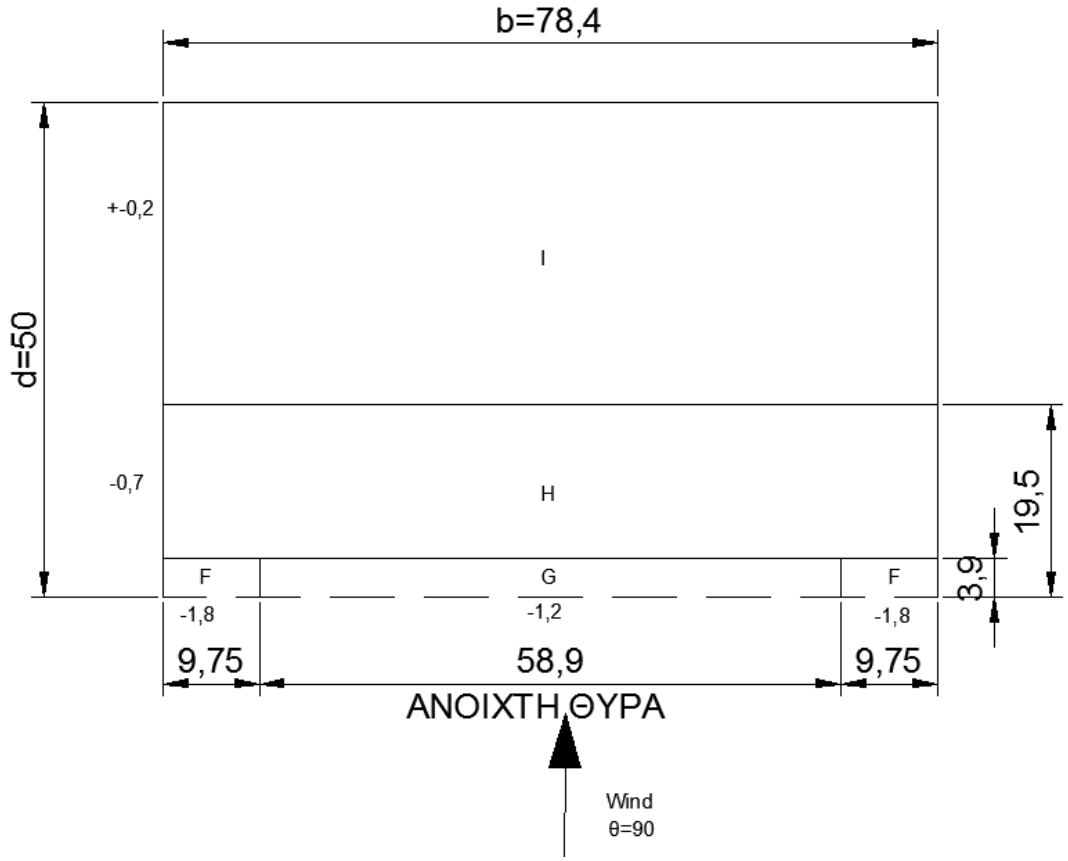
Ζώνη	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,39	-1,2	-0,8	-0,5	-0,7	-0,31



Σχήμα 2.15: Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων επιφανειών για ανοιχτές θύρες και διεύθυνση ανέμου 90°

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για την οριζόντια στέγη από τον Πίνακα 2.7 για αιχμηρά άκρα και για h/d=0,39 είναι:

Τύπος στέγης	**Ζώνη**			
	F	**G**	**H**	**I**
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	+-0,2



Σχήμα 2.16: Εξωτερικές πιέσεις επί οριζόντιων επιφανειών για ανοιχτές θύρες και διεύθυνση ανέμου 90°

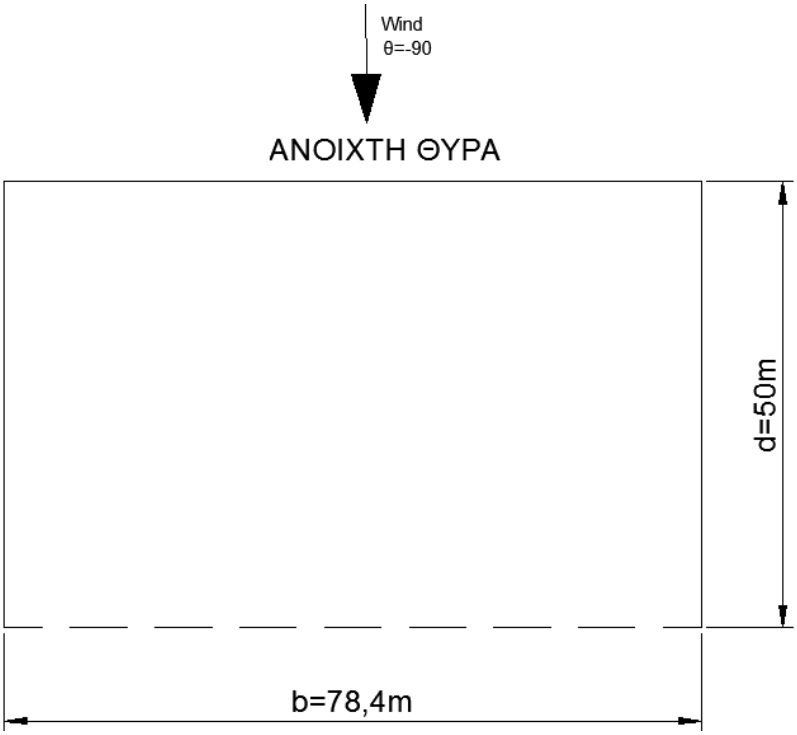
- εσωτερικές πιέσεις για κατακόρυφους τοίχους:

$$c_{pi} = 0{,}90 \cdot c_{pe} = 0{,}75 \cdot (+0{,}70) = 0{,}53$$

- εσωτερικές πιέσεις για κατακόρυφους τοίχους:

$$c_{pi} = 0{,}75 \cdot c_{pe} = 0{,}75 \cdot \left(-1{,}8\frac{9{,}75}{78{,}4} - 0{,}12\frac{58{,}9}{78{,}4} \pm 0{,}20\frac{9{,}75}{78{,}4} \right) = 0{,}75 \cdot (-1{,}58) = -1{,}19$$

Β) Διεύθυνση ανέμου -90°



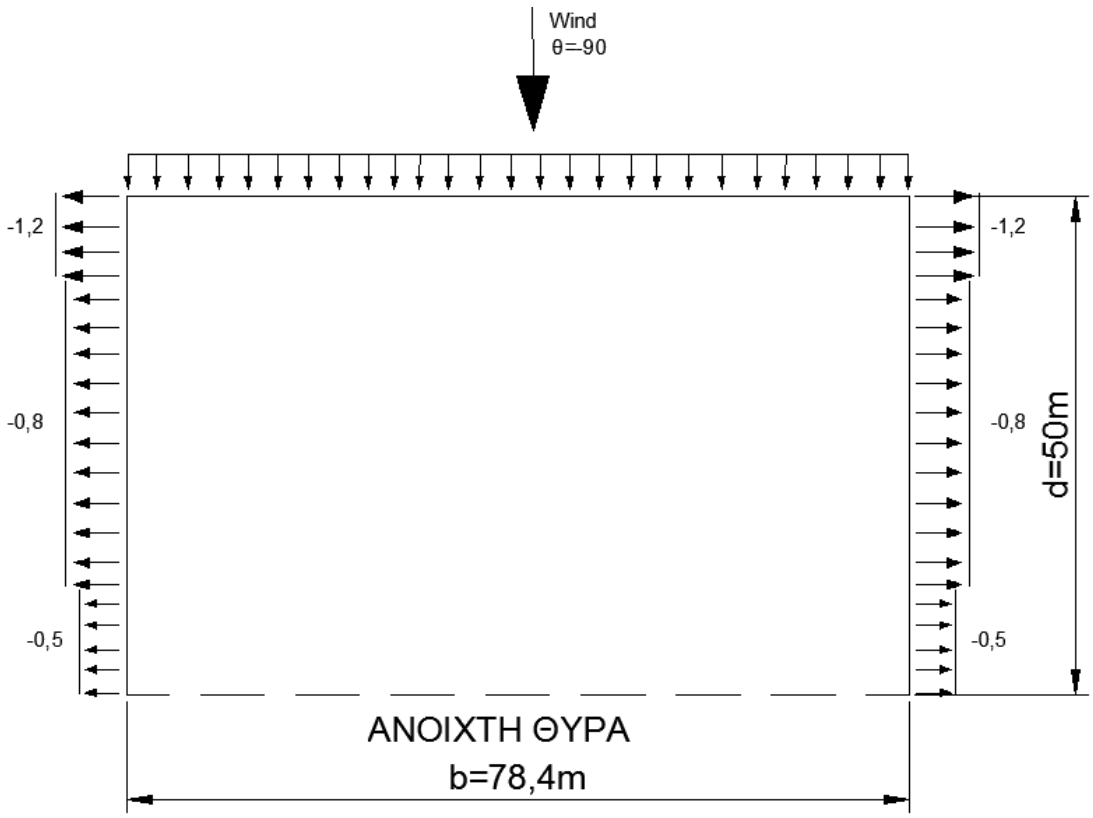
- h=19,5 m
- b=78,4 m
- d=50 m

Επειδή h=19,5 m < b=78,4 m (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς z_e=h=19,5 m.

$$\frac{h}{d} = \frac{19,5}{50} = 0,39$$
$$e = \min(b, 2h) = \min(50, 2 \cdot 19,5) = 39$$

Συνεπώς οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους σε αυτή την περίπτωση προκύπτουν από τον πίνακα 2.6 με γραμμική παρεμβολή και είναι

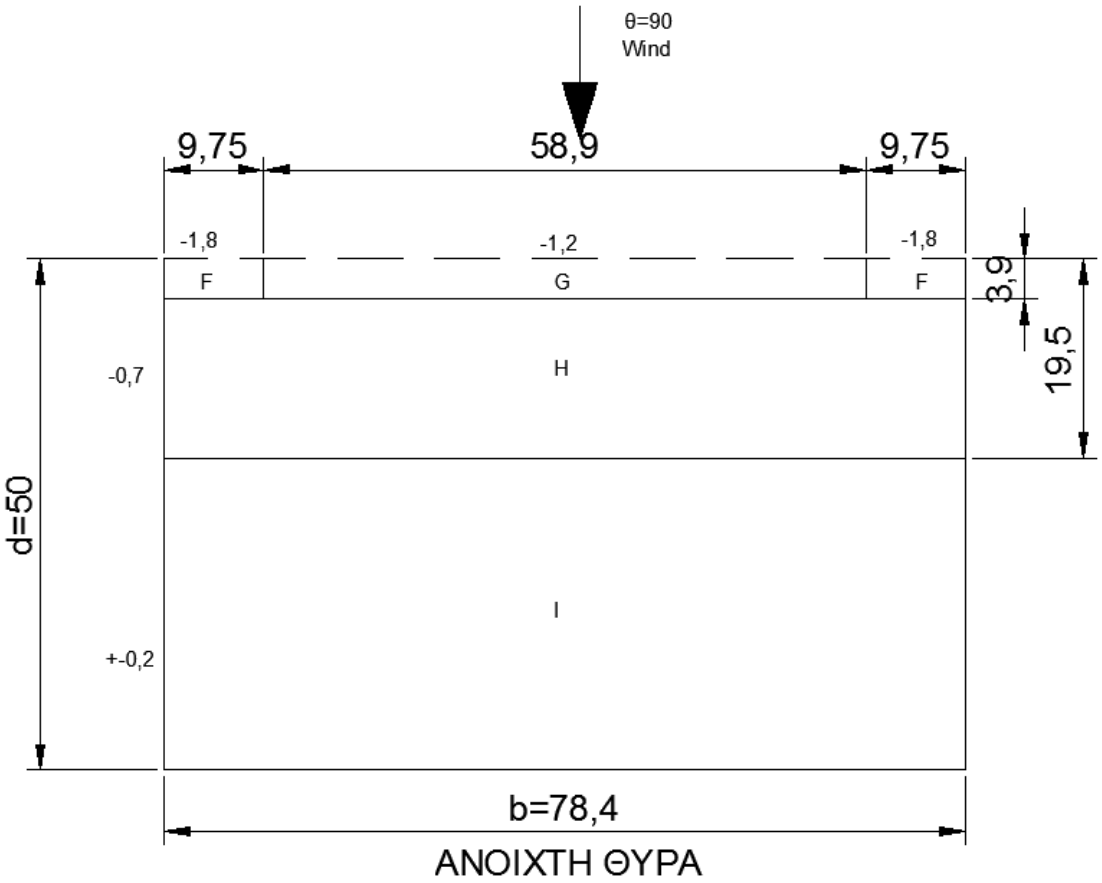
Ζώνη	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,39	-1,2	-0,8	-0,5	-0,7	-0,31



Σχήμα 2.17: Εξωτερικές πιέσεις επί κατακόρυφων επιφανειών για ανοιχτές θύρες και διεύθυνση ανέμου -90°

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για την οριζόντια στέγη από τον Πίνακα 2.7 για αιχμηρά άκρα και για h/d=0,39 είναι:

Τύπος στέγης	**Ζώνη**			
	F	**G**	**H**	**I**
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
Αιχμηρά άκρα	-1,8	-1,2	-0,7	+-0,2



Σχήμα 2.18: Εξωτερικές πιέσεις επί οριζόντιων επιφανειών για ανοιχτές θύρες και διεύθυνση ανέμου 90°

- εσωτερικές πιέσεις για κατακόρυφους τοίχους:

$$c_{pi} = 0{,}75 \cdot c_{pe} = 0{,}75 \cdot (-0{,}31) = -0{,}24$$

- εσωτερικές πιέσεις για οριζόντιους τοίχους:

$$c_{pi} = 0{,}75 \cdot c_{pe} = 0{,}75 \cdot (\pm 0{,}20) = \pm 0{,}15$$

2.4.8.3 Τελικές Πιέσεις Υπόστεγου

Λαμβάνοντας υπόψη πως:

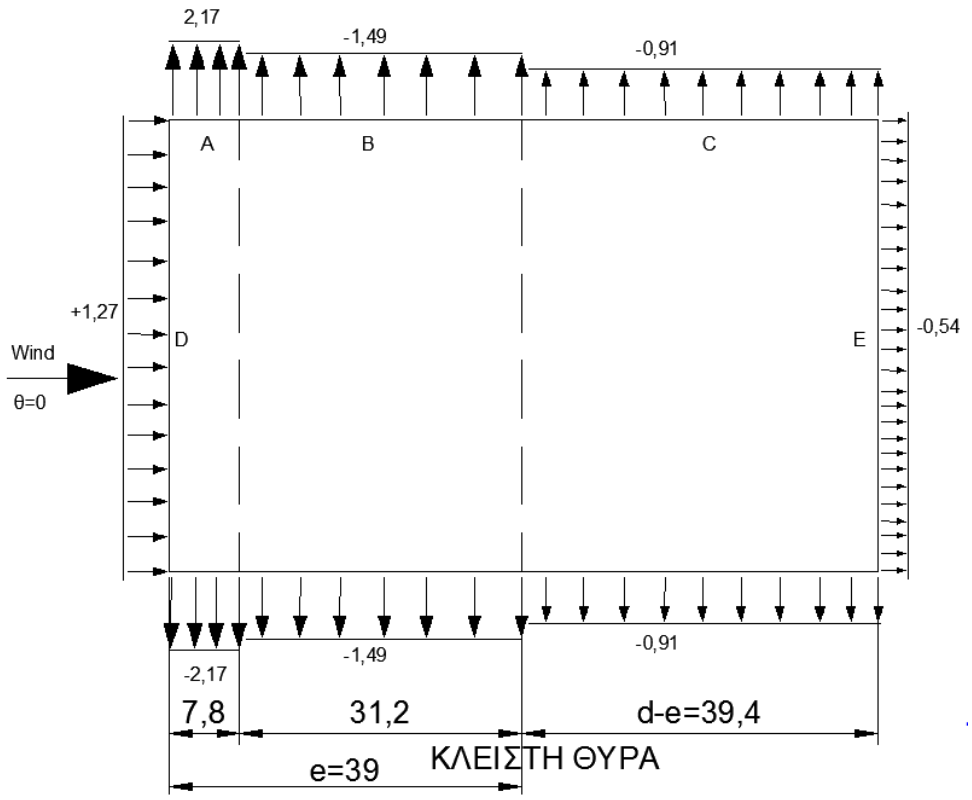
$$q_p(z) = 1{,}81 \, {}^{KN}\!/_{m^2}$$

$c_{pi} = 0$, για κλειστές θύρες

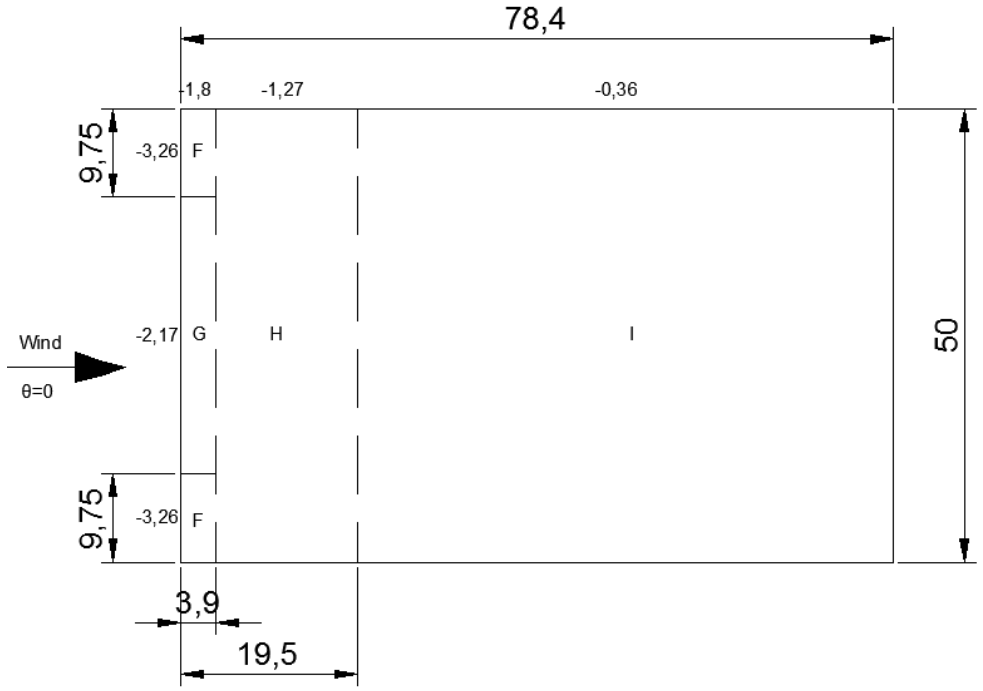
$c_{pi} = 0{,}90 \cdot c_{pe}$, για ανοιχτή θύρα συγκεντρωτικά έχουμε για τις συνολικές πιέσεις για τις παραπάνω περιπτώσεις

1. **Κλειστή θύρα**

- $\Theta=0^0$

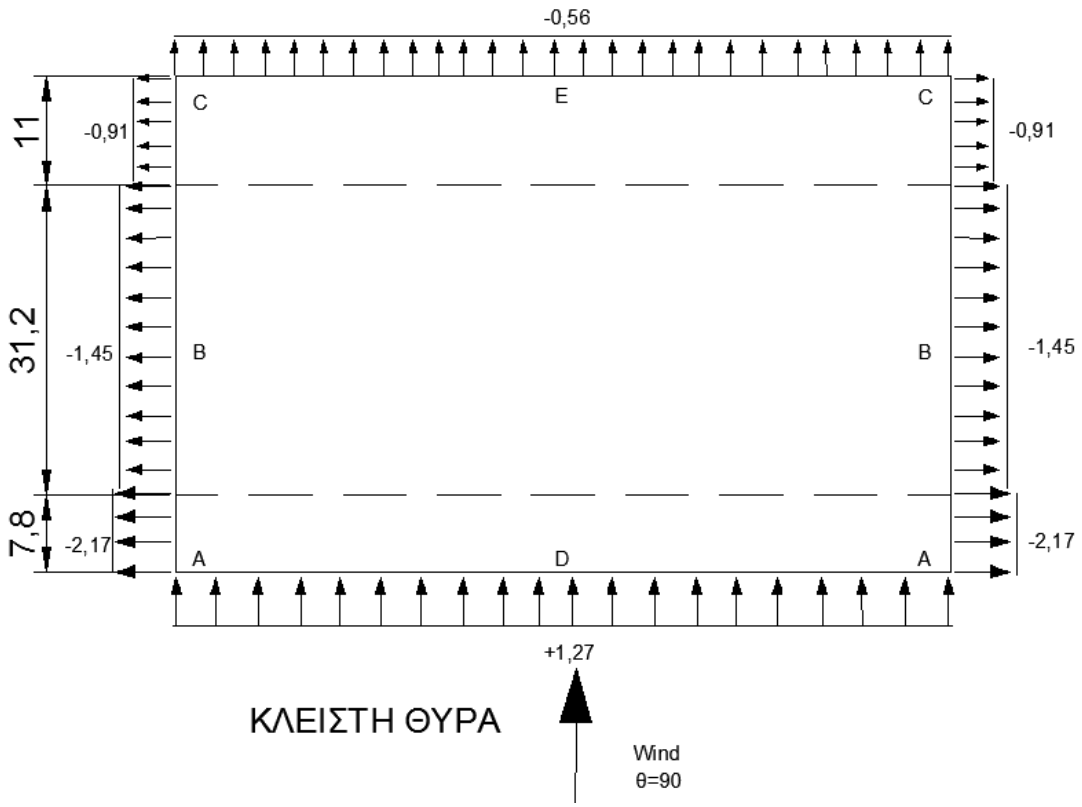


Σχήμα 2.19: Συνολικές πιέσεις επί κατακόρυφων επιφανειών

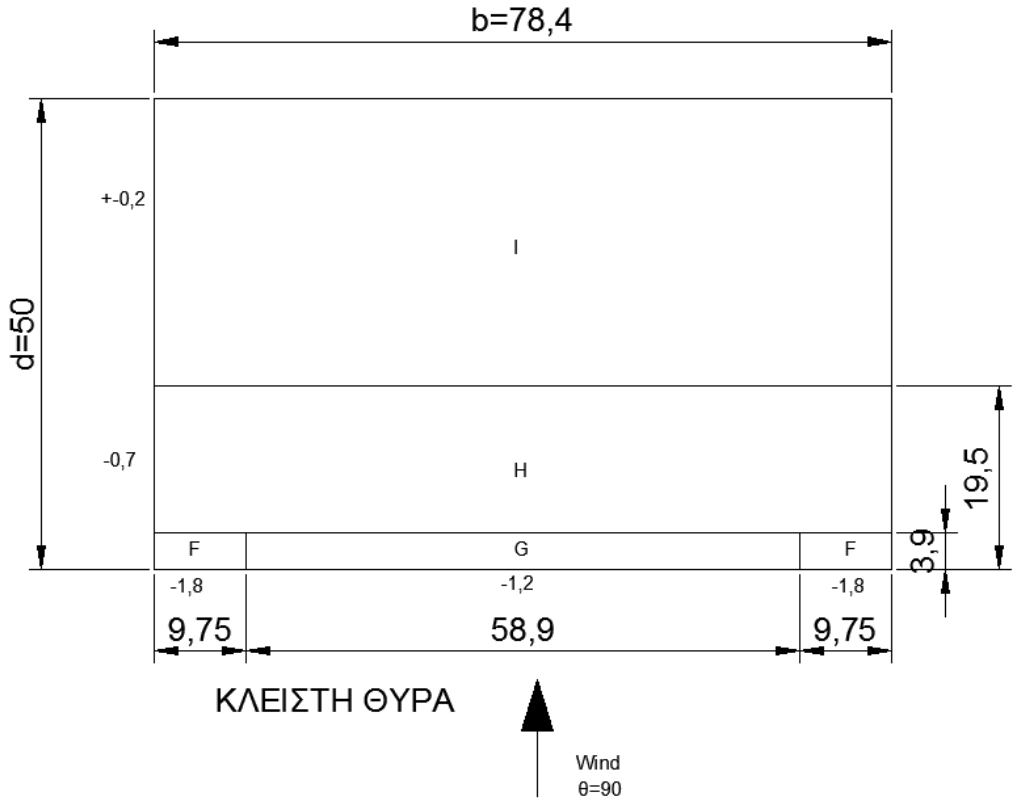


Σχήμα 2.20: Συνολικές πιέσεις επί οριζόντιων επιφανειών

- $\Theta=90^0$



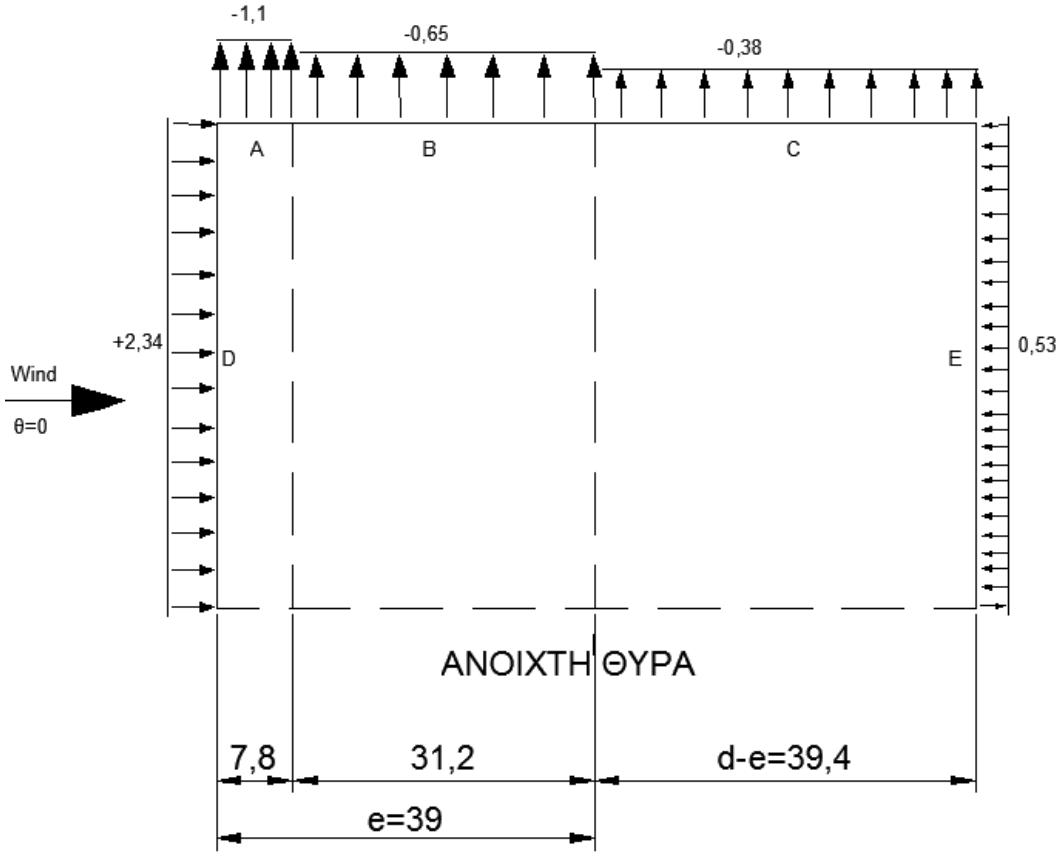
Σχήμα 2.21: Συνολικές πιέσεις επί κατακόρυφων επιφανειών



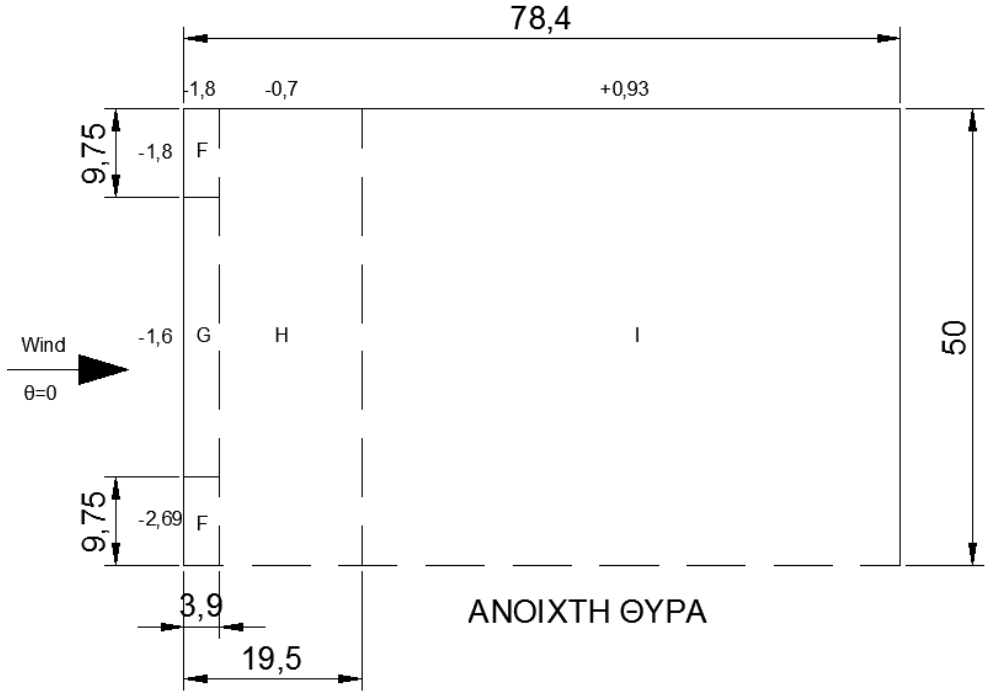
Σχήμα 2.22: Συνολικές πιέσεις επί οριζόντιων επιφανειών

2. **Ανοιχτή θύρα**

- $\Theta=0^0$

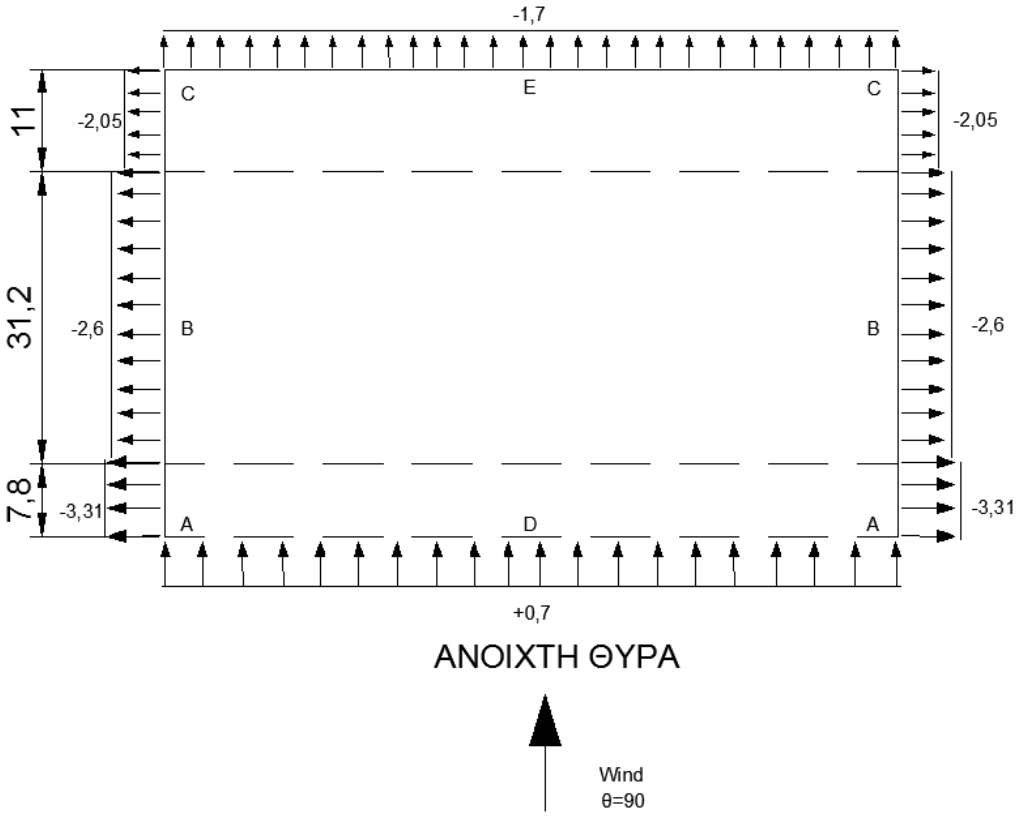


Σχήμα 2.23: Συνολικές πιέσεις επί κατακόρυφων επιφανειών

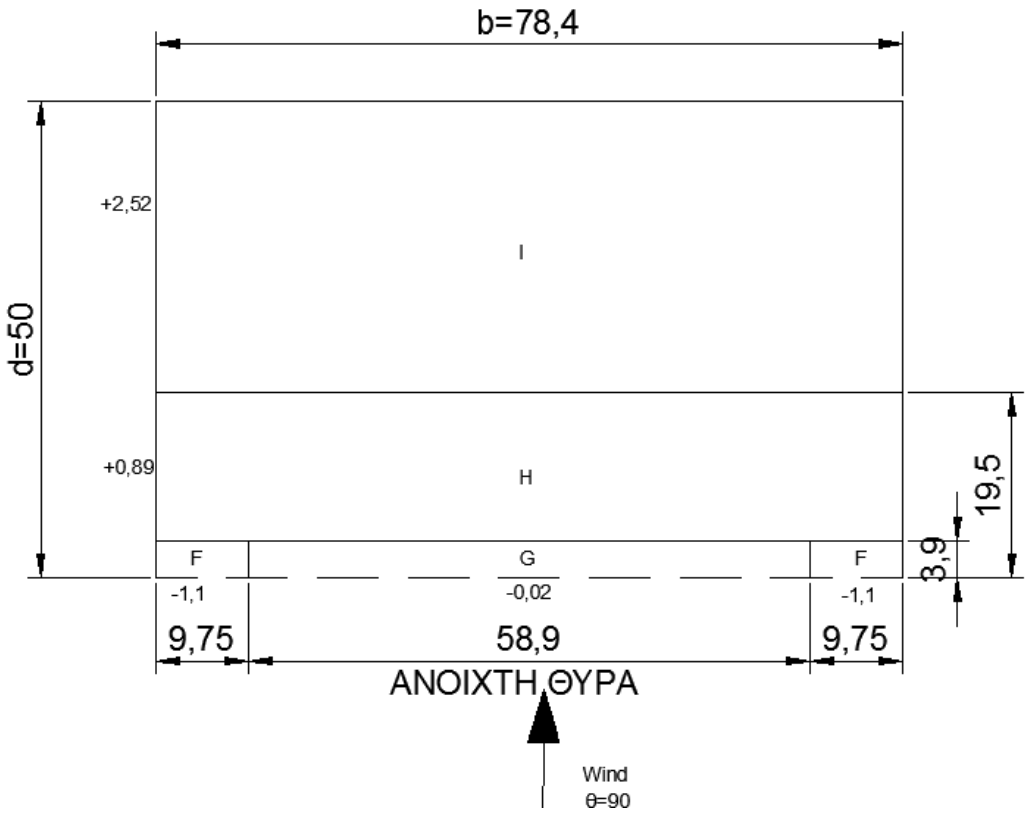


Σχήμα 2.24: Συνολικές πιέσεις επί οριζόντιων επιφανειών

- $\Theta=90^0$

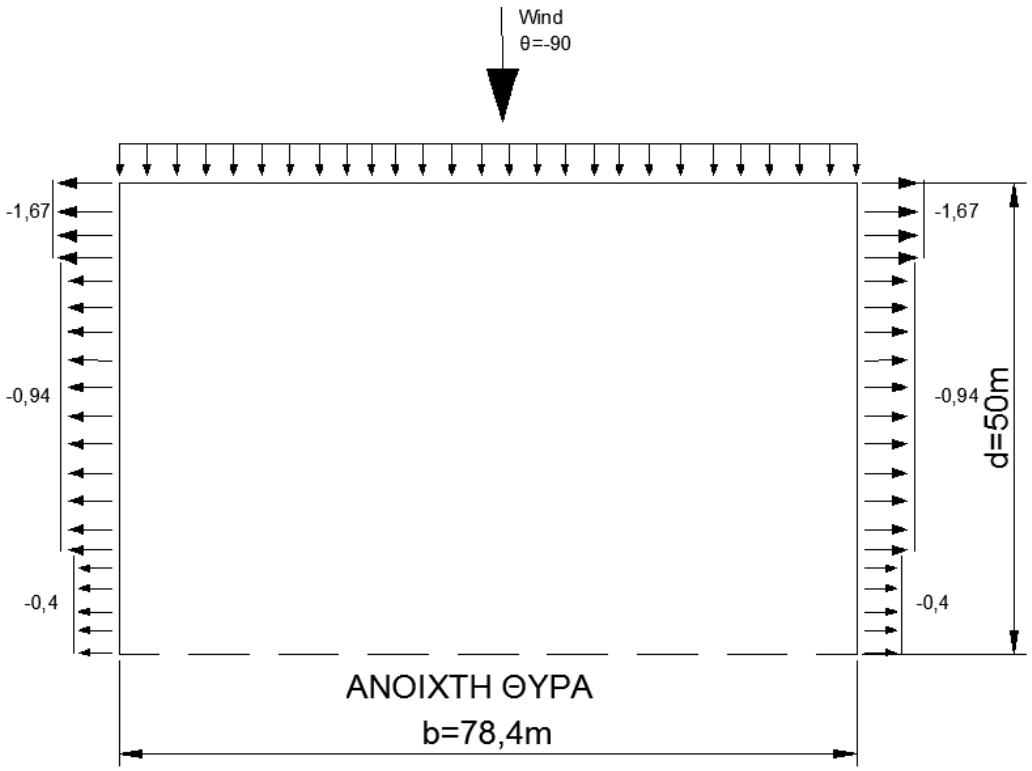


Σχήμα 2.25: Συνολικές πιέσεις επί κατακόρυφων επιφανειών

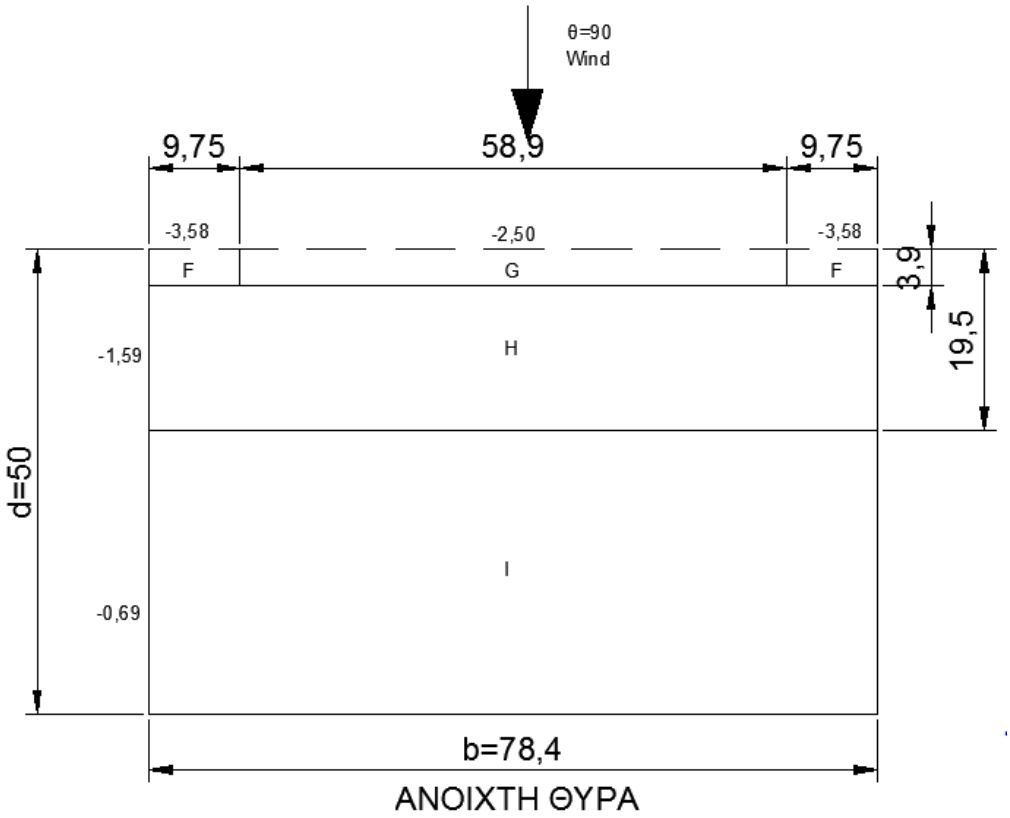


Σχήμα 2.26: Συνολικές πιέσεις επί οριζόντιων επιφανειών

Θ=-90^0



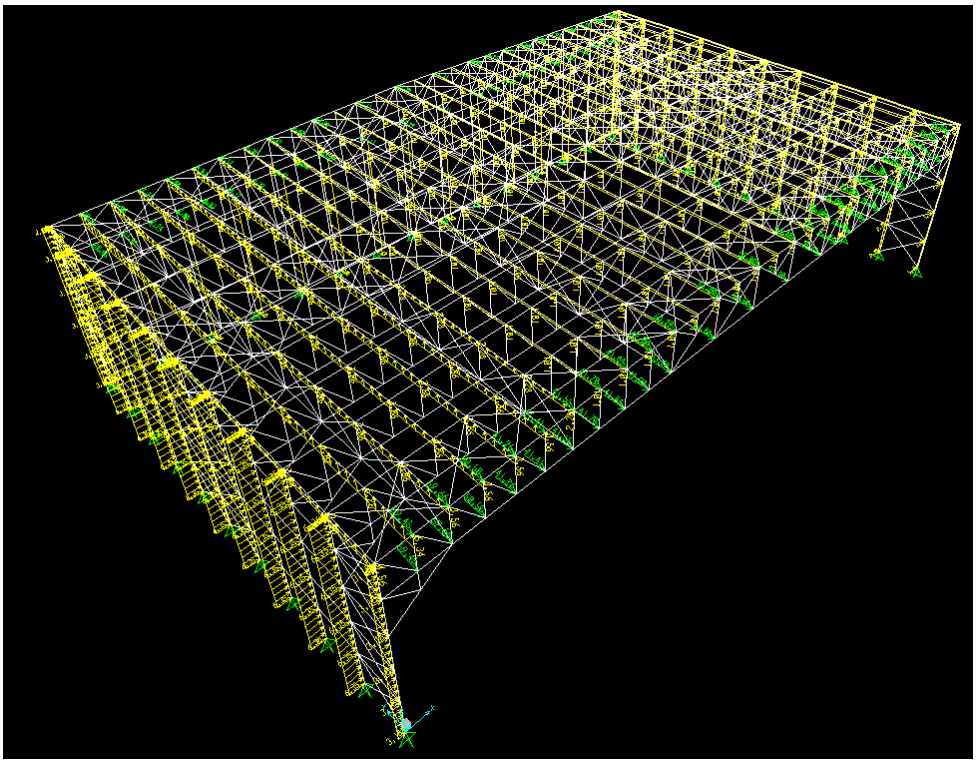
Σχήμα 2.27: Συνολικές πιέσεις επί κατακόρυφων επιφανειών



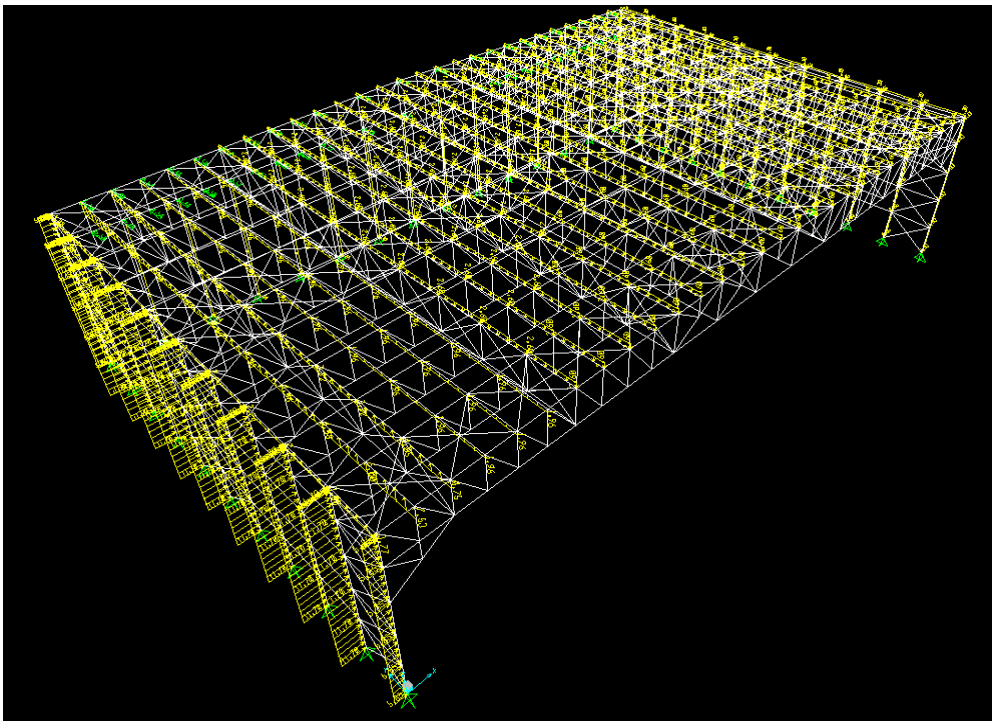
Σχήμα 2.28: Συνολικές πιέσεις επί οριζόντιων επιφανειών

2.4.8.4 Φορτίσεις και Παραμορφώσεις λόγω Ανέμου στο SAP200

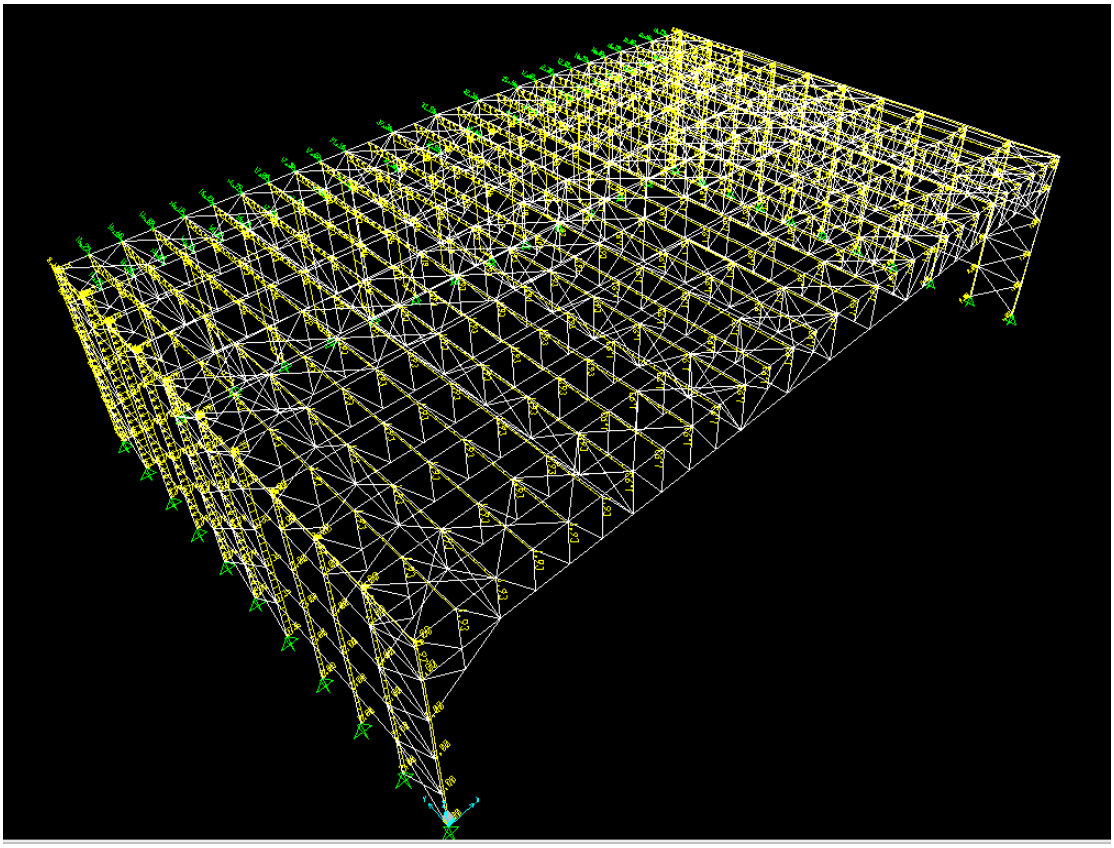
Παρακάτω φαίνονται ενδεικτικά εικόνες φόρτισης και παραμόρφωσης για διαφορετικές διευθύνσεις ανέμου και ανοιχτές ή κλειστές θύρες:



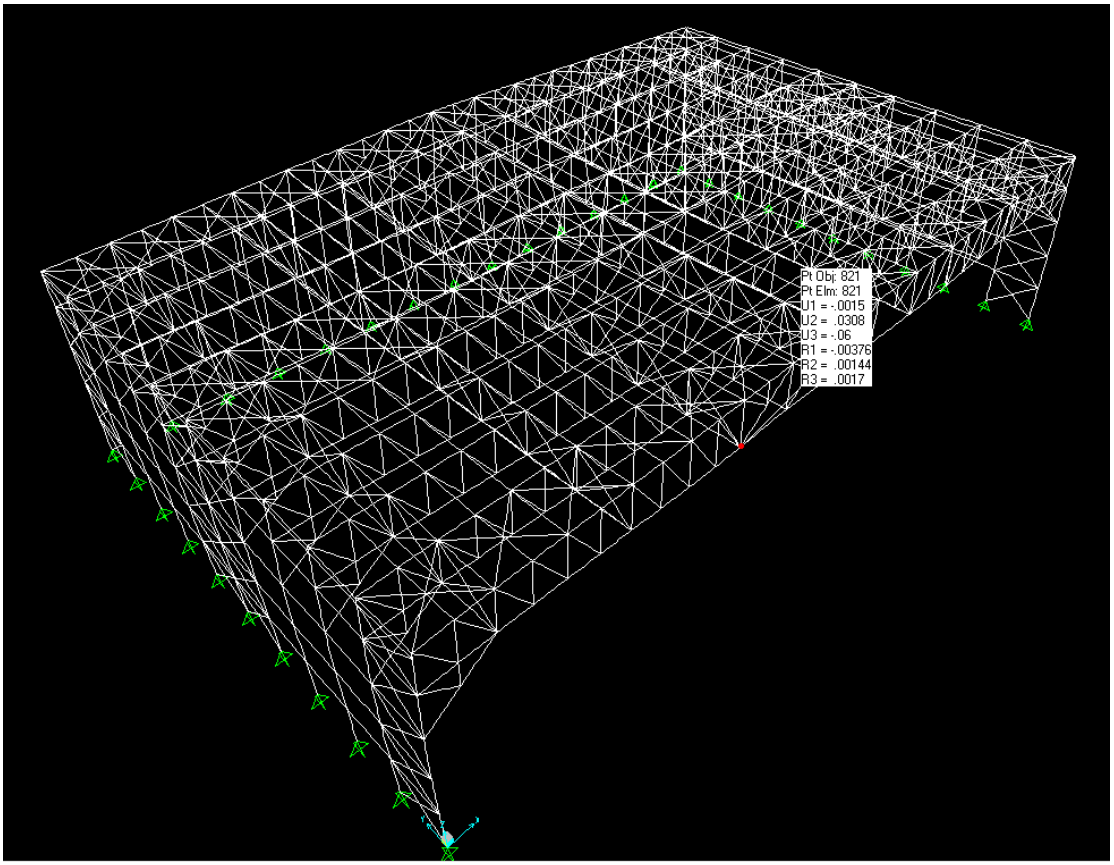
Σχήμα 2.29: Φόρτιση για κλειστές θύρες και 0° στο SAP 2000



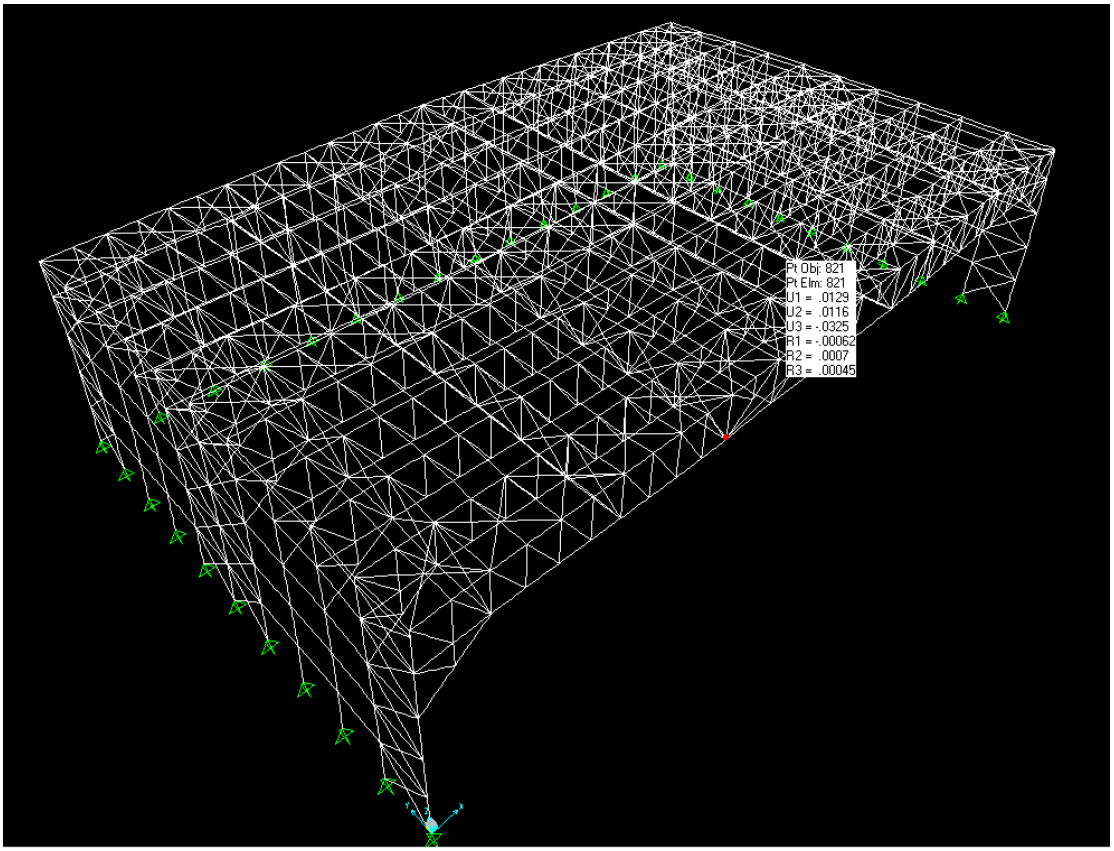
Σχήμα 2.30: Φόρτιση για ανοιχτές θύρες και 0° στο SAP 2000



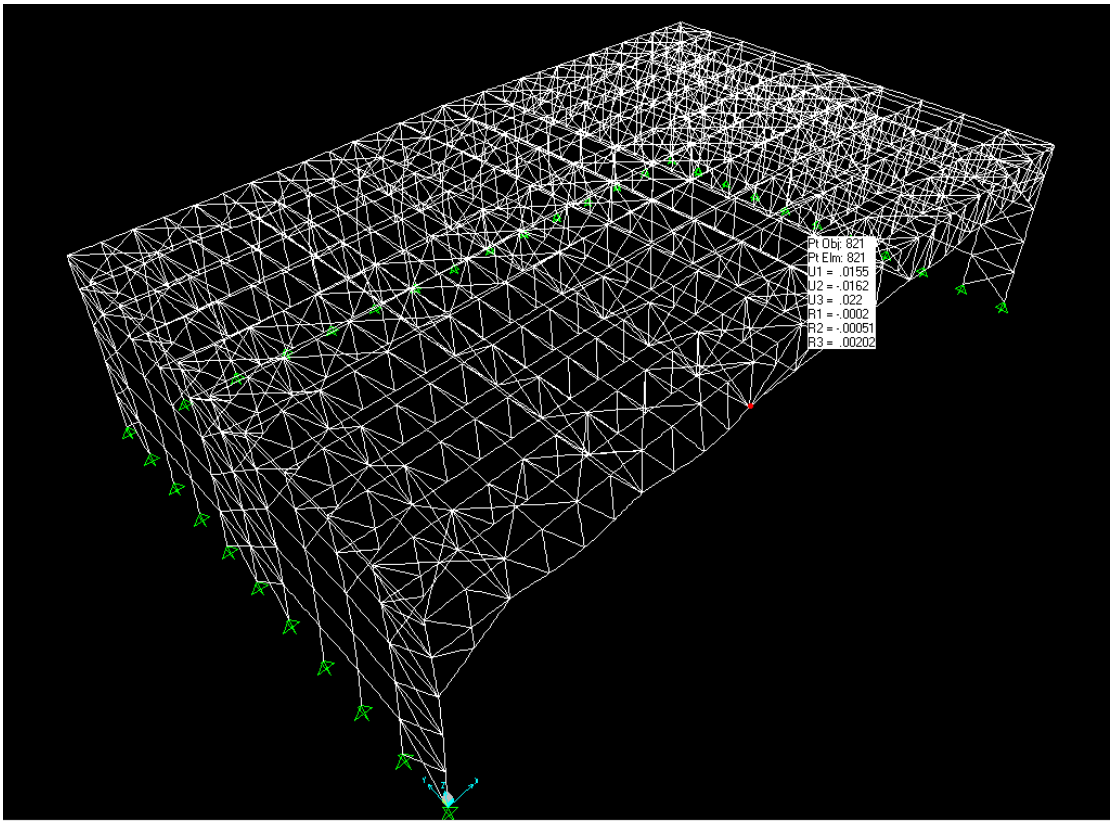
Σχήμα 2.31: Φόρτιση για ανοιχτές θύρες και -90° στο SAP 2000



Σχήμα 2.32: Παραμορφώσεις για ανοιχτές θύρες και 90° στο SAP 2000



Σχήμα 2.32: Παραμορφώσεις για ανοιχτές θύρες και 0° στο SAP 2000



Σχήμα 2.33: Παραμορφώσεις για κλειστές θύρες και 0° στο SAP 2000

2.5 Φορτία Σεισμού

Σύμφωνα με την επιστήμη της Σεισμολογίας, σεισμός είναι η εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σε ορισμένο μέρος της στερεάς Γης, από φυσικά αίτια που βρίσκονται στο εσωτερικό της Γης.

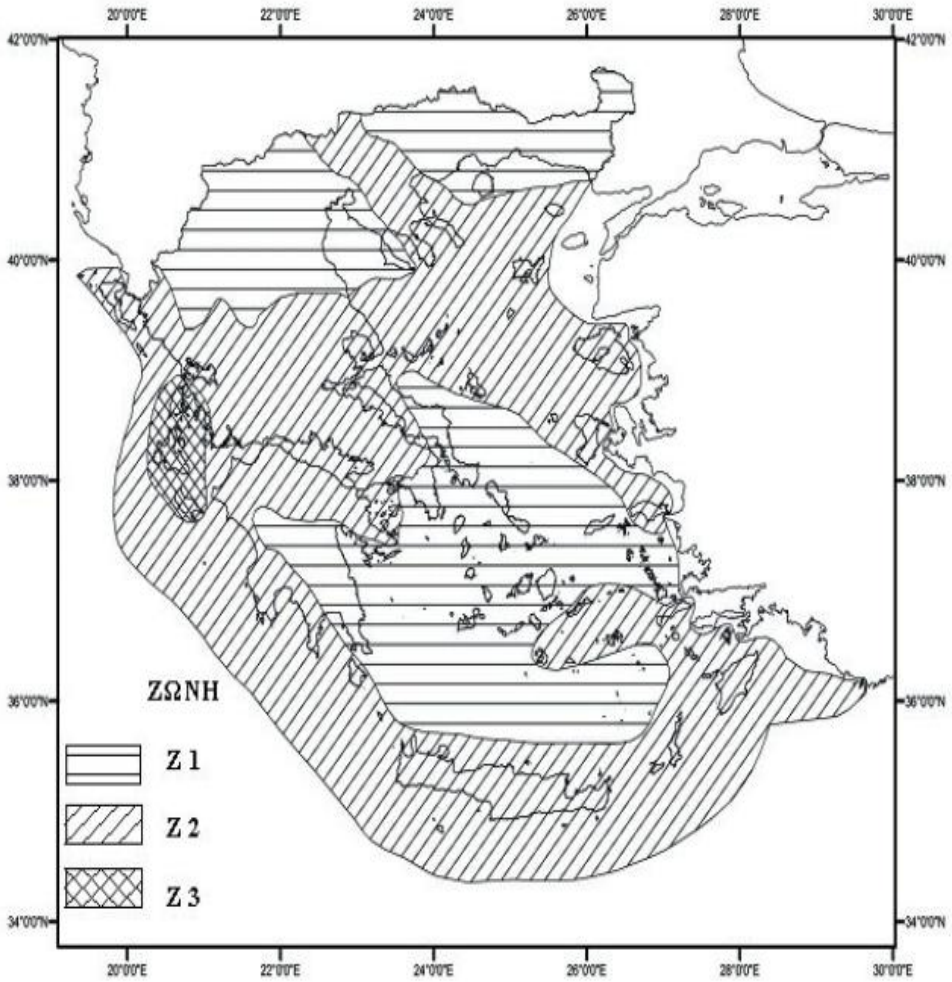
Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές, οι οριζόντιες θεωρούνται ως οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι οι κατακόρυφες δεν μπορεί να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

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

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η Ελλάδα υποδιαιρείται από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα ενώ υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή. Στο παρακάτω σχήμαδίνεται ο χάρτης των τριών σεισμικών ζωνών Z1, Z2, Z3 που ισχύει για την Ελλάδα. Σε κάθε σεισμική ζώνη, ορίζεται μία τιμή αναφοράς α_{gR}, η ο ποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς T_{NCR}=475 έτη, σύμφωνα με τον ακόλουθο Πίνακα 2.8. Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γI ίσος με 1.00. Για τιμή της περιόδου επαναφοράς διαφορετική από την τιμή αναφοράς, η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος τύπου A, a_g , είναι ίση με a_{gR} επί τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)

Πίνακας 2.8 Τιμές αναφοράς $\mathbf{a_{gR}}$ της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης

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



Σχήμα 2.34: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας

Ο Ευρωκώδικας ορίζει τις κατηγορίες σπουδαιότητας σύμφωνα με τον πίνακα 2.9 και κατατάσσει τα εδάφη σύμφωνα με τον πίνακα 2.10

Πίνακας 2.9 Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γ_I

Κατηγορία σπουδαιότητας	**I**	**II**	**III**	**IV**
Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I	0,8	1,00	1,3	1,4

Πίνακας 2.10 Κατηγορίες εδαφών

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30 cm)	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 > 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			

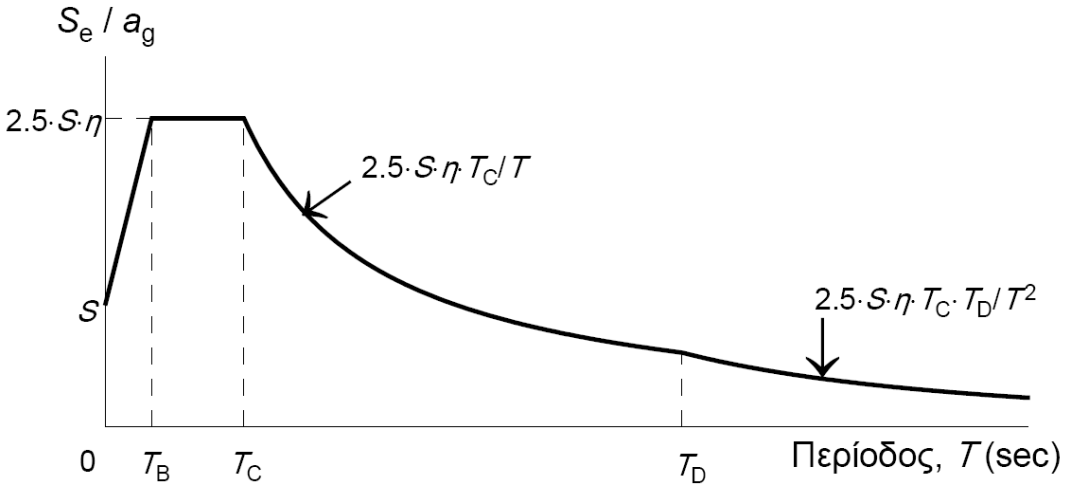
Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους Β, Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος. Επιπλέον, εφόσον το αεροδρόμιο «Δημόκριτος» βρίσκεται στο Νομό Αλεξανδρούπολης, η ζώνη επικινδυνότητας για το υπόστεγο που μελετάται είναι Ζ1 και επομένως a_{gR} = 0,16g. Θεωρούμε ότι η κατασκευή που μελετήθηκε ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας ΙΙ, και άρα, σύμφωνα με τον Πίνακα 2.9 βρίσκεται ότι το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα είναι γ_I=1,00.

Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που χρησιμοποιείται σε μια χώρα ή μέρος της χ ώρας μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Έτσι, σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο

φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου Ι, με τιμές των παραμέτρων που φαίνονται στον Πίνακα 2.11.

Πίνακας 2.11 Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης

Κατηγορία εδάφους	T_B(sec)	T_C(sec)	T_D(sec)	S
A	0,15	0,40	2,50	1,00
B	0,15	0,50	2,50	1,20
C	0,20	0,60	2,50	1,15
D	0,20	0,80	2,50	1,35
E	0,15	0,50	2,50	1,40



Σχήμα 2.35: Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε για απόσβεση

2.5.1 Φάσμα Σχεδιασμού

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q

Ο δείκτης συμπεριφοράς q εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα, εκφράζει δε γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω

πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς *q*, που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του Ευρωκώδικα 8 . Η τιμή του q ορίζεται, γενικά, για ολόκληρο το κτίριο. Στη συνήθη περίπτωση κτιρίων από το ίδιο υλικό σε όλους τους ορόφους και με ορθογωνική διάταξη των κατακόρυφων στοιχείων δυσκαμψίας, η τιμή του q ορίζεται για κάθε κύρια διεύθυνση (x ή y) του κτιρίου ανάλογα με το αντίστοιχο δομικό σύστημα.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού Sd καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

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

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{g}, \qquad T_B \le T \le T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \ge \beta \cdot a_g, \qquad T_C \le T \le T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2{,}5}{q} \cdot \frac{T_C - T_D}{T^2} \ge \beta \cdot a_g, \qquad T_D \le T \le 4\sec$$

όπου:

- $S_d(T)$: το φάσμα σχεδιασμού
- T : η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού ($a_g = \gamma_I . a_{gR}$)
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή τ ης περιοχής σταθερής
- S είναι ο συντελεστής εδάφους μετακίνησης του φάσματος
- η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς η = 1 για 5% ιξώδη απόσβεση. Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η μπορεί να ληφθεί από την έκφραση: $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\zeta}} \ge 0{,}55$

όπου ζ είναι ο λόγος ιξώδους απόσβεσης του φορέα, εκφρασμένος σαν ποσοστό επί τις εκατό. Εάν για ειδικούς λόγους πρέπει να χρησιμοποιηθεί λόγος ιξώδους απόσβεσης διαφορετικός από 5 %, η τιμή αυτή δίνεται στο σχετικό Μέρος του Ευρωκώδικα 8. Στην προκείμενη περίπτωση έ χει γίνει η θεώρηση ζ=3%.

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

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, το μεταλλικό υπόστεγο που μελετάται αποτελεί κανονικό σύστημα φορέα και έχει θεωρηθεί Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΜ). Κατά τη x υπάρχουν πλαίσια με δικτυωτά ζυγώματα ενώ κατά τη διεύθυνση y κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα. Επομένως, σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 2.12 για τη διεύθυνση y έχει θεωρηθεί q=4 ενώ για τη διεύθυνση x έχει θεωρηθεί q=2.

Πίνακας 2.12 Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

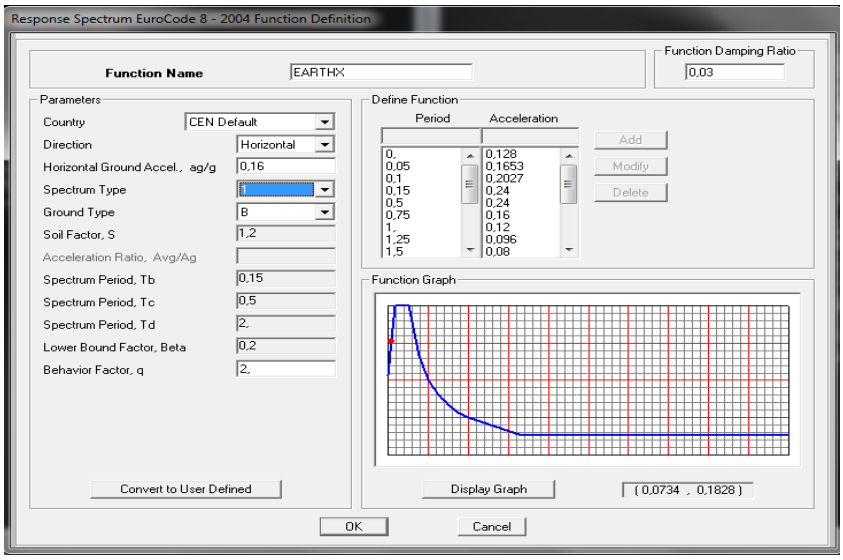
ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	**Κατηγορία Πλαστιμότητας**	
	ΚΠΜ	**ΚΠΥ**
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	5*αu/α*1
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	5*αu/α*1
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	2*αu/α*1
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	4*αu/α*1

ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις	2	2
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο		
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο Σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7	Βλέπε Κεφάλαιο 7
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	5*au/a*1

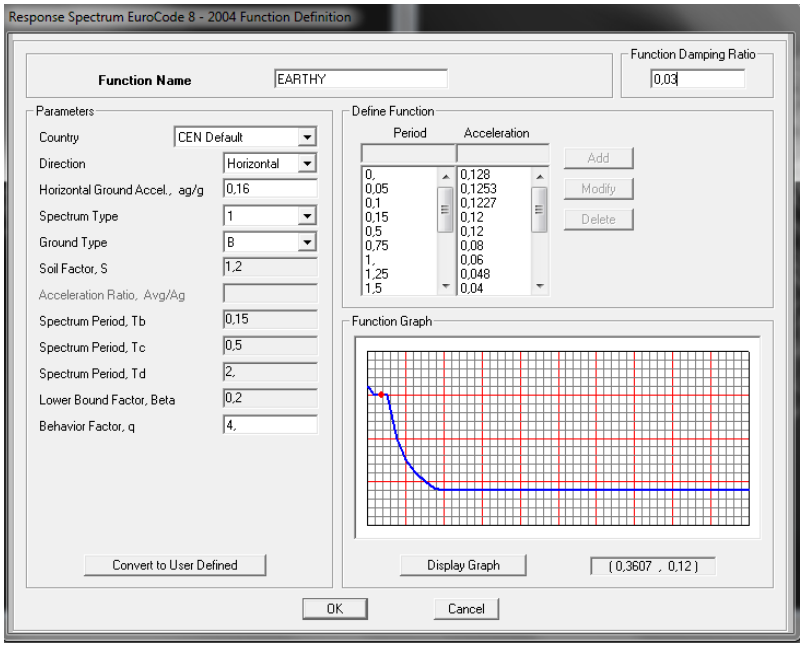
Συγκεντρωτικά για τον φορέα της παρούσας διπλωματικής εργασίας έχουμε:

1. Ζώνη επικινδυνότητας σύμφωνα με τον σεισμικό χάρτη της Ελλάδος Ζ1 και επομένως $\alpha_{Gr}/g=0,16$
2. Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I=1,00$ εφόσον η κατηγορία σπουδαιότητας είναι ΙΙ.
3. Κατηγορία εδάφους Β
4. q=4 για την διεύθυνση y και q=2 για την διεύθυνση x
5. Συντελεστής απόσβεσης ζ=3%

Παρακάτω φαίνονται στα δεδομένα της σεισμικής διέγερσης όπως εισήχθησαν στο SAP 2000 και για τις δύο διευθύνσεις του σεισμού.



Σχήμα 2.35: Δεδομένα σεισμού για την x διεύθυνση



Σχήμα 2.36: Δεδομένα σεισμού για την x διεύθυνση

2.6.2 Μέθοδοι Ανάλυσης

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

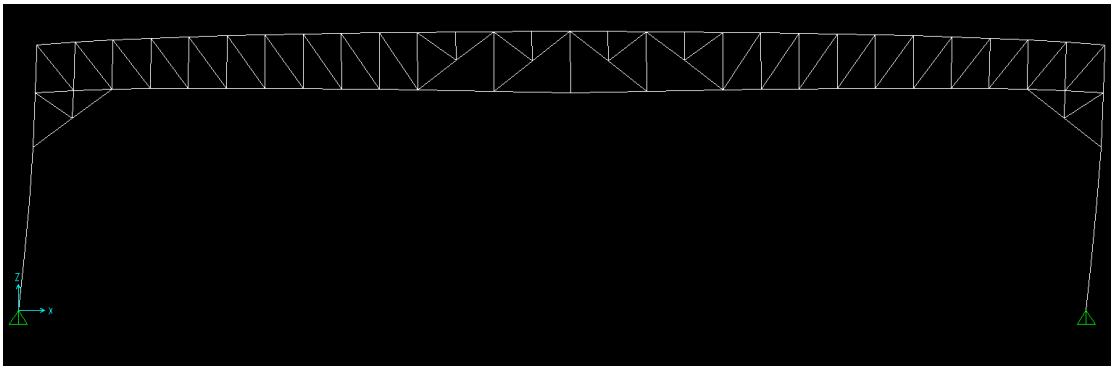
a. η "μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης" (δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφικής ταλάντωσης)
b. η "ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης" (πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμός μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τέλος ιδιομορφική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων), την οποία και θα επιλέξουμε.

2.6.2.1 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

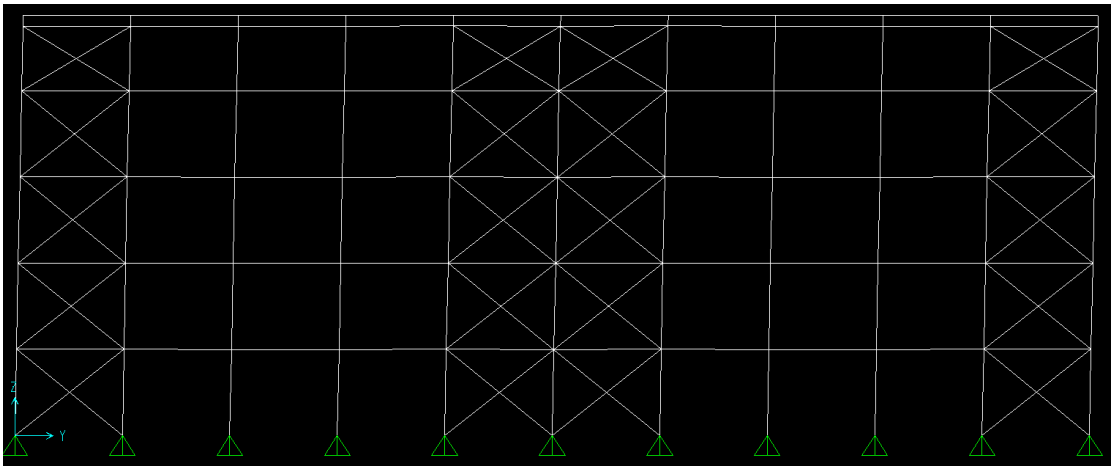
Η μέθοδος αυτή λαμβάνει υπόψη την απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Θα πρέπει να ληφθούν υπόψη τόσες ιδιομορφές ταλάντωσης ώστε να μπορεί να αποδειχθεί οποιαδήποτε από τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

1. το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα και
2. λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Ακολουθούν δύο εικόνες με τις παραμορφώσεις του φορέα για και για τις δύο πιθανές διευθύνσεις του σεισμού:



Σχήμα 2.37: Παραμορφώσεις φορέα για σεισμού κατά την x διεύθυνση



Σχήμα 2.38: Παραμορφώσεις φορέα για σεισμού κατά την y διεύθυνση

Οι απαιτούμενες ιδιομορφές για την ανάλυση του φορέα προκύπτουν από την πρώτη απαίτηση της ιδομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης και είναι για την x διεύθυνση η T_{13}=0,192sec και για την y διεύθυνση η T_{26}=0,104sec

Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted — Modal Participating Mass Ratios

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
Mode	8	0,627114	0,00055	000000006002	000000000809	0,94232	0,69383	0,00105
Mode	9	0,472307	000000000909	0,00348	0,35763	0,94232	0,69731	0,35869
Mode	10	0,32344	0,00008428	000000006179	9,048E-13	0,9424	0,69731	0,35869
Mode	11	0,296556	000000009002	0,00077	0,05349	0,9424	0,69808	0,41218
Mode	12	0,222425	000000003756	0,21595	0,00003522	0,9424	0,91403	0,41222
Mode	13	0,192229	0,01724	000000005407	000000008764	0,95964	0,91403	0,41222
Mode	14	0,174602	0,00015	000000002127	000000001503	0,95979	0,91403	0,41222
Mode	15	0,172814	0,00024	000000001136	000000001808	0,96003	0,91403	0,41222
Mode	16	0,170224	000000001094	0,00228	0,00004022	0,96003	0,91631	0,41226
Mode	17	0,155089	0,00004703	000000003316	000000001442	0,96008	0,91631	0,41226
Mode	18	0,143322	000000001876	0,00018	0,01776	0,96008	0,91649	0,43002
Mode	19	0,133124	0,000004464	000000001292	000000006263	0,96008	0,91649	0,43002
Mode	20	0,129653	000000002482	0,01245	0,00002046	0,96008	0,92894	0,43004
Mode	21	0,123763	0,00017	000000004306	0,00000002556	0,96025	0,92894	0,43004
Mode	22	0,117894	0,00017	000000004718	0,00000002706	0,96042	0,92894	0,43004
Mode	23	0,114459	000000002907	0,00842	0,00023	0,96042	0,93735	0,43026
Mode	24	0,111743	000000002131	0,00007862	0,04816	0,96042	0,93743	0,47842
Mode	25	0,109381	000000002813	0,00956	0,0005	0,96042	0,94699	0,47892
Mode	26	0,104632	0,00000003716	0,00468	0,00089	0,96042	0,95167	0,47981
Mode	27	0,104626	0,00001627	0,00001112	0,000002153	0,96044	0,95168	0,47981

Record: 1 of 50 — Add Tables... — Done

Σχήμα 2.39: Απαιτούμενες ιδιομορφές

2.7 Συνδυασμοί Φορτίσεων

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Οι σύγχρονοι κανονισμοί προσδιορίζουν διάφορες οριακές καταστάσεις έναντι των οποίων πρέπει να γίνονται οι διάφοροι έλεγχοι του φορέα του έργου. Έχει επικρατήσει η θεώρηση δύο οριακών καταστάσεων ως εξής:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ.), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Οι καταστάσεις αυτές (ULS και SLS) προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (partial safety factors), οι οποίοι είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι προς τη μονάδα. Τα προκύπτοντα φορτία ονομάζονται φορτία ή δράσεις σχεδιασμού και χρησιμοποιούνται υπό μορφή συνδυασμών για το σχεδιασμό του φορέα.

Σύμφωνα με τους νέους κανονισμούς, η ανίσωση ελέγχου γράφεται με χρήση επιμέρους συντελεστών ασφαλείας για τις δράσεις και τις αντιστάσεις και είναι:

$$E_d \leq R_d ,$$

όπου E_d οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και R_d οι τιμές σχεδιασμού των αντιδράσεων. Οι συντελεστές ασφαλείας για τις παραπάνω δράσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα είναι:

Πίνακας 2.12 Συντελεστές ασφαλείας δράσεων

	Οριακές καταστάσεις αστοχίας		**Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας**	
	Δυσμενής επίδραση	**Ευμενής επίδραση**	**Δυσμενής επίδραση**	**Ευμενής επίδραση**
γ_g	1,35	1,0	1,0	1,0
γ_Q	1,5	0	1,0	0

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων μεταβλητών δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού ψ.

Πίνακας 2.13 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία			
Κατηγορία A: Κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων ≤30kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων 30 kN<βάρος οχημάτων≤160kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0

Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φιλανδία, ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H>1000m	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο H ≤1000m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια	0,6	0,5	0

Λαμβάνοντας λοιπόν υπόψη τα παραπάνω έχουμε συγκεντρωτικά για τα φορτία του φορέα:

1. Μόνιμα φορτία για τα οποία για δυσμενή φόρτιση γ_g=1,35 είναι και για ευμενή φόρτιση γ_g=1,00
2. Κινητά φορτία για τα οποία για δυσμενή φόρτιση γ_Q=1,50 είναι και για ευμενή φόρτιση γ_Q=0 και συντελεστές συνδυασμού ψ_0=0,5 και ψ_1=0,2
3. Φορτία ανέμου για τα οποία για δυσμενή φόρτιση γ_Q=1,50 είναι και για ευμενή φόρτιση γ_Q=0 και συντελεστές συνδυασμού ψ_0=0,6 και ψ_1=0,2

Τέλος οι συνδυασμοί που λήφθηκαν υπόψη είναι:

1. $_i$=1,35Dead+1,35Monimo+1,5S+1,5*0,6W_i
2. $_i$=1,35Dead+1,35Monimo+1,5W_i
3. $_i$=1,35Dead+1,35Monimo+1,5W_i +1,5*0,5S
4. $_i$=1,35Dead+1,35Monimo+1,5S
5. $_i$=Dead+Monimo+1,5S
6. $_i$=Dead+Monimo+1,5W_i
7. $_i$=Dead+Monimo+1,5S+1,5*0,6W_i
8. $_i$=Dead+Monimo+1,5W_i +1,5*0,5S
9. Dead+Monimo+0,3S$\pm$0,3 E_x $\pm$ E_y
10. Dead+Monimo+0,3S$\pm$ E_x $\pm$ 0,3E_y

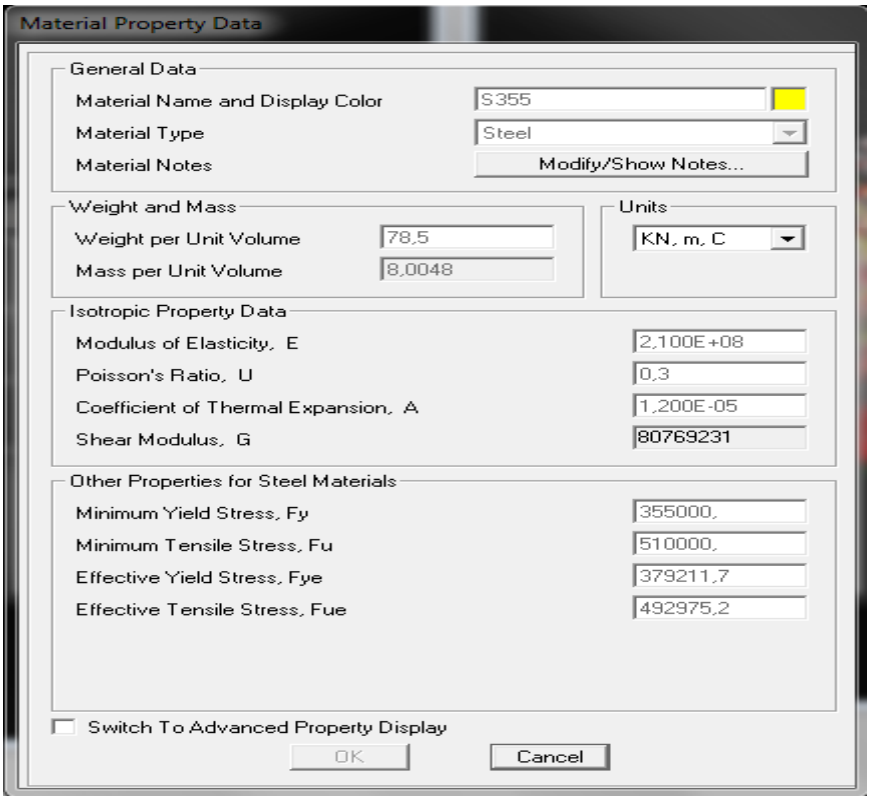
3 Προσομοίωση Φορέα στο SAP 2000

Για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 version 14, που εδώ και 30 χρόνια είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως το πλέον εξελιγμένο διαθέσιμο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης-διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με πανίσχυρες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων. Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο εργαλείο ανάλυσης:

- Γραφικός σχεδιασμός και διόρθωση για γρήγορη και εύκολη μόρφωση φορέα.
- 3D γένεση μοντέλου χρησιμοποιώντας κατόψεις ορόφων και όψεις.
- Γρήγορη γένεση μοντέλου χρησιμοποιώντας την έννοια των όμοιων ορόφων.
- Εύκολη διόρθωση με εντολές μετακίνησης (move), ενοποίησης (merge), κατοπτρισμού (mirror) και αντιγραφής (replicate).
- Ακρίβεια στις διαστάσεις με σχεδιαστικά εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ.
- Επιλογές γρήγορης σχεδίασης αντικειμένων με ένα κλικ.
- Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα 3D απεικόνιση zoom, pan.
- Τρισδιάστατη αξονομετρική απεικόνιση, κατόψεις, όψεις, αναπτύγματα όψεων και απεικονίσεις φορέα από των χρήστη.
- Γραφικός σχεδιασμός διατομών τυχούσης διατομής και υλικών (section designer).
- Αποκοπή και επικόλληση γεωμετρίας από και προς λογιστικά φύλλα (spreadsheets).
- Εξαγωγή DXF αρχείων για τη γεωμετρία του μοντέλου.
- Σύνδεση με το πρόγραμμα EC - Praxis 3J, ιδανικό για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση των μεταλλικών συνδέσεων.
- Σύνδεση με το πρόγραμμα STEREOSTATIKA για ευκολία εισαγωγής και διαστασιολόγησης φορέων από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Σύνδεση με το πρόγραμμα eTools για διαστασιολόγηση οπλισμένου σκυροδέματος τοιχοποιίας με EC6, ενισχύσεων με μανδύες Ο/Σ και αυτόματη παραγωγή πλαστικών αρθρώσεων για pushover analysis.
- Σύνδεση με το πρόγραμμα ETABS για τρισδιάστατη ανάλυση – διαστασιολόγηση δομικών στοιχείων συμπεριλαμβανομένων γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτιρίων.
- Σύνδεση με το πρόγραμμα SAFE με δυνατότητες ανάλυσης και διαστασιολόγησης κανονικής και μη κανονικής γεωμετρίας πλακών και πλακών γενικής κοιτόστρωσης.

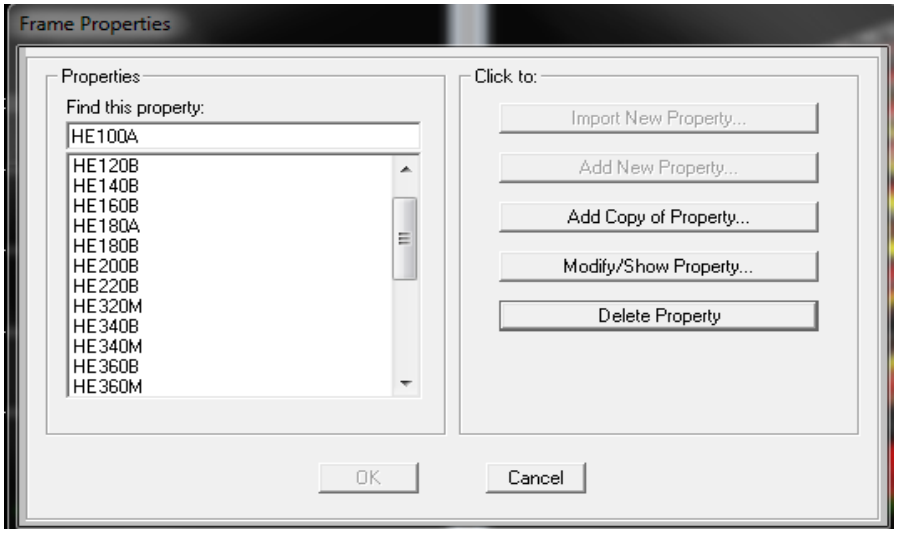
3.1 Εισαγωγή Υλικών και Διατομών

Πριν τη σχεδίαση του φορέα στο SAP 2000 ορίζουμε σαν μονάδες τα KN για τις δυνάμεις και m για τα μέτρα. Έπειτα προχωράμε στην εισαγωγή των ιδιοτήτων του χάλυβα. Για την κατασκευή μας επιλέγουμε S355



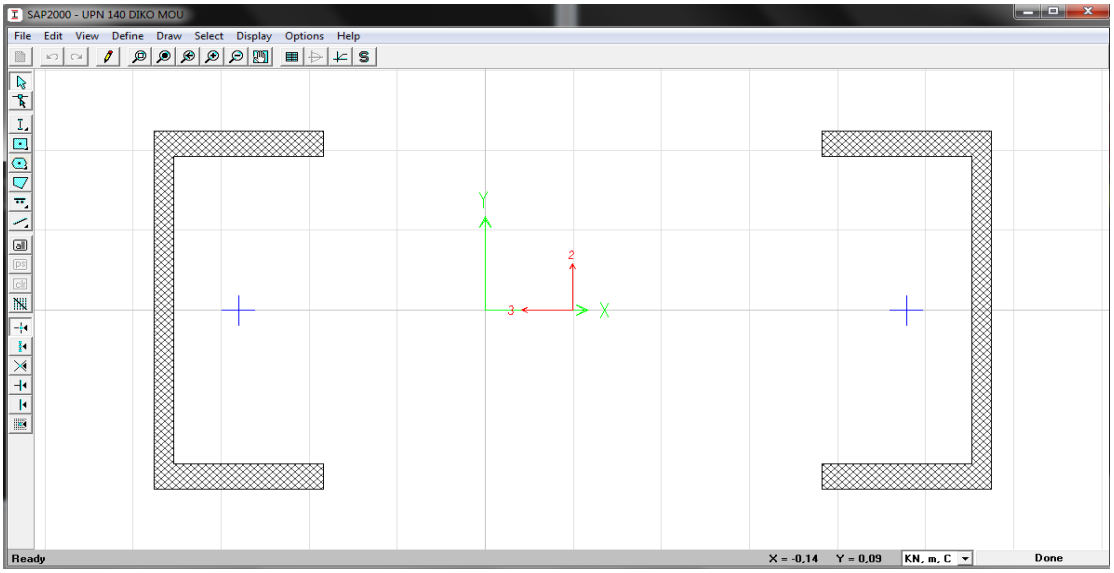
Σχήμα 3.1: Χαρακτηριστικά χάλυβα S355

Συνεχίζουμε εισάγοντας τις πρότυπες διατομές που θα χρησιμοποιήσουμε στα επιμέρους μέρη του φορέα.

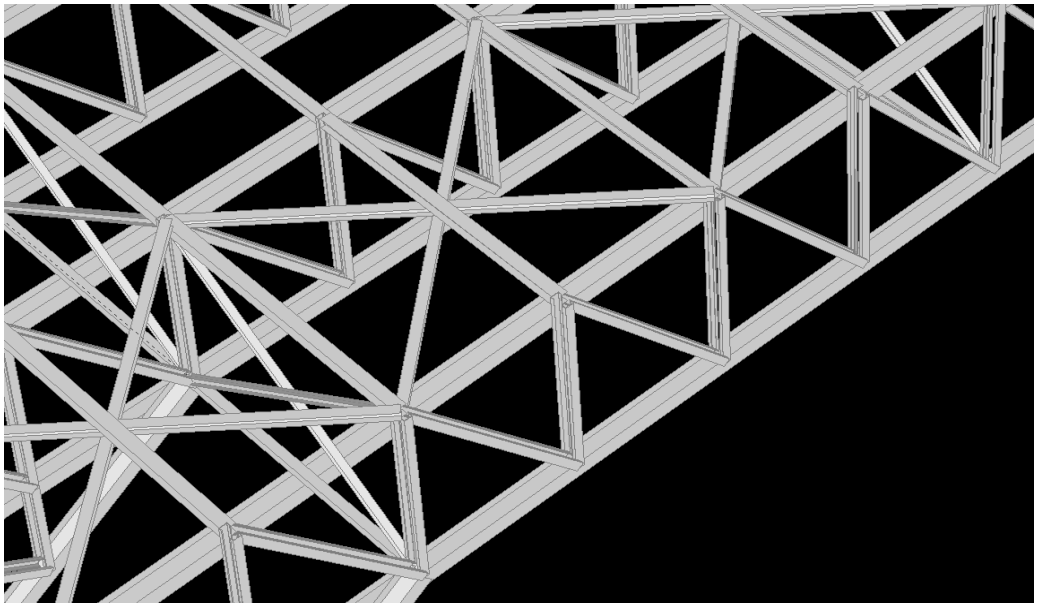


Σχήμα 3.2: Εισαγωγή πρότυπων διατομών

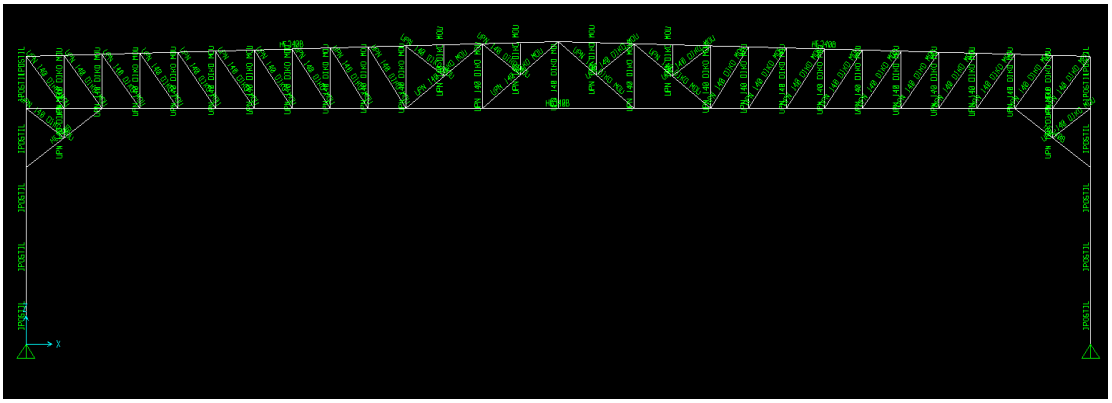
Μετά το γεωμετρικό ορισμό του φορέα, σε κάθε μέλος - γραμμικό στοιχείο του προσομοιώματος αποδόθηκε η διατομή και το υλικό κατασκευής. Η βασική γεωμετρία του φορέα απεικονίζεται μέσω των κεντροβαρικών αξόνων των μελών και αμελείται η αλληλοεπικάλυψη του πραγματικού πλάτους των μελών. Ωστόσο λόγω αυξημένων απαιτήσεων για τις δοκούς του δικτυώματος χρειάστηκε να χρησιμοποιηθεί το σχεδιαστικό εργαλείο section designer του SAP2000 για να αποδοθεί με ακρίβεια η διατομή τους. Για τις δοκούς του δικτυώματος χρησιμοποιήθηκαν δύο πρότυπες διατομές UPN140 κατάλληλα προσανατολισμένες ώστε να πετύχουμε μεγάλη ροπή αδράνειας και σε απόσταση 267mm ώστε να συνδεθούν με δύο ελάσματα πάχους 15mm το καθένα στα πέλματα των δοκών του δικτυώματος διατομής HEB 340 (h_i=297mm)



Σχήμα 3.2: Σχεδίαση της διατομής UPN 140

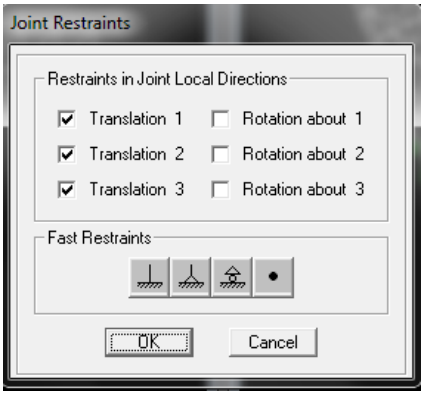


Σχήμα 3.4: Σύνδεση ράβδων δικτυώματος με δοκούς

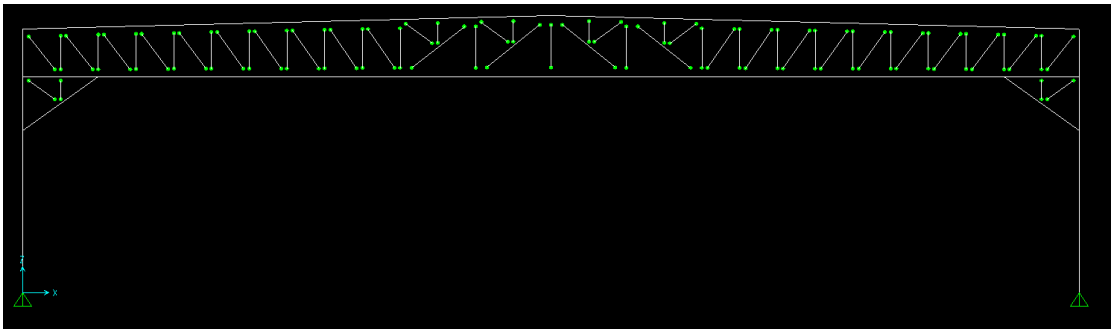


Σχήμα 3.5: Ορισμός διατομών στον φορέα

Το επόμενο στάδιο είναι να ορίσουμε τους βαθμούς ελευθερίας στους επιμέρους κόμβους και τις στηρίξεις των υποστυλωμάτων. Για τις μεν στηρίξεις επιλέγουμε αρθρώσεις όπως και για τις δοκούς των συνδέσμων και του δικτυώματος. Ο ορισμός τους έχει ως εξής:

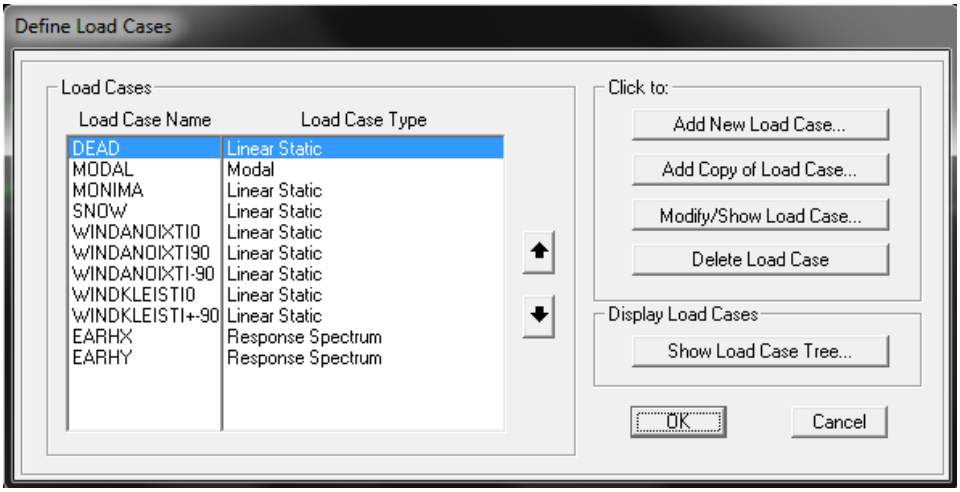


Σχήμα 3.6: Ορισμός βαθμών ελευθερίας στους κόμβους

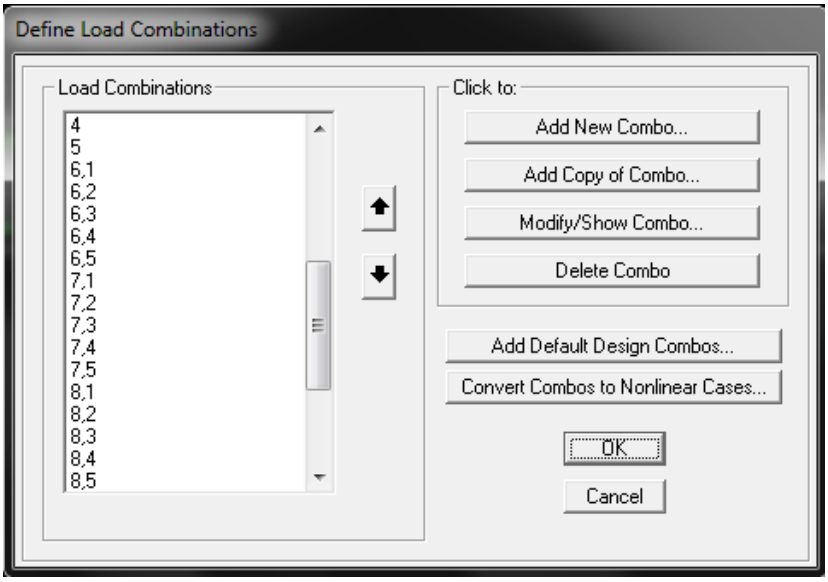


Σχήμα 3.7: Απεικόνιση των βαθμών ελευθερίας στους κόμβους του φορέα

Αφού μορφώσουμε τον φορέα το επόμενο βήμα είναι να ορίσουμε τα φορτία που επιδρούν σε αυτόν καθώς και τους συνδυασμούς τους οι τιμές των οποίων έχουν προκύψει από το προηγούμενο κεφάλαιο

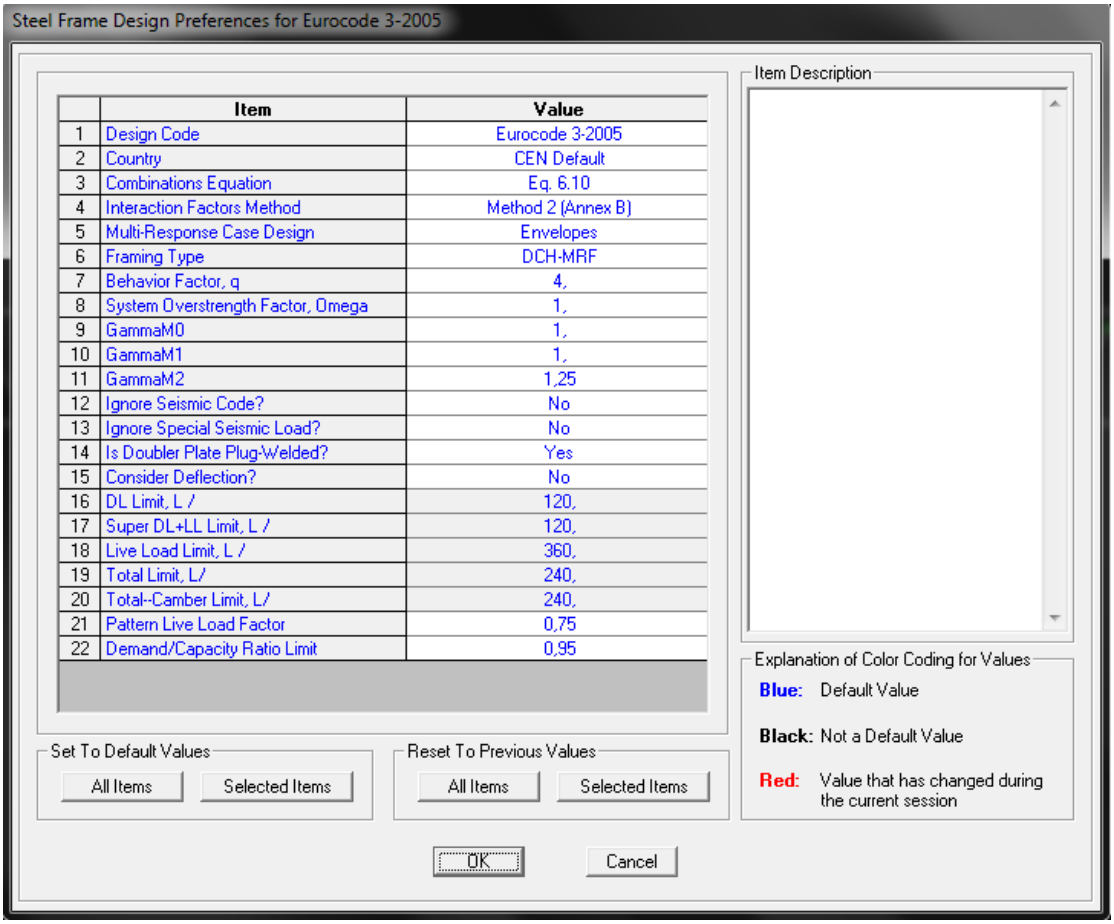


Σχήμα 3.8: Ορισμός φορτίσεων



Σχήμα 3.9: Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων

Έπειτα τρέχουμε τον φορέα μας για να δούμε τυχόν παραμορφώσεις και δυνάμεις που ασκούνται στον φορέα. Αφού τρέξουμε τον φορέα το επόμενο βήμα είναι να ορίσουμε τον κανονισμού βάση του οποίου θα γίνει ο έλεγχος επάρκειας των διατομών. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, επιλέχθηκε ο Ευρωκώδικας 3 για τον έλεγχο επάρκειας του φορέα σε ΟΚΑ.

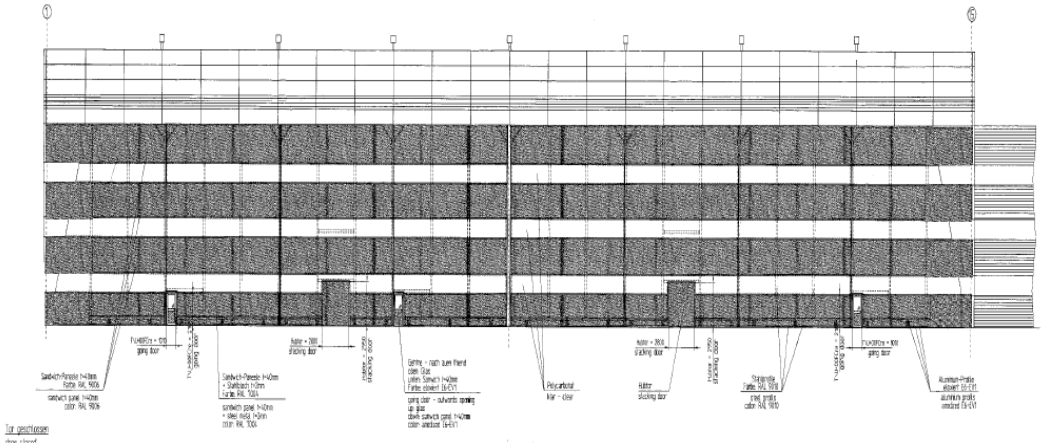


	Item	Value
1	Design Code	Eurocode 3-2005
2	Country	CEN Default
3	Combinations Equation	Eq. 6.10
4	Interaction Factors Method	Method 2 (Annex B)
5	Multi-Response Case Design	Envelopes
6	Framing Type	DCH-MRF
7	Behavior Factor, q	4,
8	System Overstrength Factor, Omega	1,
9	GammaM0	1,
10	GammaM1	1,
11	GammaM2	1,25
12	Ignore Seismic Code?	No
13	Ignore Special Seismic Load?	No
14	Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
15	Consider Deflection?	No
16	DL Limit, L /	120,
17	Super DL+LL Limit, L /	120,
18	Live Load Limit, L /	360,
19	Total Limit, L/	240,
20	Total--Camber Limit, L/	240,
21	Pattern Live Load Factor	0,75
22	Demand/Capacity Ratio Limit	0,95

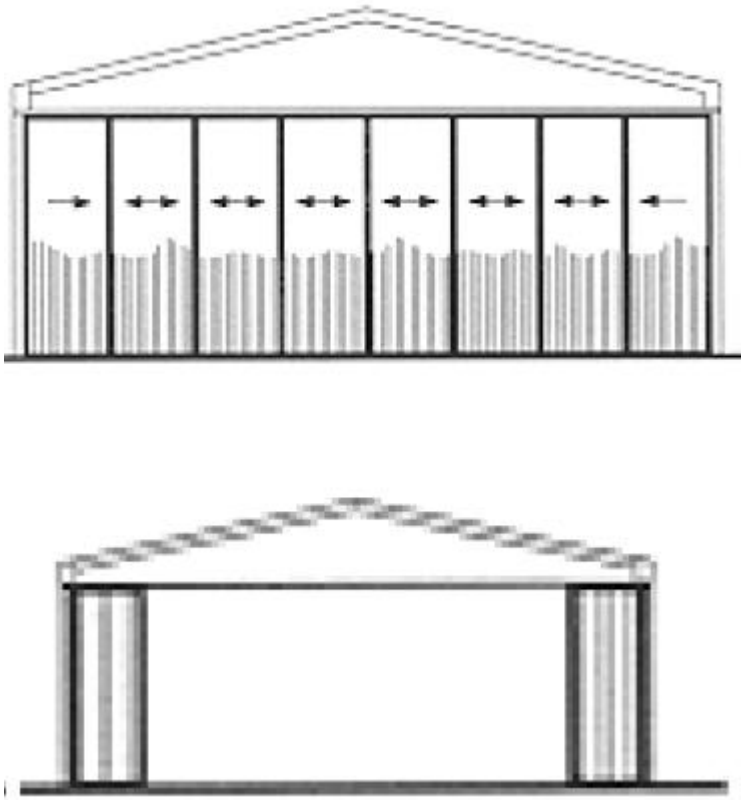
Σχήμα 3.10: Ορισμός Ευρωκώδικα 3 για έλεγχο των διατομών

4 Πόρτες Μετώπου

Στην πρόσοψη του υπόστεγου θα τοποθετηθεί μεταλλική συρόμενη πόρτα, αποτελούμενη από οχτώ φύλλα πλάτους 9,8 μέτρων και ύψους 16 μέτρων δίνοντας την δυνατότητα συνολικού ανοίγματος 78,4 μέτρων.



Σχήμα 4.1: Πόρτες μετώπου



Σχήμα 4.2: Διάταξη και τρόπος ανοίγματος φύλλων

Τα φύλλα κυλίονται σε συνολικά τέσσερεις ράγες, ενώ στο πάνω μέρος του υπάρχουν οδηγοί που εξασφαλίζουν τα φύλλα έναντι ανατροπής.

Σχήμα 4.3: Ράγες κυλίσεως

Το μέγιστο ύψος διέλευσης είναι 16 μέτρα όσο και το πραγματικό ύψος του υπόστεγου. Τα φύλλα μετακινούνται με τη βοήθεια ηλεκτροκίνητου μηχανισμού, αλλά και χειροκίνητα εάν αυτό είναι απαραίτητο.

Σχήμα 4.3: Χειριστήρια ηλεκτροκίνητου μηχανισμού μετακίνησης των φύλλων

Στο μέσο του πλαισίου στο οποίο στηρίζεται το σύστημα της πόρτας εμφανίζεται βέλος λόγο της κάμψης από τα ίδια βάρη, το φορτίο του χιονιού και την

ανεμοπίεση. Προκειμένου να εξασφαλίζεται η ανεμπόδιστη λειτουργία των θυρών είναι απαραίτητο σε κάθε φύλλο εσωτερικά να τοποθετήσουμε ένα έμβολο, έτσι ώστε να γίνεται η κύλιση του ομαλά ανεξάρτητα από το βέλος κάμψης. Η μέγιστη τιμή του βέλους θα εμφανιστεί στο μέσον του δικτυώματος. Το μέγιστο βέλος θα προκύψει από τον τύπο:

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2$$

όπου

δ_1 το βέλος από τα μόνιμα φορτία συμπεριλαμβανομένου και του ιδίου βάρους

δ_2 το βέλος από τα κινητά φορτία (χιόνι και άνεμος).

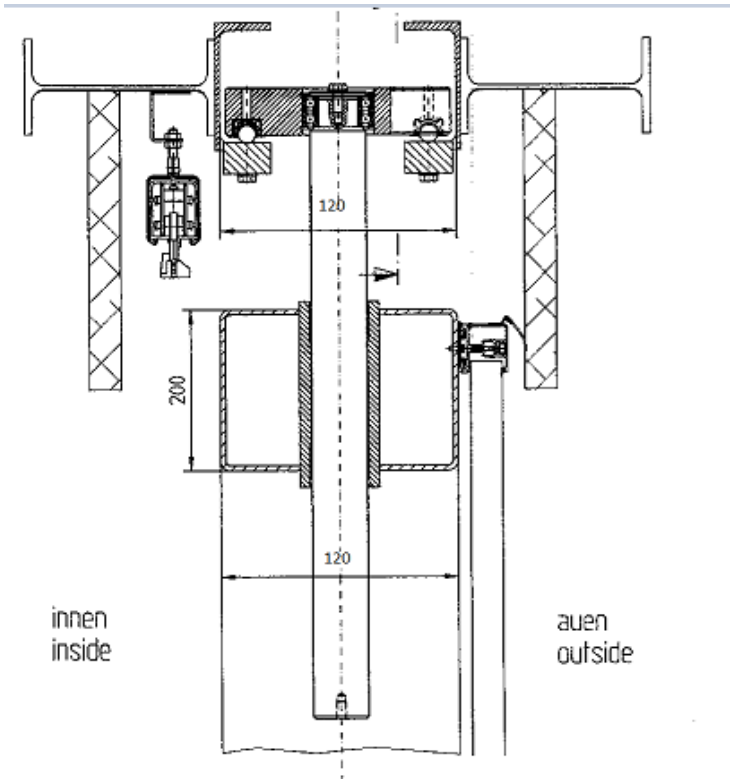
Από την ανάλυση με το SAP2000 προκύπτει:

δ_1=0,045+0,001=0,046m

δ_2=0,0027+0,0664=0,0691m

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 = 0{,}046 + 0{,}0691 = 0{,}1151m$$

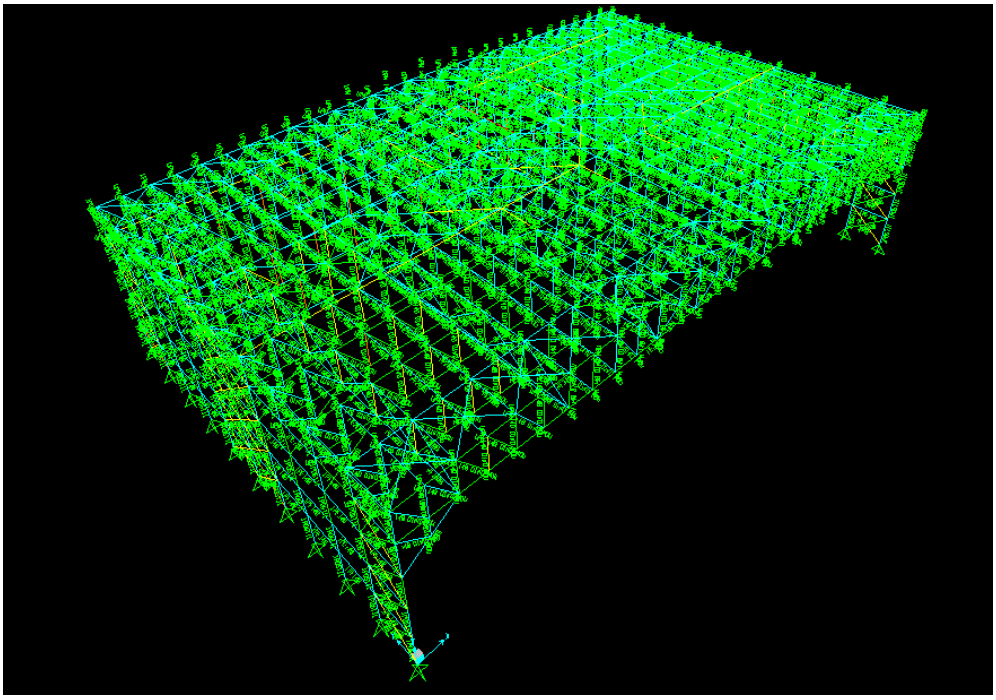
Συνεπώς το έμβολο σε κάθε φύλλο πρέπει να έχει μήκος τουλάχιστον 120mm για να καλύπτονται οι παραμορφώσεις του φορέα, και η κύλιση να γίνεται ανεμπόδιστα.



Σχήμα 4.4: Σκαρίφημα εμβόλου

5 Έλεγχος Επάρκειας Διατομών με το SAP 2000

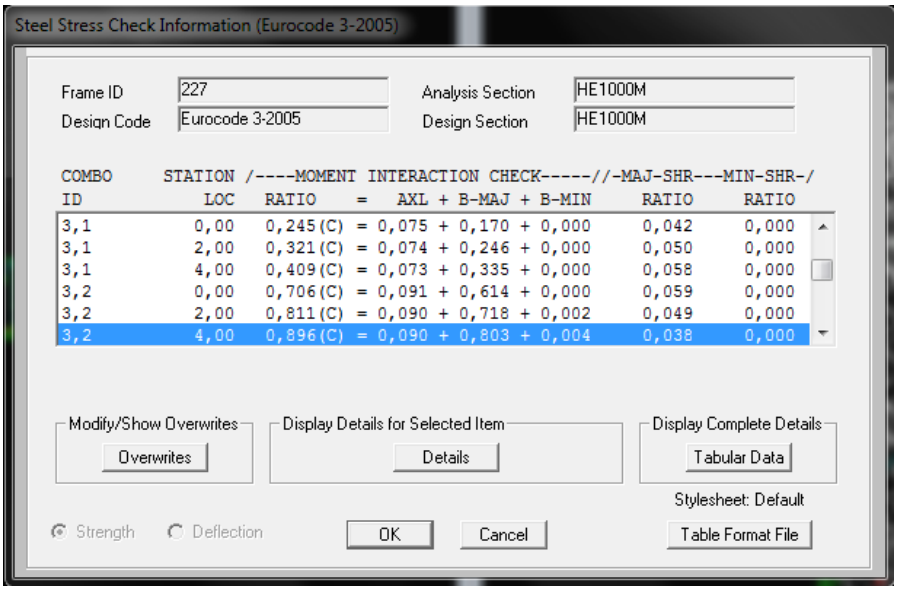
Επιλέγοντας την εντολή Start design/Check of Structure το πρόγραμμα ελέγχει την επάρκεια των προεπιλεγμένων διατομών του φορέα. Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται τα αποτελέσματα

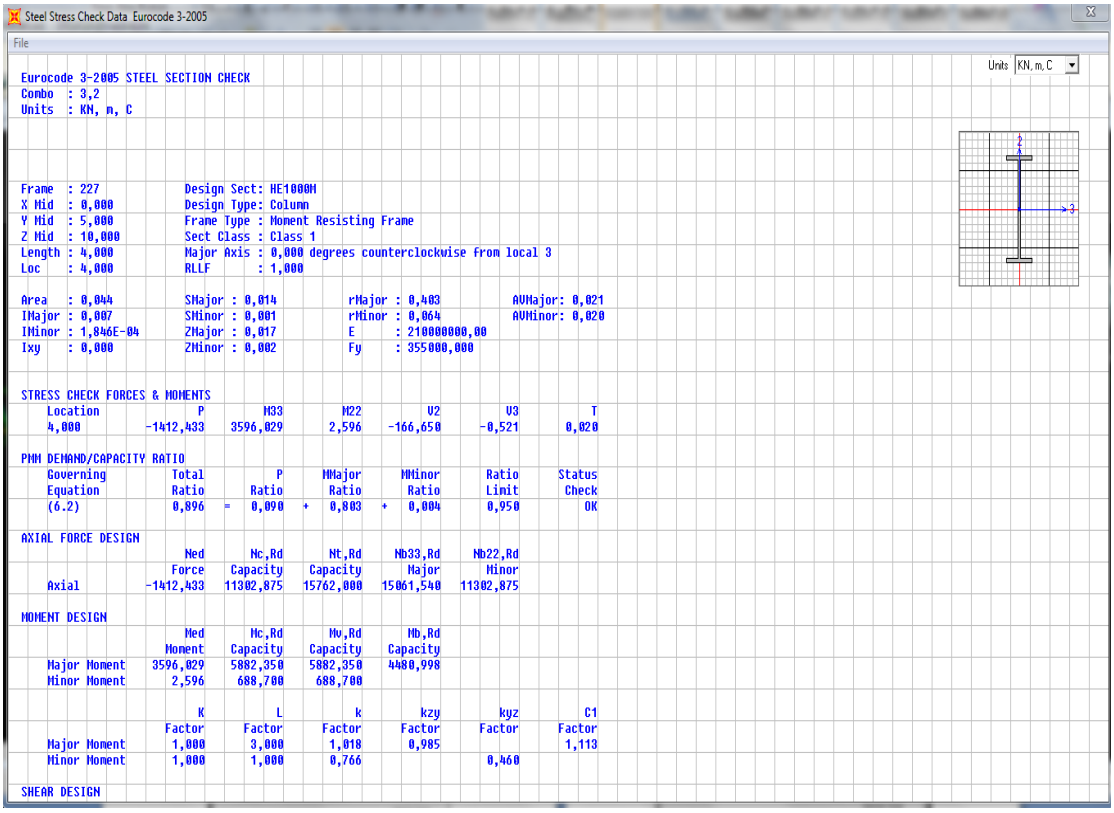


Σχήμα 5.1: Αποτελέσματα επάρκειας διατομών του φορέα στο SAP 2000

2. Υποστυλώματα κύριων φορέων διατομής HEM1000

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τα υποστυλώματα κύριων φορέων εντοπίζεται στα ακριανά υποστυλώματα και οφείλεται στο συνδυασμό 3.2 : **1,35Dead+1,35Monimo+1,5W$_2$+1,5·0,5S** και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή με θ=90^0.





Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

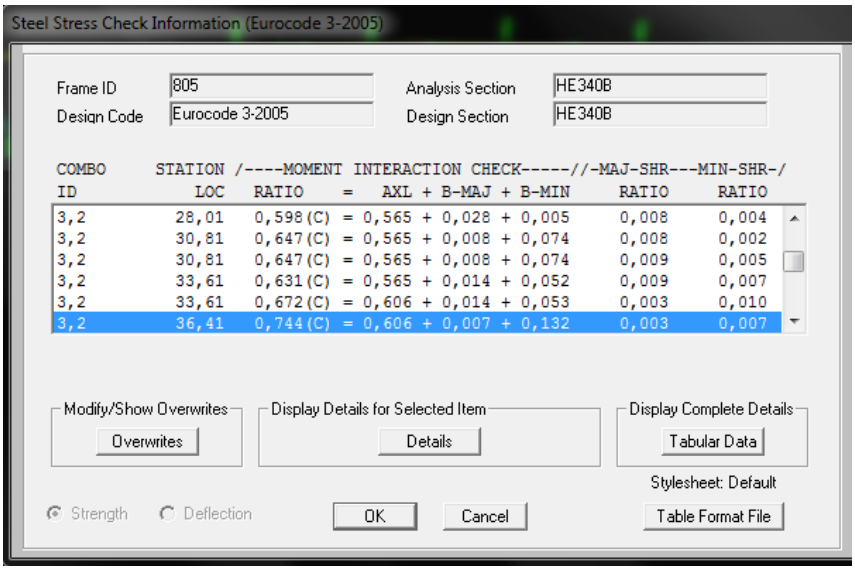
File

Units KN, m, C

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo  : 3,2
Units  : KN, m, C

Frame  : 227          Design Sect: HE1000M
X Mid  : 0,000        Design Type: Column
Y Mid  : 5,000        Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid  : 10,000       Sect Class : Class 1
Length : 4,000        Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 4,000        RLLF       : 1,000

Area   : 0,044        SMajor : 0,014        rMajor : 0,403        AVMajor: 0,021
IMajor : 0,007        SMinor : 0,001        rMinor : 0,064        AVMinor: 0,020
IMinor : 1,846E-04    ZMajor : 0,017        E      : 210000000,00
Ixy    : 0,000        ZMinor : 0,002        Fy     : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
   Location          P        M33       M22        V2        V3         T
   4,000       -1412,433   3596,029     2,596   -166,650    -0,521     0,020

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
   Governing       Total        P     MMajor     MMinor     Ratio    Status
   Equation        Ratio    Ratio      Ratio      Ratio     Limit     Check
   (6.2)           0,896  =  0,090  +   0,803  +   0,004     0,950        OK

AXIAL FORCE DESIGN
                     Ned      Nc,Rd      Nt,Rd     Nb33,Rd    Nb22,Rd
                   Force   Capacity   Capacity       Major      Minor
   Axial       -1412,433  11302,875  15762,000  15061,540  11302,875

MOMENT DESIGN
                     Med      Mc,Rd      Mv,Rd      Mb,Rd
                  Moment   Capacity   Capacity   Capacity
   Major Moment   3596,029  5882,350   5882,350   4480,998
   Minor Moment      2,596   688,700    688,700

                       K          L          k        kzy        kyz         C1
                  Factor     Factor     Factor     Factor     Factor     Factor
   Major Moment    1,000      3,000      1,018      0,985                 1,113
   Minor Moment    1,000      1,000      0,766                 0,460

SHEAR DESIGN
```

2. Ζυγώματα κύριων φορέων άνω πέλματος διατομής HEB340

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τα ζυγώματα κύριων φορέων άνω πέλματος οφείλεται στο συνδυασμό 3.2: **1,35Dead+1,35Monimo+1,5W$_2$+1,5·0,5S** και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή με θ=90^0.



Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 805 — Analysis Section: HE340B

Design Code: Eurocode 3-2005 — Design Section: HE340B

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	=	AXL	+	B-MAJ	+	B-MIN	RATIO	RATIO
3,2	28,01	0,598 (C)	=	0,565	+	0,028	+	0,005	0,008	0,004
3,2	30,81	0,647 (C)	=	0,565	+	0,008	+	0,074	0,008	0,002
3,2	30,81	0,647 (C)	=	0,565	+	0,008	+	0,074	0,009	0,005
3,2	33,61	0,631 (C)	=	0,565	+	0,014	+	0,052	0,009	0,007
3,2	33,61	0,672 (C)	=	0,606	+	0,014	+	0,053	0,003	0,010
3,2	36,41	0,744 (C)	=	0,606	+	0,007	+	0,132	0,003	0,007

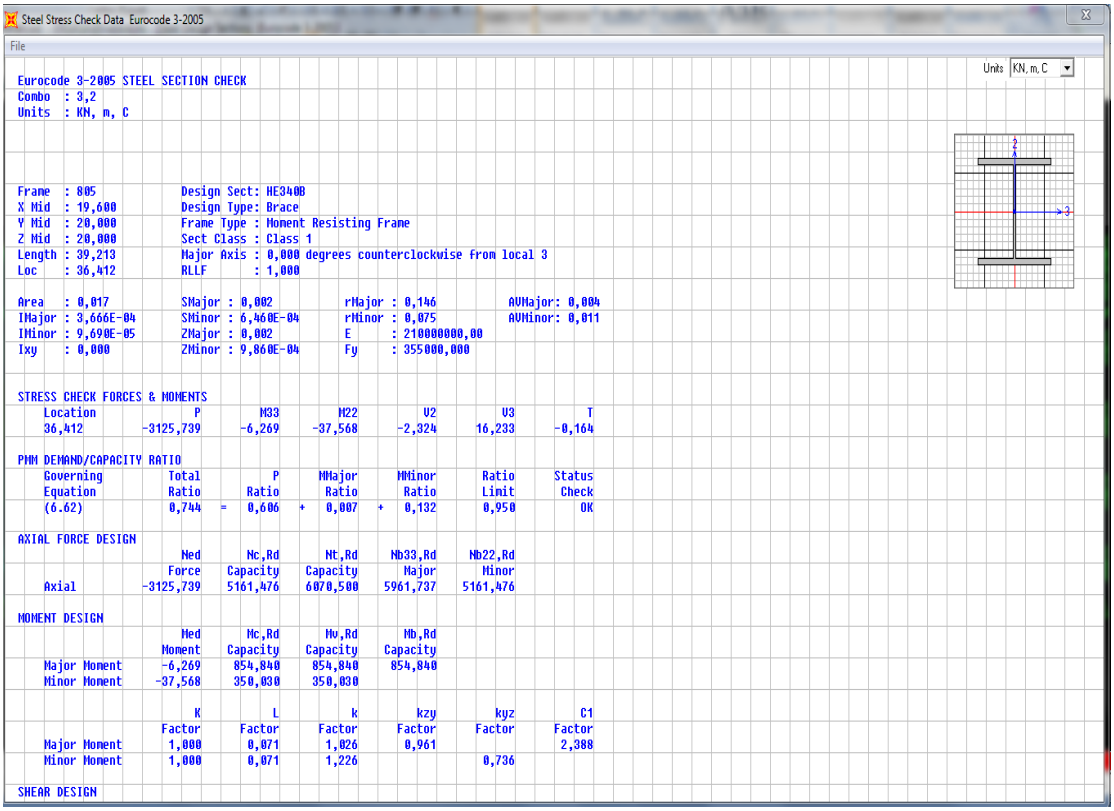
Modify/Show Overwrites: Overwrites

Display Details for Selected Item: Details

Display Complete Details: Tabular Data

Stylesheet: Default

Strength Deflection OK Cancel Table Format File



Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

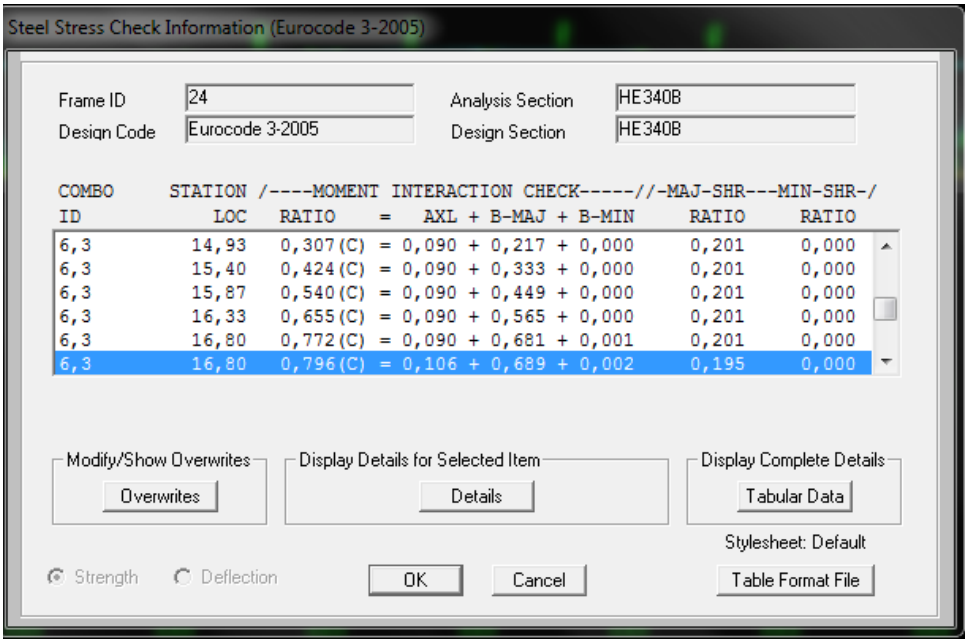
File

Units KN, m, C

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo  : 3,2
Units  : KN, m, C

Frame  : 805          Design Sect: HE340B
X Mid  : 19,600       Design Type: Brace
Y Mid  : 20,000       Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid  : 20,000       Sect Class : Class 1
Length : 39,213       Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 36,412       RLLF       : 1,000

Area   : 0,017        SMajor : 0,002        rMajor : 0,146        AVMajor: 0,004
IMajor : 3,666E-04    SMinor : 6,460E-04    rMinor : 0,075        AVMinor: 0,011
IMinor : 9,690E-05    ZMajor : 0,002        E      : 210000000,00
Ixy    : 0,000        ZMinor : 9,860E-04    Fy     : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
   Location          P        M33        M22        V2        V3         T
   36,412      -3125,739    -6,269    -37,568    -2,324    16,233    -0,164

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
   Governing       Total        P     MMajor     MMinor     Ratio    Status
   Equation        Ratio    Ratio      Ratio      Ratio     Limit     Check
   (6.62)          0,744  =  0,606  +  0,007  +  0,132     0,950        OK

AXIAL FORCE DESIGN
                     Ned      Nc,Rd      Nt,Rd    Nb33,Rd    Nb22,Rd
                   Force   Capacity   Capacity      Major      Minor
   Axial       -3125,739   5161,476   6070,500   5961,737   5161,476

MOMENT DESIGN
                     Med      Mc,Rd      Mv,Rd      Mb,Rd
                  Moment   Capacity   Capacity   Capacity
   Major Moment   -6,269    854,840    854,840    854,840
   Minor Moment  -37,568    350,030    350,030

                       K          L          k        kzy        kyz         C1
                  Factor     Factor     Factor     Factor     Factor     Factor
   Major Moment    1,000      0,071      1,026      0,961                 2,388
   Minor Moment    1,000      0,071      1,226                 0,736

SHEAR DESIGN
```

3. Ζυγώματα κύριων φορέων κάτω πέλματος διατομής HEB340

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τα ζυγώματα κύριων φορέων κάτω πέλματος οφείλεται στο συνδυασμό 6.3: **Dead+Monimo+1,5W**$_3$και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή με θ=-90^0.

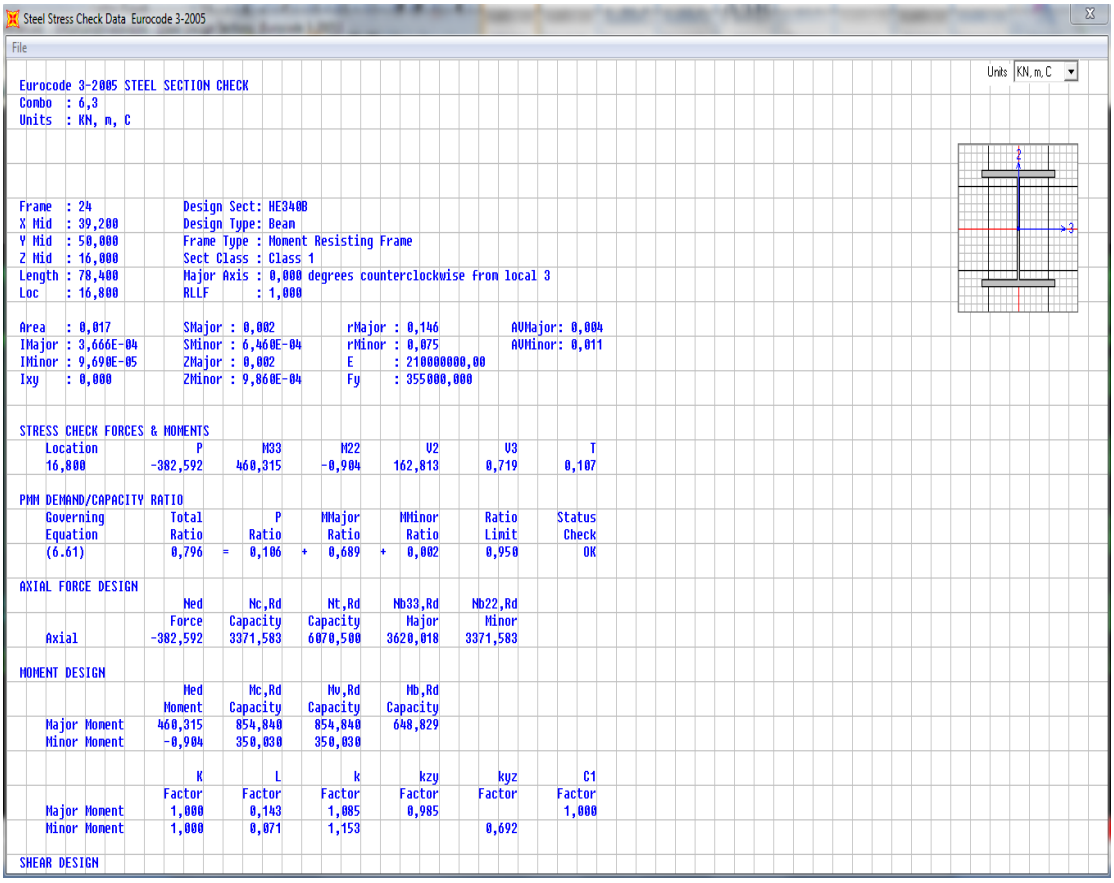


Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 24 | Analysis Section: HE340B
Design Code: Eurocode 3-2005 | Design Section: HE340B

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	=	AXL	+	B-MAJ	+	B-MIN	RATIO	RATIO
6,3	14,93	0,307 (C)	=	0,090	+	0,217	+	0,000	0,201	0,000
6,3	15,40	0,424 (C)	=	0,090	+	0,333	+	0,000	0,201	0,000
6,3	15,87	0,540 (C)	=	0,090	+	0,449	+	0,000	0,201	0,000
6,3	16,33	0,655 (C)	=	0,090	+	0,565	+	0,000	0,201	0,000
6,3	16,80	0,772 (C)	=	0,090	+	0,681	+	0,001	0,201	0,000
6,3	16,80	0,796 (C)	=	0,106	+	0,689	+	0,002	0,195	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites
Display Details for Selected Item: Details
Display Complete Details: Tabular Data
Stylesheet: Default
Strength | Deflection | OK | Cancel | Table Format File



Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

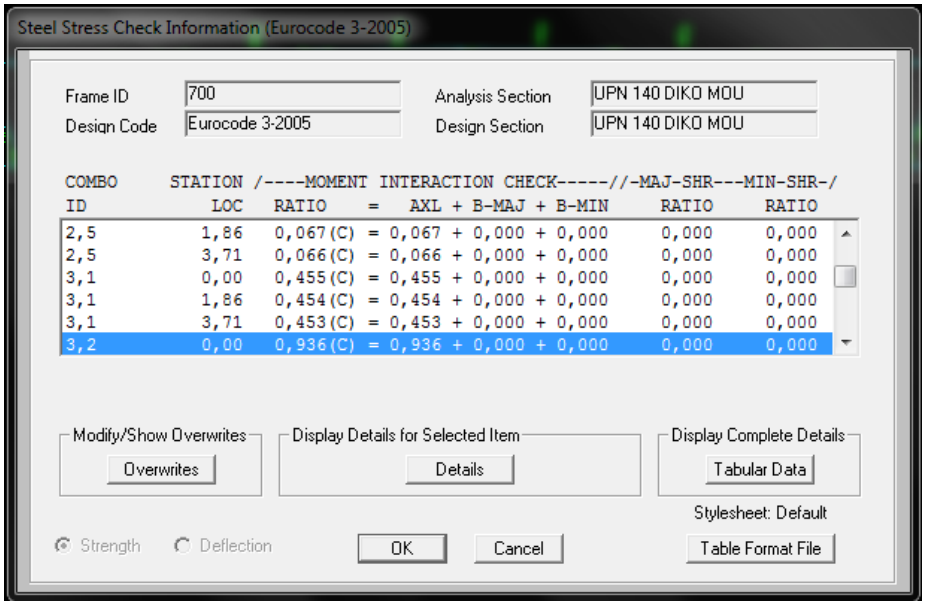
File

Units KN, m, C

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo  : 6,3
Units  : KN, m, C

Frame  : 24            Design Sect: HE340B
X Mid  : 39,200        Design Type: Beam
Y Mid  : 50,000        Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid  : 16,000        Sect Class : Class 1
Length : 78,400        Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 16,800        RLLF       : 1,000

Area   : 0,017         SMajor : 0,002          rMajor : 0,146          AVMajor: 0,004
IMajor : 3,666E-04     SMinor : 6,460E-04      rMinor : 0,075          AVMinor: 0,011
IMinor : 9,690E-05     ZMajor : 0,002          E      : 210000000,00
Ixy    : 0,000         ZMinor : 9,860E-04      Fy     : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location          P        M33       M22        V2        V3         T
    16,800      -382,592    460,315    -0,904   162,813     0,719     0,107

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
    Governing       Total        P     MMajor    MMinor     Ratio    Status
    Equation        Ratio    Ratio      Ratio     Ratio     Limit     Check
    (6.61)          0,796  =  0,106  +  0,689  +  0,002     0,950        OK

AXIAL FORCE DESIGN
                      Ned      Nc,Rd     Nt,Rd    Nb33,Rd   Nb22,Rd
                    Force   Capacity   Capacity     Major     Minor
    Axial        -382,592   3371,583   6070,500  3620,018  3371,583

MOMENT DESIGN
                      Med      Mc,Rd     Mv,Rd     Mb,Rd
                   Moment   Capacity   Capacity  Capacity
    Major Moment  460,315    854,840   854,840   648,829
    Minor Moment   -0,904    350,030   350,030

                        K         L         k       kzy       kyz        C1
                   Factor    Factor    Factor    Factor    Factor    Factor
    Major Moment    1,000     0,143     1,085     0,985              1,000
    Minor Moment    1,000     0,071     1,153               0,692

SHEAR DESIGN
```

4. Ράβδοι δικτυώματος διατομής UPN 140 DIKOMOU

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τα ζυγώματα κύριων φορέων οφείλεται στο συνδυασμό 3.2: **1,35Dead+1,35Monimo+1,5W$_2$+1,5·0,5S** και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή με θ=90^0.



Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 700 — Analysis Section: UPN 140 DIKO MOU

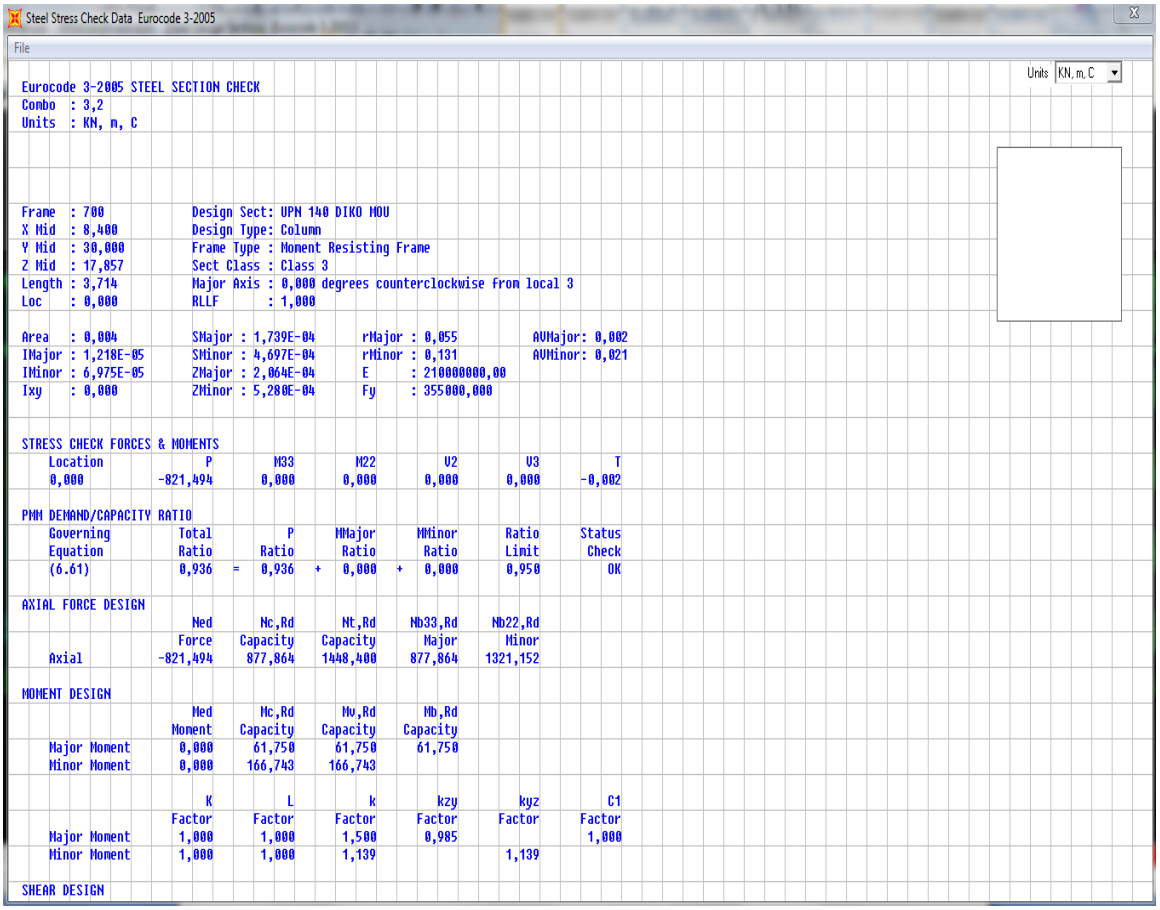
Design Code: Eurocode 3-2005 — Design Section: UPN 140 DIKO MOU

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	=	AXL	+	B-MAJ	+	B-MIN	RATIO	RATIO
2,5	1,86	0,067 (C)	=	0,067	+	0,000	+	0,000	0,000	0,000
2,5	3,71	0,066 (C)	=	0,066	+	0,000	+	0,000	0,000	0,000
3,1	0,00	0,455 (C)	=	0,455	+	0,000	+	0,000	0,000	0,000
3,1	1,86	0,454 (C)	=	0,454	+	0,000	+	0,000	0,000	0,000
3,1	3,71	0,453 (C)	=	0,453	+	0,000	+	0,000	0,000	0,000
3,2	0,00	0,936 (C)	=	0,936	+	0,000	+	0,000	0,000	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites — Display Details for Selected Item: Details — Display Complete Details: Tabular Data

Stylesheet: Default

Strength — Deflection — OK — Cancel — Table Format File



Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

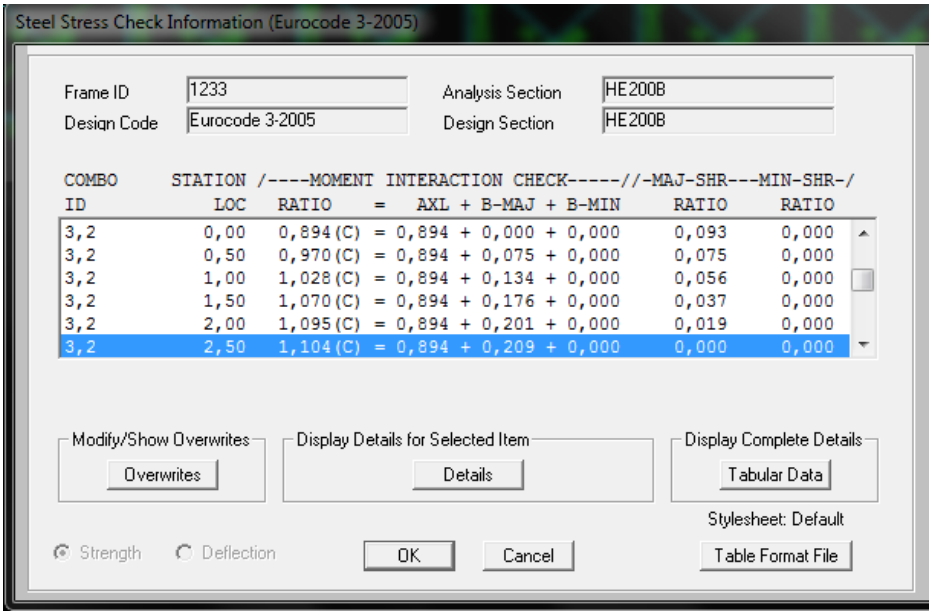
File

Units KN, m, C

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo  : 3,2
Units  : KN, m, C

Frame  : 700          Design Sect: UPN 140 DIKO MOU
X Mid  : 8,400        Design Type: Column
Y Mid  : 30,000       Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid  : 17,857       Sect Class : Class 3
Length : 3,714        Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 0,000        RLLF       : 1,000

Area   : 0,004        SMajor : 1,739E-04     rMajor : 0,055        AVMajor: 0,002
IMajor : 1,218E-05    SMinor : 4,697E-04     rMinor : 0,131        AVMinor: 0,021
IMinor : 6,975E-05    ZMajor : 2,064E-04     E      : 210000000,00
Ixy    : 0,000        ZMinor : 5,280E-04     Fy     : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
   Location          P        M33       M22        V2        V3         T
   0,000        -821,494    0,000     0,000     0,000     0,000    -0,002

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
   Governing       Total        P     MMajor    MMinor     Ratio    Status
   Equation        Ratio    Ratio      Ratio     Ratio     Limit     Check
   (6.61)          0,936  =  0,936  +  0,000  +  0,000     0,950        OK

AXIAL FORCE DESIGN
                     Ned     Nc,Rd     Nt,Rd    Nb33,Rd   Nb22,Rd
                   Force  Capacity  Capacity     Major     Minor
   Axial        -821,494   877,864  1448,400   877,864  1321,152

MOMENT DESIGN
                     Med     Mc,Rd     Mv,Rd     Mb,Rd
                  Moment  Capacity  Capacity  Capacity
   Major Moment    0,000    61,750    61,750    61,750
   Minor Moment    0,000   166,743   166,743

                       K         L         k       kzy       kyz        C1
                  Factor    Factor    Factor    Factor    Factor    Factor
   Major Moment    1,000     1,000     1,500     0,985              1,000
   Minor Moment    1,000     1,000     1,139               1,139

SHEAR DESIGN
```

5. Τεγίδες διατομής HEB200

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τις τεγίδες οφείλεται στο συνδυασμό 3.2: **1,35Dead+1,35Monimo+1,5W$_2$+1,5·0,5S** και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή με θ=90^0.

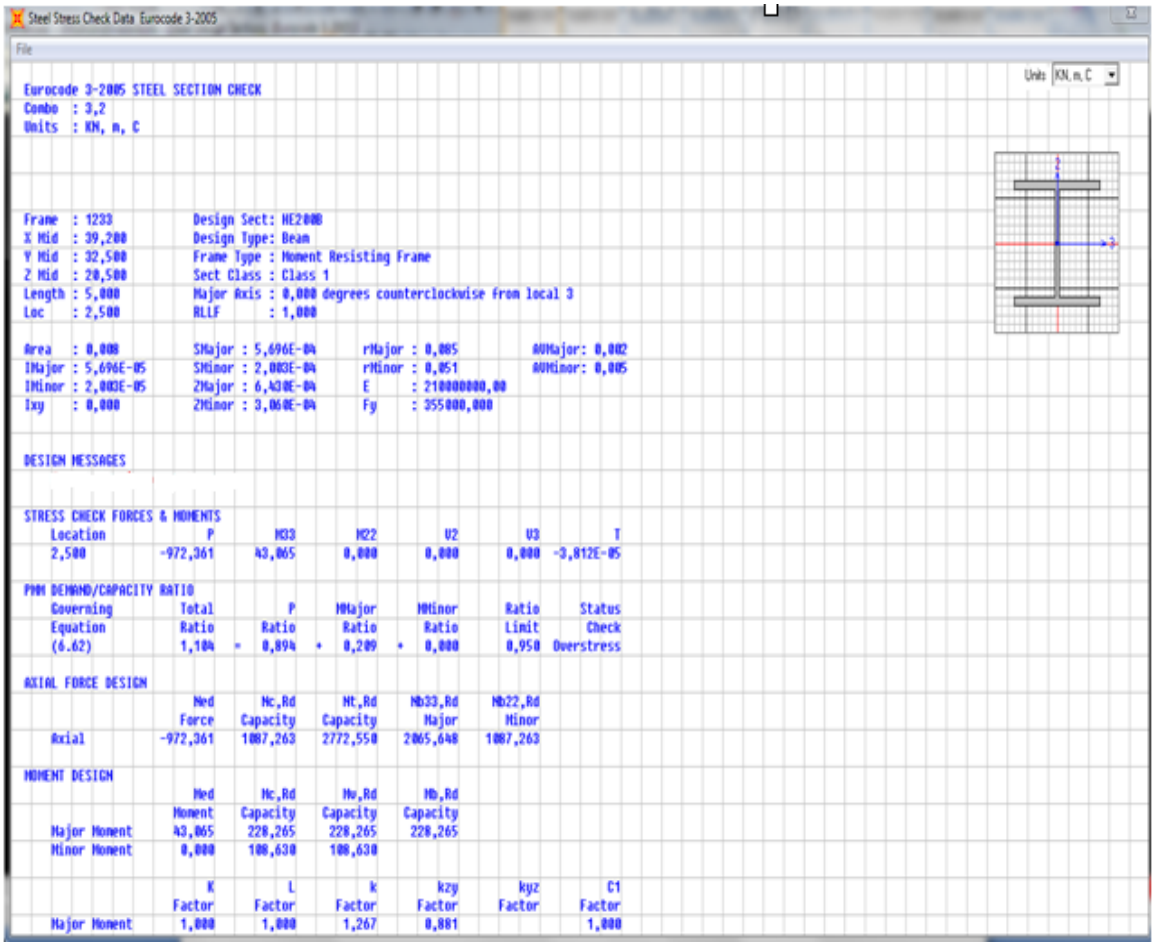


Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 1233 | Analysis Section: HE200B
Design Code: Eurocode 3-2005 | Design Section: HE200B

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	= AXL	+ B-MAJ	+ B-MIN	RATIO	RATIO
3,2	0,00	0,894 (C)	= 0,894	+ 0,000	+ 0,000	0,093	0,000
3,2	0,50	0,970 (C)	= 0,894	+ 0,075	+ 0,000	0,075	0,000
3,2	1,00	1,028 (C)	= 0,894	+ 0,134	+ 0,000	0,056	0,000
3,2	1,50	1,070 (C)	= 0,894	+ 0,176	+ 0,000	0,037	0,000
3,2	2,00	1,095 (C)	= 0,894	+ 0,201	+ 0,000	0,019	0,000
3,2	2,50	1,104 (C)	= 0,894	+ 0,209	+ 0,000	0,000	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites
Display Details for Selected Item: Details
Display Complete Details: Tabular Data
Stylesheet: Default
Strength | Deflection | OK | Cancel | Table Format File



Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo : 3,2
Units : KN, m, C

Frame : 1233 Design Sect: HE200B
X Mid : 39,200 Design Type: Beam
Y Mid : 32,500 Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 20,500 Sect Class : Class 1
Length : 5,000 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 2,500 RLLF : 1,000

Area : 0,008 SMajor : 5,696E-04 rMajor : 0,085 AVMajor: 0,002
IMajor : 5,696E-05 SMinor : 2,003E-04 rMinor : 0,051 AVMinor: 0,005
IMinor : 2,003E-05 ZMajor : 6,430E-04 E : 210000000,00
Ixy : 0,000 ZMinor : 3,060E-04 Fy : 355000,000

DESIGN MESSAGES

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	V2	V3	T
2,500	-972,361	43,065	0,000	0,000	0,000	-3,812E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation (6.62)	Total Ratio		P Ratio		MMajor Ratio		MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	1,104	=	0,894	+	0,209	+	0,000	0,950	Overstress

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-972,361	1087,263	2772,550	2065,648	1087,263

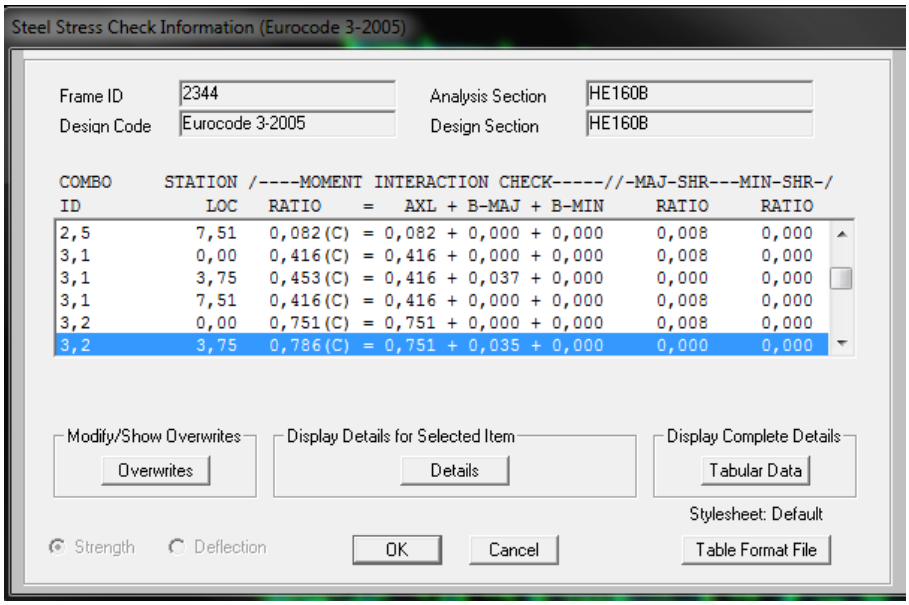
MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	43,065	228,265	228,265	228,265
Minor Moment	0,000	108,630	108,630	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	1,267	0,881		1,000

6. Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής HEB160

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας οφείλεται στο συνδυασμό 3.2: **1,35Dead+1,35Monimo+1,5W$_2$+1,5·0,5S** και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή με θ=90^0

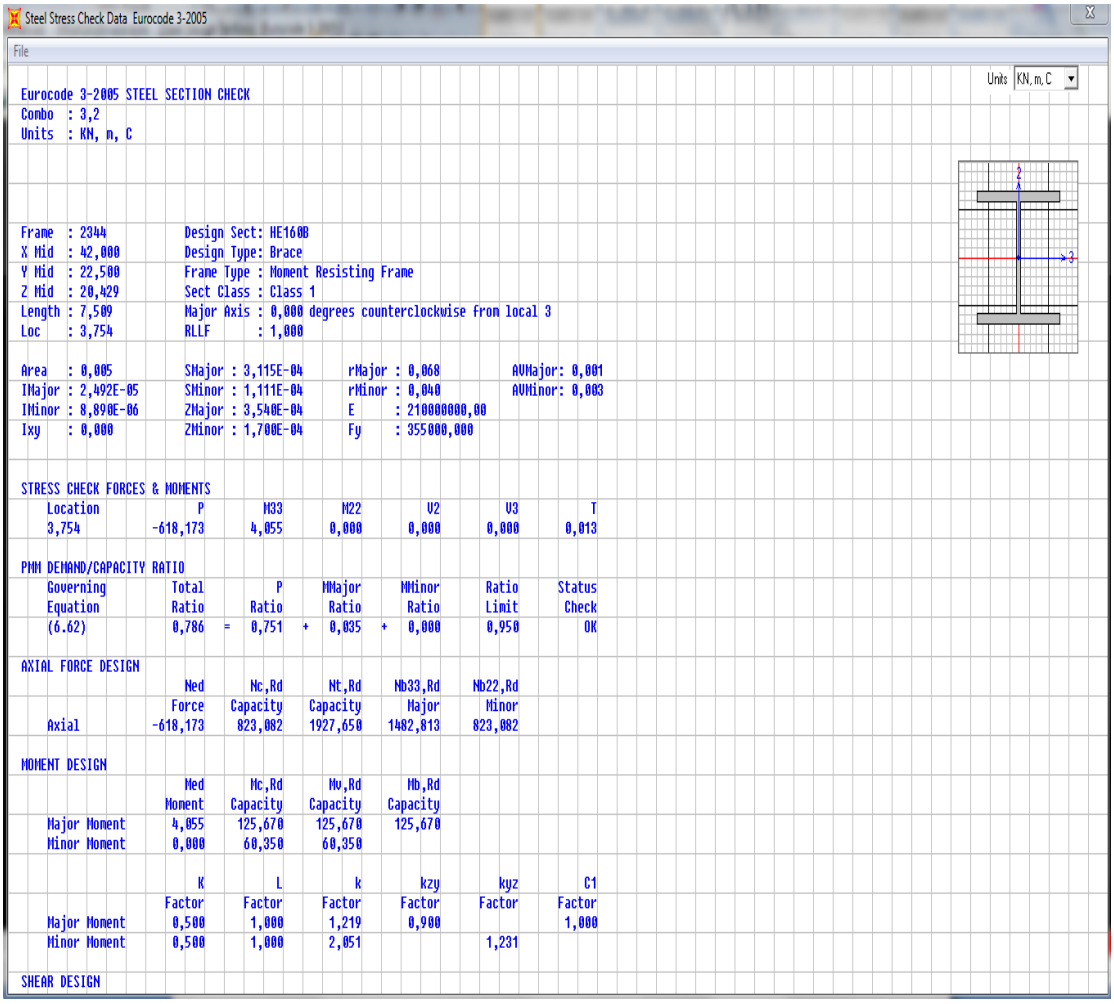


Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID 2344 Analysis Section HE160B
Design Code Eurocode 3-2005 Design Section HE160B

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	=	AXL	+	B-MAJ	+	B-MIN	RATIO	RATIO
2,5	7,51	0,082(C)	=	0,082	+	0,000	+	0,000	0,008	0,000
3,1	0,00	0,416(C)	=	0,416	+	0,000	+	0,000	0,008	0,000
3,1	3,75	0,453(C)	=	0,416	+	0,037	+	0,000	0,000	0,000
3,1	7,51	0,416(C)	=	0,416	+	0,000	+	0,000	0,008	0,000
3,2	0,00	0,751(C)	=	0,751	+	0,000	+	0,000	0,008	0,000
3,2	3,75	0,786(C)	=	0,751	+	0,035	+	0,000	0,000	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites
Display Details for Selected Item: Details
Display Complete Details: Tabular Data
Stylesheet: Default
Strength Deflection OK Cancel Table Format File



Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

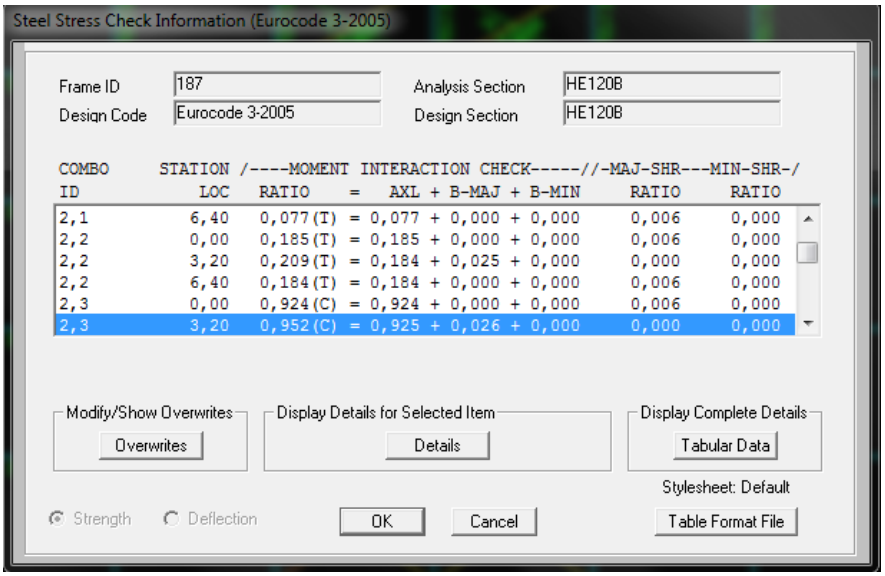
File

Units KN, m, C

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo  : 3,2
Units  : KN, m, C

Frame  : 2344          Design Sect: HE160B
X Mid  : 42,000        Design Type: Brace
Y Mid  : 22,500        Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid  : 20,429        Sect Class : Class 1
Length : 7,509         Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 3,754         RLLF       : 1,000

Area   : 0,005         SMajor : 3,115E-04     rMajor : 0,068         AVMajor: 0,001
IMajor : 2,492E-05     SMinor : 1,111E-04     rMinor : 0,040         AVMinor: 0,003
IMinor : 8,890E-06     ZMajor : 3,540E-04     E      : 210000000,00
Ixy    : 0,000         ZMinor : 1,700E-04     Fy     : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
   Location          P       M33       M22        V2        V3         T
   3,754        -618,173    4,055     0,000     0,000     0,000     0,013

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
   Governing       Total        P    MMajor    MMinor     Ratio    Status
   Equation        Ratio    Ratio     Ratio     Ratio     Limit     Check
   (6.62)          0,786  =  0,751  +  0,035  +  0,000     0,950        OK

AXIAL FORCE DESIGN
                     Ned      Nc,Rd     Nt,Rd    Nb33,Rd   Nb22,Rd
                   Force   Capacity  Capacity     Major     Minor
   Axial        -618,173    823,082  1927,650  1482,813   823,082

MOMENT DESIGN
                     Med      Mc,Rd     Mv,Rd     Mb,Rd
                  Moment   Capacity  Capacity  Capacity
   Major Moment    4,055    125,670   125,670   125,670
   Minor Moment    0,000     60,350    60,350

                       K         L         k       kzy       kyz        C1
                  Factor    Factor    Factor    Factor    Factor    Factor
   Major Moment    0,500     1,000     1,219     0,900              1,000
   Minor Moment    0,500     1,000     2,051               1,231

SHEAR DESIGN
```

7. Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής HEB120

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας οφείλεται στο συνδυασμό 2.3: **1,35Dead+1,35Monimo+1,5W$_3$** και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή με θ=-90^0.



Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

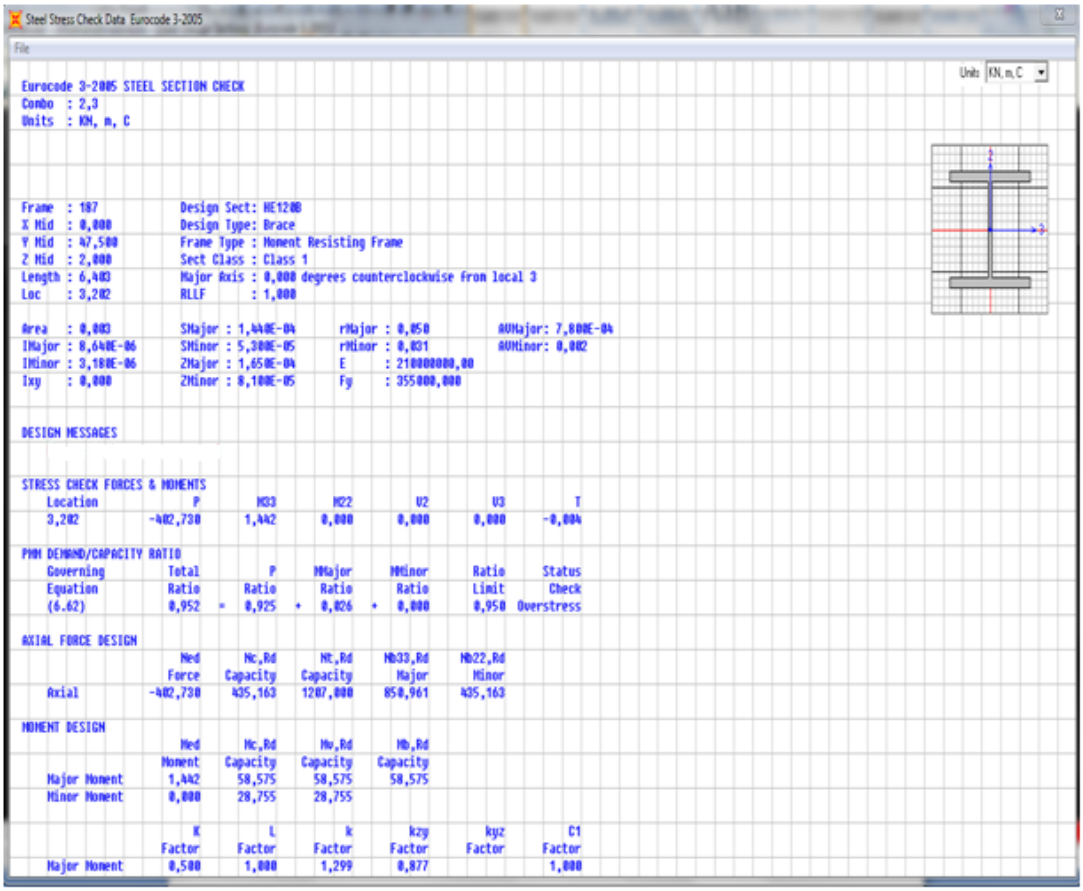
Frame ID: 187 | Analysis Section: HE120B
Design Code: Eurocode 3-2005 | Design Section: HE120B

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	=	AXL	+	B-MAJ	+	B-MIN	RATIO	RATIO
2,1	6,40	0,077(T)	=	0,077	+	0,000	+	0,000	0,006	0,000
2,2	0,00	0,185(T)	=	0,185	+	0,000	+	0,000	0,006	0,000
2,2	3,20	0,209(T)	=	0,184	+	0,025	+	0,000	0,000	0,000
2,2	6,40	0,184(T)	=	0,184	+	0,000	+	0,000	0,006	0,000
2,3	0,00	0,924(C)	=	0,924	+	0,000	+	0,000	0,006	0,000
2,3	3,20	0,952(C)	=	0,925	+	0,026	+	0,000	0,000	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites | Display Details for Selected Item: Details | Display Complete Details: Tabular Data

Stylesheet: Default

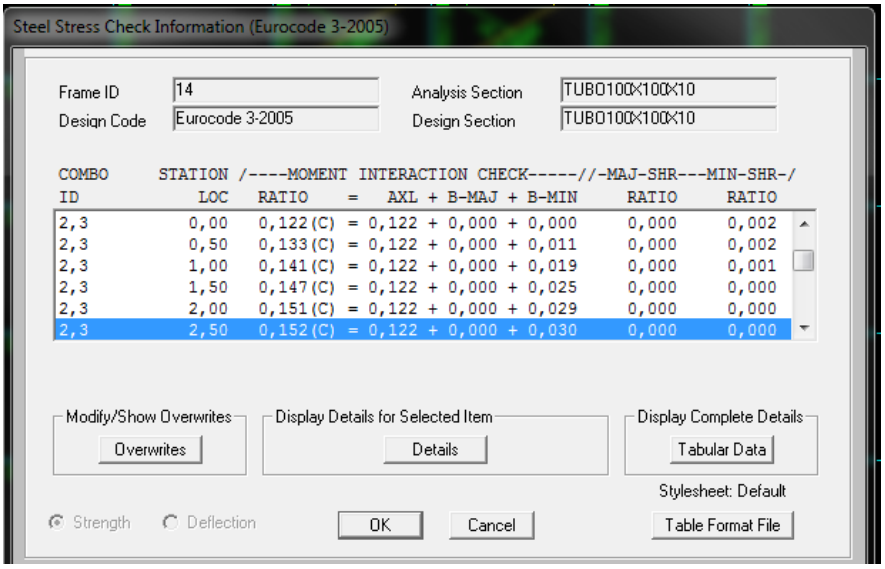
Strength | Deflection | OK | Cancel | Table Format File



```
Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005
File                                                                                    Units KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo  : 2,3
Units  : KN, m, C

Frame  : 187            Design Sect: HE120B
X Mid  : 0,000          Design Type: Brace
Y Mid  : 47,500         Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid  : 2,000          Sect Class : Class 1
Length : 6,403          Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 3,202          RLLF       : 1,000

Area   : 0,003          SMajor : 1,440E-04      rMajor : 0,050          AVMajor: 7,800E-04
IMajor : 8,640E-06      SMinor : 5,300E-05      rMinor : 0,031          AVMinor: 0,002
IMinor : 3,180E-06      ZMajor : 1,650E-04      E      : 210000000,00
Ixy    : 0,000          ZMinor : 8,100E-05      Fy     : 355000,000

DESIGN MESSAGES

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
   Location          P        M33        M22        V2        V3         T
   3,202        -402,730     1,442      0,000     0,000     0,000    -0,004

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
   Governing       Total        P     MMajor     MMinor     Ratio    Status
   Equation        Ratio    Ratio      Ratio      Ratio     Limit     Check
   (6.62)          0,952  =  0,925  +   0,026  +  0,000     0,950 Overstress

AXIAL FORCE DESIGN
                     Med      Nc,Rd      Nt,Rd     Nb33,Rd    Nb22,Rd
                   Force   Capacity   Capacity      Major      Minor
   Axial        -402,730    435,163    1207,000    850,961    435,163

MOMENT DESIGN
                     Med      Mc,Rd      Mv,Rd      Mb,Rd
                  Moment   Capacity   Capacity   Capacity
   Major Moment    1,442     58,575     58,575     58,575
   Minor Moment    0,000     28,755     28,755

                       K          L          k        kzy        kyz         C1
                  Factor     Factor     Factor     Factor     Factor     Factor
   Major Moment    0,500      1,000      1,299      0,877                 1,000
```

7. Κεφαλοδοκοί διατομής TUBO 100X100X10

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας οφείλεται στο συνδυασμό 2.3: **1,35Dead+1,35Monimo+1,5W$_3$** και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή με θ=-90^0.



Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

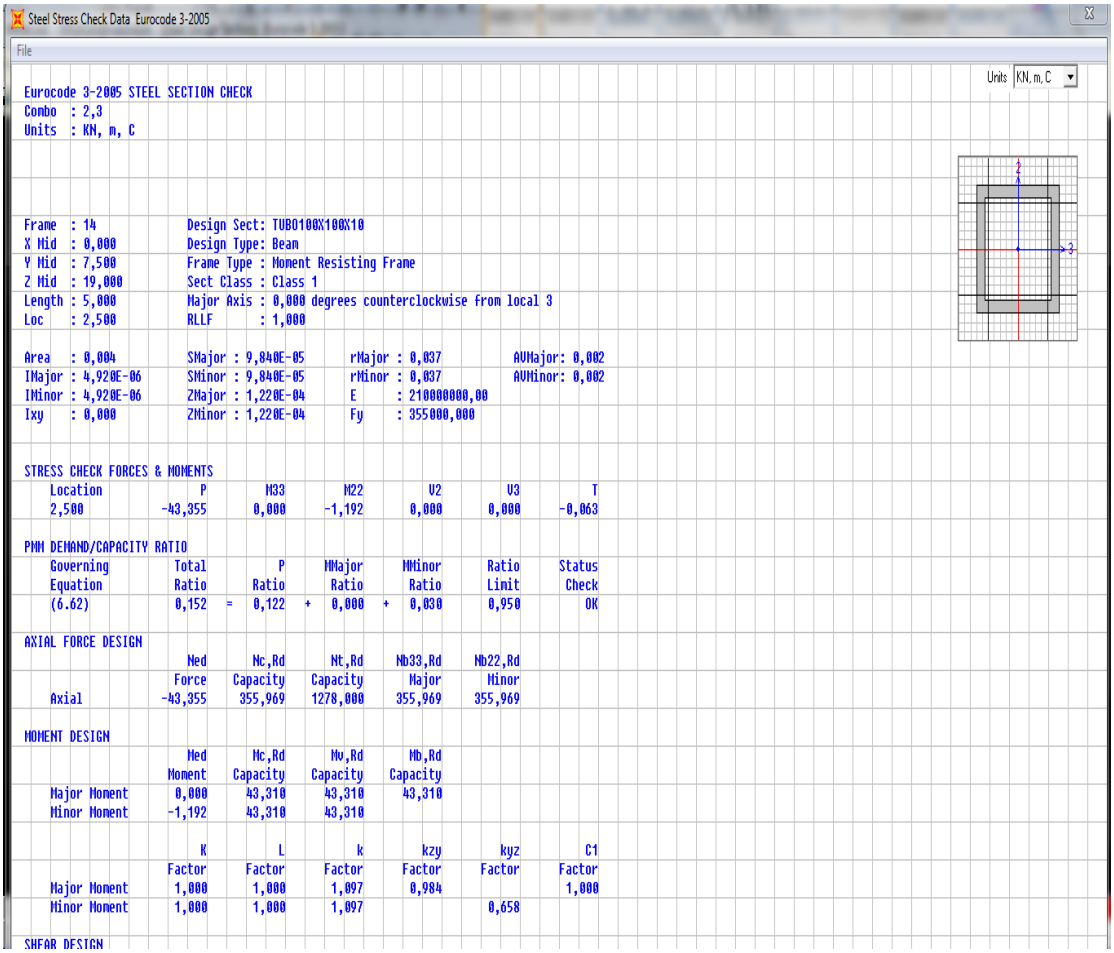
Frame ID: 14 | Analysis Section: TUBO100X100X10
Design Code: Eurocode 3-2005 | Design Section: TUBO100X100X10

COMBO ID	STATION LOC	RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
2,3	0,00	0,122 (C)	=	0,122 + 0,000 + 0,000	0,000	0,002
2,3	0,50	0,133 (C)	=	0,122 + 0,000 + 0,011	0,000	0,002
2,3	1,00	0,141 (C)	=	0,122 + 0,000 + 0,019	0,000	0,001
2,3	1,50	0,147 (C)	=	0,122 + 0,000 + 0,025	0,000	0,000
2,3	2,00	0,151 (C)	=	0,122 + 0,000 + 0,029	0,000	0,000
2,3	2,50	0,152 (C)	=	0,122 + 0,000 + 0,030	0,000	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites | Display Details for Selected Item: Details | Display Complete Details: Tabular Data

Stylesheet: Default

Strength | Deflection | OK | Cancel | Table Format File



Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

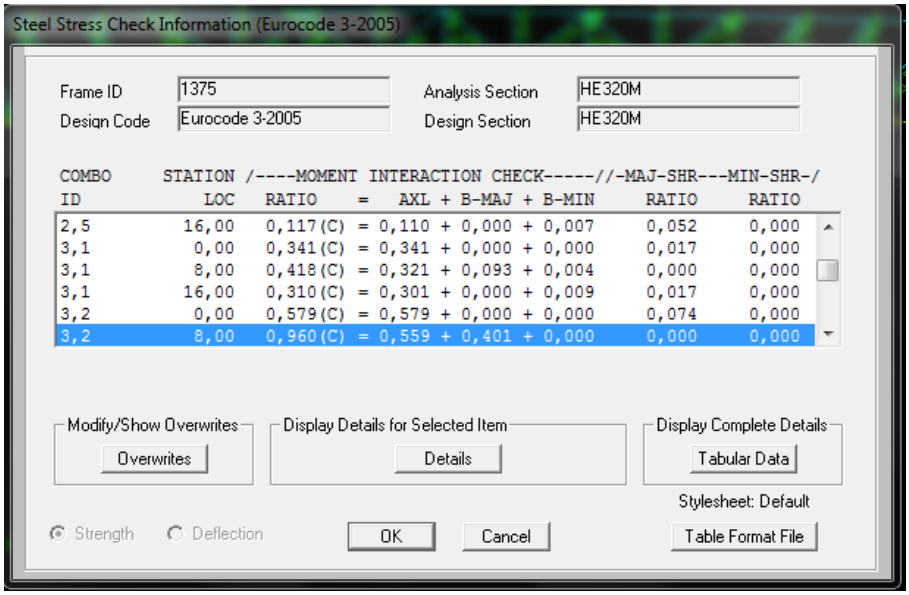
File

Units KN, m, C

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo  : 2,3
Units  : KN, m, C

Frame  : 14          Design Sect: TUBO100X100X10
X Mid  : 0,000       Design Type: Beam
Y Mid  : 7,500       Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid  : 19,000      Sect Class : Class 1
Length : 5,000       Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 2,500       RLLF       : 1,000

Area   : 0,004       SMajor : 9,840E-05     rMajor : 0,037        AVMajor: 0,002
IMajor : 4,920E-06   SMinor : 9,840E-05     rMinor : 0,037        AVMinor: 0,002
IMinor : 4,920E-06   ZMajor : 1,220E-04     E      : 210000000,00
Ixy    : 0,000       ZMinor : 1,220E-04     Fy     : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
   Location          P       M33       M22        V2        V3         T
   2,500        -43,355     0,000    -1,192     0,000     0,000    -0,063

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
   Governing       Total        P    MMajor    MMinor     Ratio    Status
   Equation        Ratio    Ratio     Ratio     Ratio     Limit     Check
   (6.62)          0,152  =  0,122  +  0,000  +  0,030     0,950        OK

AXIAL FORCE DESIGN
                     Ned     Nc,Rd     Nt,Rd    Nb33,Rd   Nb22,Rd
                   Force  Capacity  Capacity     Major     Minor
   Axial        -43,355   355,969   1278,000   355,969   355,969

MOMENT DESIGN
                     Med     Mc,Rd     Mv,Rd     Mb,Rd
                  Moment  Capacity  Capacity  Capacity
   Major Moment    0,000    43,310    43,310    43,310
   Minor Moment   -1,192    43,310    43,310

                       K         L         k       kzy       kyz        C1
                  Factor    Factor    Factor    Factor    Factor    Factor
   Major Moment    1,000     1,000     1,097     0,984               1,000
   Minor Moment    1,000     1,000     1,097                0,658

SHEAR DESIGN
```

7. Μετωπικά υποστυλώματα διατομής HEM320

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας οφείλεται στο συνδυασμό 3.2: **1,35Dead+1,35Monimo+1,5W$_3$1,5·0,5S** και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή με θ=-90^0.



Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 1375 — Analysis Section: HE320M

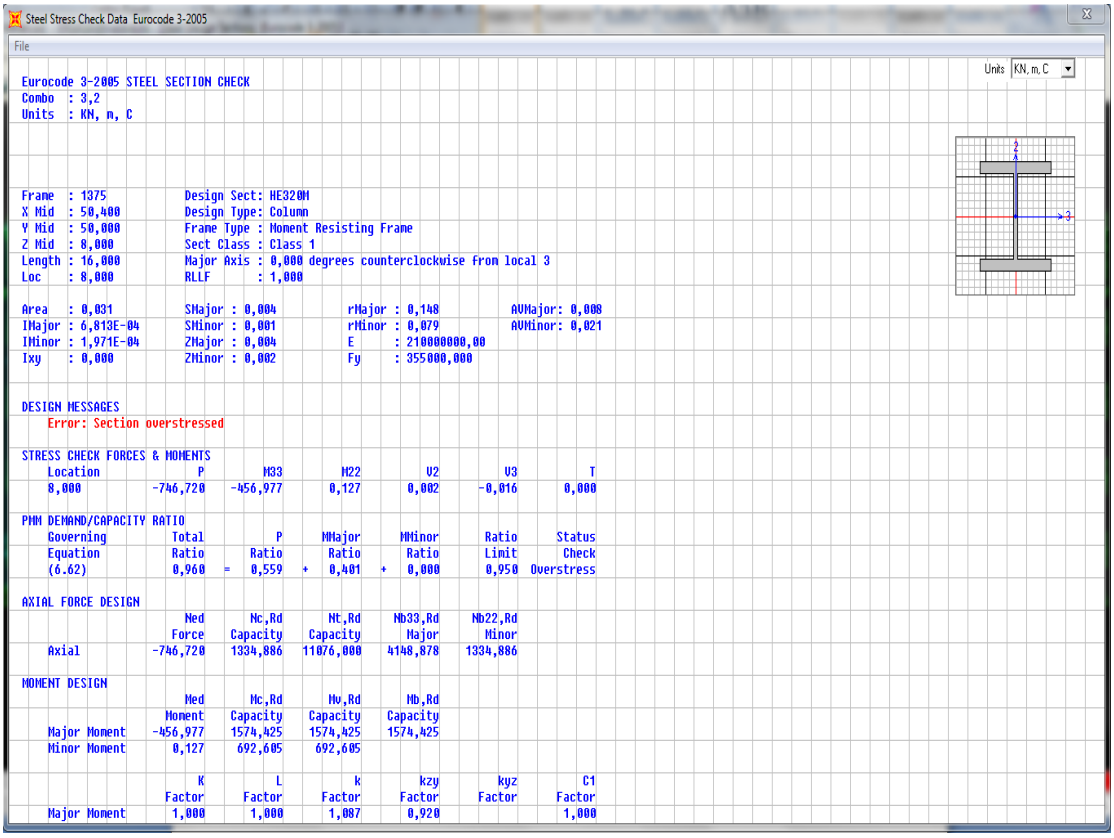
Design Code: Eurocode 3-2005 — Design Section: HE320M

COMBO ID	STATION LOC	/----MOMENT INTERACTION CHECK-----//-MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	=	AXL	+	B-MAJ	+	B-MIN	RATIO	RATIO
2,5	16,00	0,117 (C)	=	0,110	+	0,000	+	0,007	0,052	0,000
3,1	0,00	0,341 (C)	=	0,341	+	0,000	+	0,000	0,017	0,000
3,1	8,00	0,418 (C)	=	0,321	+	0,093	+	0,004	0,000	0,000
3,1	16,00	0,310 (C)	=	0,301	+	0,000	+	0,009	0,017	0,000
3,2	0,00	0,579 (C)	=	0,579	+	0,000	+	0,000	0,074	0,000
3,2	8,00	0,960 (C)	=	0,559	+	0,401	+	0,000	0,000	0,000

Modify/Show Overwrites: Overwrites — Display Details for Selected Item: Details — Display Complete Details: Tabular Data

Stylesheet: Default

Strength — Deflection — OK — Cancel — Table Format File



Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Units KN, m, C

```
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
Combo  : 3,2
Units  : KN, m, C

Frame  : 1375          Design Sect: HE320M
X Mid  : 50,400        Design Type: Column
Y Mid  : 50,000        Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid  : 8,000         Sect Class : Class 1
Length : 16,000        Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
Loc    : 8,000         RLLF       : 1,000

Area   : 0,031         SMajor : 0,004        rMajor : 0,148        AVMajor: 0,008
IMajor : 6,813E-04     SMinor : 0,001        rMinor : 0,079        AVMinor: 0,021
IMinor : 1,971E-04     ZMajor : 0,004        E      : 210000000,00
Ixy    : 0,000         ZMinor : 0,002        Fy     : 355000,000

DESIGN MESSAGES
   Error: Section overstressed

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
   Location          P        M33       M22        V2        V3         T
   8,000        -746,720   -456,977     0,127     0,002    -0,016     0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
   Governing        Total        P    MMajor    MMinor     Ratio    Status
   Equation         Ratio    Ratio     Ratio     Ratio     Limit     Check
   (6.62)           0,960  =  0,559  +  0,401  +  0,000     0,950 Overstress

AXIAL FORCE DESIGN
                     Ned      Nc,Rd     Nt,Rd    Nb33,Rd   Nb22,Rd
                   Force   Capacity  Capacity      Major     Minor
   Axial        -746,720   1334,886  11076,000  4148,878  1334,886

MOMENT DESIGN
                     Med      Mc,Rd     Mv,Rd     Mb,Rd
                  Moment   Capacity  Capacity  Capacity
   Major Moment  -456,977  1574,425  1574,425  1574,425
   Minor Moment     0,127   692,605   692,605

                       K         L         k       kzy       kyz        C1
                  Factor    Factor    Factor    Factor    Factor    Factor
   Major Moment    1,000     1,000     1,087     0,920               1,000
```

5.1 Συμπεράσματα

Από τα παραπάνω αποτελέσματα μπορούν να εξαχθούν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

1. Κρίσιμη φόρτιση για τα μέλη της κατασκευής είναι ο άνεμος. Ο σεισμός δεν έδωσε τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού. Το αποτέλεσμα αυτό είναι λογικό αν λάβουμε υπόψη το γεγονός ότι τα υπόστεγα ως κατασκευές είναι ελαφριές και συνήθως έχουν μεγάλες διαστάσεις κάτοψης. Λόγω λοιπόν της μεγάλης επιφάνειας του κτιρίου (ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 78,40x50,m^2), υπάρχει μεγάλη ένταση λόγω ανέμου ενώ λόγω της μικρής μάζας της κατασκευής, οι εντάσεις λόγω σεισμού είναι σχετικά περιορισμένες.
2. Το κάτω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος πρέπει να εξασφαλιστεί πλευρικά στον χώρο. Έτσι εκτός από οριζόντιους χιαστί συνδέσμους HEB 120, επιλέχθηκε να τοποθετηθούν και οριζόντιες αμφιέρειστες δοκοί HEB 160 ανά 5,60m, με τρόπο όμοιο με την διάταξη των τεγίδων του άνω πέλματος ώστε να επαρκεί έναντι αστοχίας το κάτω πέλμα.
3. Οι απαιτούμενες ιδιομορφές για την ανάλυση του φορέα προκύπτουν από την πρώτη απαίτηση της ιδομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης και είναι για την x διεύθυνση η T_{13}=0,192sec και για την y διεύθυνση η T_{26}=0,104sec.

6 Έλεγχος Επάρκειας Διατομών

6.1 Έλεγχοι σε ΟΚΑ με Βάση τον Ευρωκώδικα 3

6.1.1 Εφελκυσμός

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης NEd σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1{,}0$$

όπου $N_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό.

Για διατομές με οπές η $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

a) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

όπου
A το εμβαδόν της πλήρους διατομής
f_Y το όριο (ή τάση) διαρροής του χάλυβα
0 γ_{M0} επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

b) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με οπές κοχλιών:

$$N_{u,Rd} = \frac{0{,}90 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

όπου
A_{net} το εμβαδόν της καθαρής διατομής
f_u η εφελκυστική αντοχή (τάση θραύσης) του χάλυβα
γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Σημειώνεται ότι όταν ένα όλκιμο χαλύβδινο μέλος χωρίς οπές υποβάλλεται σε εφελκυσμό μπορεί να φέρει (προ της θραύσης του) φορτίο μεγαλύτερο λόγω της κράτυνσης.

Σε περιπτώσεις κοχλιωτών συνδέσεων, η παρατηρούμενη συγκέντρωση τάσεων στις παρειές των οπών μπορεί να οδηγήσει σε έναρξη θραύσης στις παρειές αυτές πριν η μέση τάση στη διατομή φθάσει την τάση διαρροής, πριν δηλαδή αρχίσουν να πραγματοποιούνται σημαντικές παραμορφώσεις. Ο τρόπος αυτός αστοχίας είναι ψαθυρός.

Σε περιπτώσεις που απαιτείται όλκιμη μορφή αστοχίας (για παράδειγμα πλάστιμα μέλη σε αντισεισμικές κατασκευές), πρέπει να επιδιώκεται:

$$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd}$$

6.1.2 Θλίψη

Ο όρος «θλιβόμενο μέλος» αναφέρεται γενικά σε μέλη κατασκευών, τα οποία υποβάλλονται μόνο σε θλιπτικά φορτία. Στα μέλη αυτά περιλαμβάνονται τα υποστυλώματα (υπό ορισμένες όμως συνθήκες φόρτισης και στηρίξεων), όσο και τα αμφιαρθρωτά θλιβόμενα μέλη δικτυωμάτων ή στύλων πολυμελούς διατομής ή σε εγκάρσια μέλη στήριξης.

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θλιβόμενου μέλους πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1{,}0$$

όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη. Η αντοχή σχεδιασμού $N_{c,Rd}$ καθορίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$$ για διατομές κατηγορίας 4

όπου

Α η πλήρης διατομή

A_{eff} η ενεργός διατομή.

Όταν το ενεργό τμήμα μιας διατομής κατηγορίας 4 είναι ασύμμετρο, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πρόσθετη ροπή ΔM_{Ed} λόγω εκκεντρότητας του κεντροβαρικού άξονα της ενεργού διατομής.

6.1.3 Μονοαξονική (ή απλή) κάμψη

Η εντατική αυτή κατάσταση εμφανίζεται σε δοκούς, στις οποίες το επίπεδο φόρτισης διέρχεται δια του κέντρου διάτμησης και συγχρόνως είναι παράλληλο προς ένα κύριο άξονα αδρανείας της διατομής, συνοδεύεται δε στις περισσότερες περιπτώσεις και με αντίστοιχη διάτμηση.

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης *Ed M* σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1{,}0$$

όπου $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη.

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα της διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$ για διατομές κατηγορίας 1, 2

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}}$$ για διατομές κατηγορίας 3

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$$ για διατομές κατηγορίας 4

Για διατομές στις οποίες ο άξονας κάμψης είναι και άξονας συμμετρίας η W_{ell} αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή των ακραίων ινών. Για μονοσυμμετρικές διατομές η W_{ell} αντιστοιχεί σε πρώτη διαρροή της ακραίας θλιβόμενης ίνας. Η W_{eff} αναφέρεται αντιστοίχως στην ενεργό διατομή.

6.1.4 Τέμνουσα

Όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο, η καμπτική ροπή αποτελεί το βασικό κριτήριο για το σχεδιασμό δοκών από χάλυβα. Μερικές φορές όμως, όταν η δύναμη γίνεται αρκετά σημαντική, η αντοχή σε τέμνουσα μπορεί να καθίσταται κρίσιμη, όπως για παράδειγμα σ δοκούς μικρού μήκους υπό σημαντικά συγκεντρωμένα φορτία, ή σε διατομές σύνθετων δοκών με λεπτό κορμό.

Για τον έλεγχο επάρκειας έναντι τέμνουσας, η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη συνθήκη:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1{,}0$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό, η $V_{c,Rd}$ είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ (χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης), όπως δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

6.1.5 Κάμψη και Τέμνουσα

Σε δοκούς η κάμψη συνοδεύεται κατά κανόνα και από διάτμηση, η οποία, ενώ στις περισσότερες περιπτώσεις δεν αποτελεί το κρίσιμο κριτήριο διαστασιολόγησης, υπό ειδικές συνθήκες (π.χ. μεγάλα συγκεντρωμένα φορτία, δοκοί με μικρά ανοίγματα, περιοχές στηρίξεων δοκών κτλ), ενδέχεται να επηρεάσει δυσμενών και να απομειώσει τη ροπή αντοχής. Γενικά όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή τις επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλίσκεται στην παραλαβή της τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται. Ο σχετικός κανόνας εφαρμογής που περιέχει ο Ευρωκώδικας 3 προβλέπει ότι εάν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδραση της στη ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται. Εξαίρεση αποτελούν οι περιπτώσεις όπου η διατμητική κύρτωση μειώνει την αντοχή της διατομής σύμφωνα με το πρότυπο EN 1993-1-5.

Όταν η δρώσα τέμνουσα δύναμη V_{Ed} είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία για διατομές I και κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδράνειας, υπολογίζεται από την σχέση:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_w^2}{}\right] \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$, αλλά πρέπει $M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$

όπου

$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1\right]$$

$$A_w = h_w \cdot t_w$$

6.1.6 Κάμψη και Αξονική Δύναμη

Ο συνδυασμός των εντατικών αυτών μεγεθών αποτελεί τον κανόνα στα μέλη των πλαισίων με σημαντικές τιμές των αξονικών δυνάμεων, κυρίως στα υποστυλώματα και λιγότερο στις δοκούς. Μέρος της διατομής αναλίσκεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης και επομένως η αντοχή της σε κάμψη περιορίζεται. Η απομειωμένη αντοχή σε κάμψη μπορεί να υπολογίζεται, αναλόγως και της κατηγορίας της διατομής με βάση τις ακόλουθες σχέσεις.

Για διατομές κατηγορίας 1 κα 2, η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Τα κριτήριο σχεδιασμού γράφεται:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{N,Rd}} \leq 1{,}0$$

όπου $M_{N,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed}.

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα y-y λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται συγχρόνως τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0{,}25 \cdot N_{pl,Rd}$$

και

$$N_{Ed} \leq \frac{0{,}5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

όπου

h_w είναι η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων

t_w είναι το πάχος του κορμού

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα Z-Z λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

6.1.7 Καμπτικός Λυγισμός λόγω Αξονικής Θλιπτικής Δύναμης

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωση του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής διατομών. Το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια ενός θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1{,}0$$

όπου

N_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

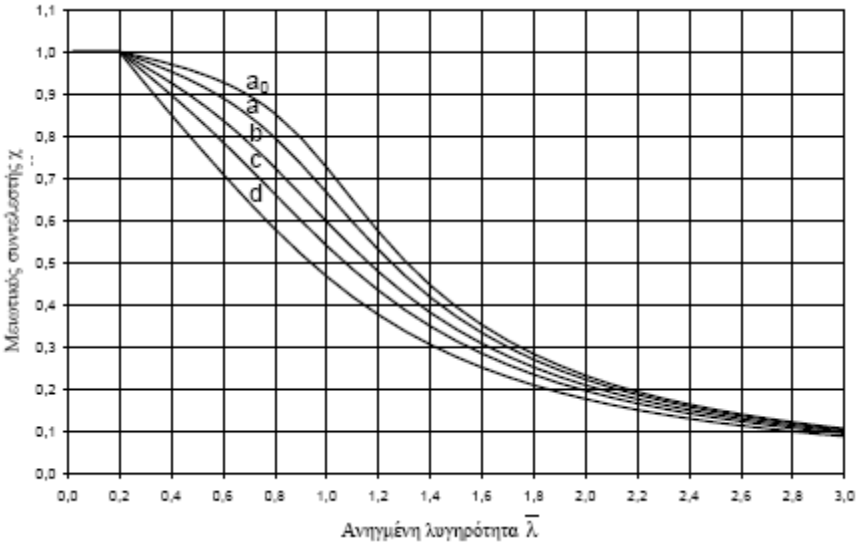
Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλος σε λυγισμό για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3 λαμβάνεται από την σχέση:

$$N_{b,Ed} \leq \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{\mathrm{M1}}}$$

όπου

χ ο μειωτικός συντελεστής

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανοιγμένη λυγηρότητα ανάλογα με την καμπύλη λυγισμού της διατομής λαμβάνεται από το ακόλουθο σχήμα



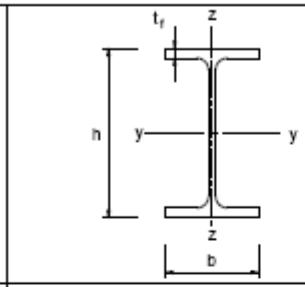
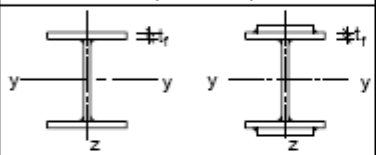
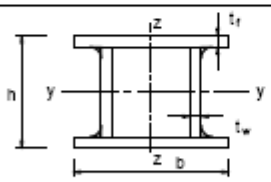
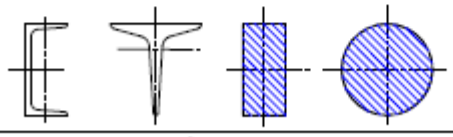
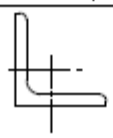
Σχήμα 6.1 Καμπύλες λυγισμού

όπου

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\mathrm{N}_{cr}}}$, η ανοιγμένη λυγηρότητα

$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot \mathrm{E} \cdot \mathrm{I}}{L_{cr}^2}$, το ελαστικό κρίσιμο φορτίο

και L_{cr} είναι το ισοδύναμο μήκος λυγισμού

Διατομή		Όρια		Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού S 235 S 275 S 355 S 420	Καμπύλη λυγισμού S 460
Ελατές διατομές		h/b > 1,2	$t_f \le 40$ mm	y – y z – z	a b	a_0 a_0
			40 mm < $t_f \le 100$	y – y z – z	b c	a a
		h/b ≤ 1,2	$t_f \le 100$ mm	y – y z – z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y – y z – z	d d	c c
Συγκολλητές I-διατομές		$t_f \le 40$ mm		y – y z – z	b c	b c
		$t_f > 40$ mm		y – y z – z	c d	c d
Κοίλες Διατομές		Εν θερμώ έλαση		Κάθε	a	a_0
		Ψυχρή έλαση		Κάθε	c	c
Συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές		Γενικά (εκτός των κατωτέρω)		Κάθε	b	b
		Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0{,}5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		Κάθε	c	c
U-, T- και συμμετρικές διατομές				Κάθε	c	c
L-διατομές				Κάθε	b	b

Σχήμα 6.2 Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

6.1.8 Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} προσδιορίζεται από τον σχήμα 6.1 όπου η καμπύλη λυγισμού επιλέγεται από τον παρακάτω πίνακα και η τιμή λ_{LT} για την αντίστοιχη ανοιγμένη λυγηρότητα, πρέπει να καθορίζεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

όπου

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού, υπολογιζόμενη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Πίνακας 6.1 Καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	b c
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	c d

Για λυγηρότητα

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0{,}2 \text{ ή για } \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0{,}04$$

ο κίνδυνος αστοχίας μέσω πλευρικού λυγισμού μπορεί να αμεληθεί και να γίνονται μόνον οι έλεγχοι διατομής.

Στην περίπτωση δοκού σταθερής διατομής, με συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, συμμετρική ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας και υποκείμενης σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού, όπως προβλέπεται στο Παράρτημα F του EC3-Μέρος 1.1 (έκδοση 1992), δίνεται από το γενικό τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \mathrm{EI}_Z}{(kL^2)} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 \mathrm{EI}_Z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

όπου:

C1, C2 και C3 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

I_t η σταθερά στρέψης

I_w η σταθερά στρέβλωσης

I_z η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα

L το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

k και k_w συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος

$z_g = z_a - z_s$ η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

z_a η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς το κεντροβαρικό άξονα y-y

z_s η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y

$$z_j = z_s - \left[0.5 \int_A z\left(y^2 + z^2\right) dA \right] \Big/ I_y$$

Οι τεταγμένες z_a και z_s μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής.

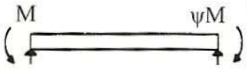
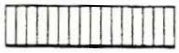
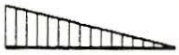
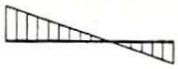
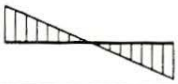
Για δοκούς διπλής συμμετρίας είναι $z_j = 0$, ενώ όταν τα εξωτερικά φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της διατομής είναι $z_g=0$.

Ο συντελεστής k λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα, όταν και τα δύο άκρα του πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος μπορούν να προσομοιωθούν με απλές στρεπτικές στηρίξεις. Εάν και τα δύο άκρα είναι πακτωμένα αντιστοιχεί τιμή k = 0,5 , ενώ γ ια περίπτωση ενός άκρου πακτωμένου και ενός με απλή στρεπτική στήριξη, k = 0,7. Ο συντελεστής αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, είναι δε ανάλογος του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L ενός θλιβόμενου στοιχείου, για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα, σε συνδυασμό με την ελευθερία στροφών λόγω κάμψης στα άκρα.

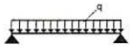
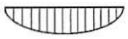
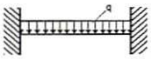
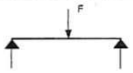
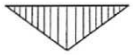
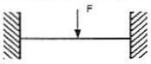
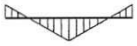
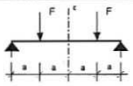
Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και λαμβάνεται ίσος προς 1,0 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνίσταται, γενικά, και σε άλλες περιπτώσεις να χρησιμοποιείται η συντηρητική τιμή $k_w = 1$.

Οι συντελεστές C_1 ,C_2 και C_3 δίνονται στους ακόλουθους πίνακες για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του k , ανάλογα με τη μορφή του διαγράμματος καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ πλευρικών στηρίξεων.

Πίνακας 6.2 Συντελεστές C_1 ,C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k, σε περίπτωση φόρτισης μόνο σε ακραίες ροπές

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	ψ	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμή του k	Συντελεστές		
				C_1	C_2	C_3
	+1		1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	0 0 0	1,000 1,113 1,114
	+1/2		1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	0 0 0	0,992 1,556 2,271
	+1/4		1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	0 0 0	0,977 1,531 2,235
	0		1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	0 0 0	0,939 1,473 2,150
	-1/4		1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	0 0 0	0,855 1,340 1,957
	-1/2		1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	0 0 0	0,676 1,059 1,546
	-3/4		1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	0 0 0	0,366 0,575 0,837
	-1		1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	0 0 0	0,000 0,000 0,000

Πίνακας 6.3 Συντελεστές C_1 ,C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k, σε περίπτωση φόρτισης εγκάρσιων φορτίων

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C_1	C_2	C_3
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
		0.5	1.070	0.432	3.050
		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
		0.5	1.010	0.410	1.890

6.1.9 Στρεπτοκαμπτικός Λυγισμός Μελών υπό Θλίψη και Κάμψη

Μέλη σταθερής διατομής, καταπονούμενα ταυτόχρονα από αξονική θλιπτική δύναμη και ροπές κάμψης περί τον ισχυρό και τον ασθενή άξονα της διατομής, αποτελούν την γενική περίπτωση καταπόνησης, ιδιαίτερα σε ότι αφορά κατακόρυφα μέλη χωρικών πλαισιωτών φορέων.

Ό έλεγχος επάρκειας σε αυτή την περίπτωση έχει ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{x_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{Z,Ed}+\Delta M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_Z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}+\Delta M_{y,Ed}}{x_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{Z,Ed}+\Delta M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

όπου

N_{Ed}, $M_{y,Ed}$, και $M_{y,Ed}$ οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης και των μέγιστων ροπών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ οι ροπές της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για κατηγορίες διατομής 4

χ_y, χ_z οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού. Για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτική παραμόρφωση θα λαμβάνεται $\chi_{LT}=1$

k_{yy}, k_{yz}, k_{zy} και k_{zz},οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, εξαρτώμενοι από την μέθοδο που έχει επιλεγεί που παρουσιάζονται στους ακόλουθους πίνακες.

- **Μέθοδος 1**

Πίνακας 6.3 Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij}

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	$C_{my}C_{mLT}\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my}C_{mLT}\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}\dfrac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz}\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz}\dfrac{\mu_y}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}\dfrac{1}{C_{yz}}0{,}6\sqrt{\dfrac{w_z}{w_y}}$
k_{zy}	$C_{my}C_{mLT}\dfrac{\mu_z}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my}C_{mLT}\dfrac{\mu_z}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}\dfrac{1}{C_{zy}}0{,}6\sqrt{\dfrac{w_y}{w_z}}$
k_{zz}	$C_{mz}\dfrac{\mu_z}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz}\dfrac{\mu_z}{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}\dfrac{1}{C_{zz}}$

Πίνακας 6.4 Βοηθητικοί συντελεστές

Βοηθητικοί συντελεστές	
$\mu_y = \dfrac{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1-\chi_y \dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1)\left[\left(2 - \dfrac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \dfrac{1,6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2\right) n_{pl} - b_{LT}\right] \geq \dfrac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
	με $b_{LT} = 0,5\, a_{LT}\, \bar{\lambda}_0^2 \dfrac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \dfrac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$
$\mu_z = \dfrac{1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1-\chi_z \dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1)\left[\left(2 - 14 \dfrac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5}\right) n_{pl} - c_{LT}\right] \geq 0,6\sqrt{\dfrac{w_z}{w_y}} \dfrac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
$w_y = \dfrac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$	με $c_{LT} = 10\, a_{LT} \dfrac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \dfrac{M_{y,Ed}}{C_{my}\, \chi_{LT}\, M_{pl,y,Rd}}$
$w_z = \dfrac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$	$C_{zy} = 1 + (w_y - 1)\left[\left(2 - 14 \dfrac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5}\right) n_{pl} - d_{LT}\right] \geq 0,6\sqrt{\dfrac{w_y}{w_z}} \dfrac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
$n_{pl} = \dfrac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}}$	με $d_{LT} = 2\, a_{LT} \dfrac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \dfrac{M_{y,Ed}}{C_{my}\, \chi_{LT}\, M_{pl,y,Rd}} \dfrac{M_{z,Ed}}{C_{mz}\, M_{pl,z,Rd}}$
C_{my} βλέπε Πίνακα A.2	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1)\left[\left(2 - \dfrac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \dfrac{1,6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2\right) n_{pl} - e_{LT}\right] \geq \dfrac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
$a_{LT} = 1 - \dfrac{I_T}{I_y} \geq 0$	με $e_{LT} = 1,7\, a_{LT} \dfrac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \dfrac{M_{y,Ed}}{C_{my}\, \chi_{LT}\, M_{pl,y,Rd}}$

$\bar{\lambda}_{max} = \max\left(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z\right)$

$\bar{\lambda}_0$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής, δηλ.
$\psi_y = 1,0$ στον Πίνακα A.2

$\bar{\lambda}_{LT}$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό

Εάν $\bar{\lambda}_0 \leq 0,2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$: $C_{my} = C_{my,0}$

$C_{mz} = C_{mz,0}$

$C_{mLT} = 1,0$

Εάν $\bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$: $C_{my} = C_{my,0} + \left(1 - C_{my,0}\right)\dfrac{\sqrt{\varepsilon_y}\, a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y}\, a_{LT}}$

$C_{mz} = C_{mz,0}$

$C_{mLT} = C_{my}^2 \dfrac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{crit,z}}\right)\left(1-\dfrac{N_{Ed}}{N_{crit,T}}\right)}} \geq 1$

$\varepsilon_y = \dfrac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \dfrac{A}{W_{el,y}}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3

$\varepsilon_y = \dfrac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \dfrac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$ για διατομές κατηγορίας 4

$N_{crit,y}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα y-y

$N_{crit,z}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z-z

$N_{crit,T}$ = ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού

I_T = σταθερά στρέψης St. Venant

I_y = ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα y-y

Πίνακας 6.6 Συντελεστές $C_{mi,0}$ ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Διάγραμμα ροπής	$C_{mi,0}$
M_1 ψM_1 $-1 \le \psi \le 1$	$C_{mi,0} = 0{,}79 + 0{,}21\psi_i + 0{,}36(\psi_i - 0{,}33)\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr.i}}$
M(x) M(x)	$C_{mi,0} = 1 + \left(\dfrac{\pi^2 EI_i \lvert\delta_x\rvert}{L^2 \lvert M_{i,Ed}(x)\rvert} - 1\right)\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr.i}}$ $M_{i,Ed}$ (x) είναι η μέγιστη ροπή $M_{y,Ed}$ ή $M_{z,Ed}$ $\lvert\delta_x\rvert$ είναι η μέγιστη μετατόπιση του μέλους κατά το μήκος του
	$C_{mi,0} = 1 - 0{,}18\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr.i}}$ $C_{mi,0} = 1 + 0{,}03\dfrac{N_{Ed}}{N_{cr.i}}$

- **Μέθοδος 2**

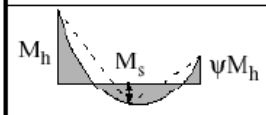
Πίνακας 6.7 Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij}

Συντελεστές αλληλεπί-δρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I διατομές RHS	$C_{my}\left(1 + 0{,}6\bar{\lambda}_y \dfrac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \le C_{my}\left(1 + 0{,}6\dfrac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$	$C_{my}\left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0{,}2)\dfrac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \le C_{my}\left(1 + 0{,}8\dfrac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$
k_{yz}	διατομές I διατομές RHS	k_{zz}	$0{,}6\ k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I διατομές RHS	$0{,}8\ k_{yy}$	$0{,}6\ k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz}\left(1 + 0{,}6\bar{\lambda}_z \dfrac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \le C_{mz}\left(1 + 0{,}6\dfrac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$	$C_{mz}\left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0{,}6)\dfrac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \le C_{mz}\left(1 + 1{,}4\dfrac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$
	διατομές RHS		$C_{mz}\left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0{,}2)\dfrac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) \le C_{mz}\left(1 + 0{,}8\dfrac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right)$
Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.			

Πίνακας 6.7 Συντελεστές αλληλεπίδρασης kij για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπί-δρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1
k_{yz}	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1
k_{zy}	$\left[1-\frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT}-0,25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] \geq \left[1-\frac{0,05}{(C_{mLT}-0,25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right]$	$\left[1-\frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT}-0,25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right] \geq \left[1-\frac{0,1}{(C_{mLT}-0,25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right]$ για $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6+\bar{\lambda}_z \leq 1-\frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT}-0,25)}\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1

Πίνακας 6.7 Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}	
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
$\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{Mz} = 0,9$ αντίστοιχα.

Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:

συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

6.2 Έλεγχοι σε ΟΚΑ που έγιναν στον Φορέα

6.2.1 Έλεγχος επάρκειας υποστυλώματος HEM1000

Στοιχεία διατομής HEM1000 η οποία είναι κατηγορίας 1

- h=1008mm
- b=302mm
- t_w=21mm
- t_f=40mm
- A=444,20cm^2
- h_i=928mm
- d=868mm
- I_y=722300 cm^4
- $W_{pl,y}$=16570 cm^3
- i_y=40,32cm
- I_z=18460 cm^4
- i_z=6,45cm
- I_t=1701 cm^4
- I_w=43020000 cm^6
- A_{vz}=235 cm^2

Από την ανάλυση του SAP 2000 προκύπτει πως για το υποστύλωμα οι δυσμενέστερες τιμές είναι

1. $N_{Ed,E}$=2164,78 KN
2. $V_{Ed,E}$=604,11 KN
3. $M_{E\Delta,E}$=4063 KNm

- Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{235 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 4816,65KN$$

και μάλιστα η δρώσα τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή. Επομένως, η επίδραση της τέμνουσας στη ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται.

- Έλεγχος διατομής σε κάμψη και θλίψη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{444,20 \cdot 35,5}{1} == 15769,1 KN$$

$$N_{Ed} = 2164,78 \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 0,25 \cdot 15769,1 = 3942,3$$

και

$$N_{Ed} = 2164,78 \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 92,8 \cdot 2,1 \cdot 35,5}{1} = 3459,12 KN$$

Συνεπώς δεν χρειάζεται να γίνει μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα y-y λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης.

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16570 \cdot 35,5}{1} = 588,35 KNm \geq 4063 KNm$$

- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Τα ισοδύναμα μήκη λυγισμού είναι

L_y=16m

L_z=4m

και οι λυγηρότητες έχουν ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{1600}{40,32 \cdot 76,41} = 0,51$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_z}{i_z \cdot \lambda_1} = \frac{400}{6,45 \cdot 76,41} = 0,81$$

h/b=1008/302=3,33>1,2 και t_f=40mm και από το σχήμα 6.2 προκύπτει η καμπύλη λυγισμού περί τον άξονα y-y είναι η a ενώ περί τον άξονα z-z είναι η b.

Επομένως

χ_y=0,95

χ_z=0,82

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού είναι

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_Z}{(kL^2)} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_Z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 1\frac{\pi^2 21000 \cdot 18460}{\left(1 \cdot 400^2\right)}\left\{\left[\left[\frac{1}{1}\right]^2 \frac{43020000}{18460} + \frac{\left(1 \cdot 400\right)^2 8077 \cdot 1701}{\pi^2 21000 \cdot 18460} + \right]^{0.5}\right\} = 1288851{,}78 KNcm$$

Η λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού είναι

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{16570 \cdot 35{,}5}{1288851}} = 0{,}68$$

Είναι h/b=3,32>1,2 συνεπώς η καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού είναι η b και από το διάγραμμα προκύπτει χ_{LT}=0,80

Για την επάρκεια της διατομής θα εφαρμόσουμε την δεύτερη μέθοδο. Έχουμε

C_{my}=0,9

C_{mLT}=0,9

λ_y-0,2=0,31

$$k_{yy} = C_{my}\left(1 + \left(\bar{\lambda}_y - 0{,}2\right)\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) = 0{,}9\left(1 + 0{,}31\frac{2164{,}78}{0{,}95 \cdot 157969/1}\right) = 0{,}94$$

$$k_{zy} = C_{my}\left(1 - \frac{\left(0{,}1\bar{\lambda}_Z\right)}{C_{mLT} - 0{,}25}\frac{N_{Ed}}{\chi_Z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}}\right) = 0{,}9\left(1 + \frac{0{,}1 \cdot 0{,}81}{\left(0{,}9 - 0{,}25\right)}\frac{2164{,}78}{0{,}82 \cdot 157969/1}\right) = 0{,}95$$

Όπως έχουμε αναφέρει θα κάνουμε τον έλεγχο σύμφωνα με την δεύτερη μέθοδο. Συνεπώς:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{x_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{Z,Ed} + \Delta M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{2194}{\frac{0{,}95 \cdot 15796}{1}} + 0{,}94\frac{4063}{0{,}80\frac{5882{,}32}{1}} = 0{,}95 \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_Z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{x_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{Z,Ed} + \Delta M_{Z,Ed}}{\frac{M_{Z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{2194}{\frac{0,82 \cdot 15796}{1}} + 0,95 \frac{4063}{0,80 \frac{5882,32}{1}} = 0,98 \leq 1$$

6.2.2 Έλεγχος επάρκειας διατομής δικτυώματος UPN140

Όπως έχουμε αναφέρει για τις δοκούς του δικτυώματος χρησιμοποιούνται δύο ράβδοι διατομής UPN140 κατάλληλα προσανατολισμένες με απόσταση μεταξύ τους 267mm=0,267m. Συγκεκριμένα θα μελετήσουμε τις διαγώνιες ράβδους και όχι τις κατακόρυφες αφού οι πρώτες υφίστανται την μεγαλύτερη καταπόνηση.

Στοιχεία διατομής 2UPN140 η οποία είναι κατηγορίας 1

- h=140mm
- b=60mm
- t_w=7mm
- t_f=10mm
- 2A=2x20,4cm^2=40,8cm^2
- d=98mm
- I_y=605 cm^4
- $W_{pl,y}$=103 cm^3
- i_y=5,45cm
- I_z=62,7 cm^4
- i_z=1,75cm
- a=267mm (η απόσταση μεταξύ των 2 UPN)

Από το SAP 2000 προκύπτει ότι η εφελκυστική δύναμη στις διαγώνιες ράβδους του δικτυώματος είναι N_{Ed}=963,54KN

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{40,80 \cdot 35,5}{1} == 1448,4KN > 963,54KN$$

Για τον έλεγχο απομειωμένης διατομής θεωρούμε πως έχουμε μια σειρά κοχλιών M20 με ελάσματα πάχους 15mm. Οπότε:

$$A_{net} = A - nd_o t = 40,8 - 2 \cdot 2,2 \cdot 0,7 = 37,72cm$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 37,72 \cdot 35,5}{1,25} == 1385,07KN > 963,54KN$$

Από το SAP 2000 προκύπτει ότι η θλιπτική δύναμη στις διαγώνιες ράβδους του δικτυώματος είναι N_{Ed}=783,13KN. Όποτε η κάθε ράβδος καταπονείται από θλιπτική δύναμη N_{Ed}/2=391,56KN.

Το μήκος λυγισμού για τον ισχυρό άξονα είναι

- $L_{cr,y} = \sqrt{2,8^2 + 3,71^2} = 465cm$

και οι λυγηρότητα ως προς τον ισχυρό άξονα έχει ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y}{i_y \cdot \lambda_1} = \frac{465}{5,45 \cdot 76,41} = 1,11$$

I_y=2xI_y=2x605 cm^4=1210 cm^4

Για τις διατομές U η καμπύλη λυγισμού είναι η c. Όποτε

χ_y=0,60

και

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,6 \cdot 20,4 \cdot 35,5}{1} == 434,52KN > 391,56KN$$

Το μήκος λυγισμού για τον ασθενή άξονα είναι

- $L_{cr,z} = \sqrt{2,8^2 + 3,71^2} = 465cm$

Στην περίπτωση μας η ενεργός ροπή αδράνειας του σύνθετου μέλους είναι

$$I_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A + 2 \cdot \mu \cdot \mathrm{I}_Z = 0,5 \cdot 26,7^2 \cdot 20,4 + 2 \cdot 1 \cdot 32,7 = 7396,87cm^2$$

Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού της διατομής είναι

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{eff}}{\left(k \cdot L^2\right)} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 7396,87}{\left(465^2\right)} = 7090,24$$

$$i_o = \sqrt{\frac{I_{eff}}{2 \cdot A}} = \sqrt{\frac{7396,87}{2 \cdot 20,4}} = 13,46cm$$

$$\lambda = \frac{L}{i_o} = \frac{465}{13,46} = 34,55$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{34,55}{76,41} = 34,55$$

και για καμπύλη λυγισμού c όπως έχουμε πει

χ_Z=0,85

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,85 \cdot 20,4 \cdot 35,5}{1} == 606,52KN > 391,56KN$$

7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2009). «Σιδηρές κατασκευές. Ανάλυση και εφαρμογή», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτίασε κτίρια CEN, Απρίλιος 2002
6. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες- Γενικοί κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
7. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις- Φορτία χιονιού CEN Ιούλιος 2003
8. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-4: Γενικές δράσεις- Δράσεις ανέμου CEN, Ιανουάριος 2004
9. EN 1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Γενικοί κανόνες- Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2003.
10. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
11. Anil Chopra (2007). «Δυναμική των κατασκευών. Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
12. Ιστοσελίδα εταιρείας CSI (Computers and Structures,Inc.) για εγχειρίδια προγράμματος SAP2000: http://www.csiberkeley.com/support/watch-andlearn