



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

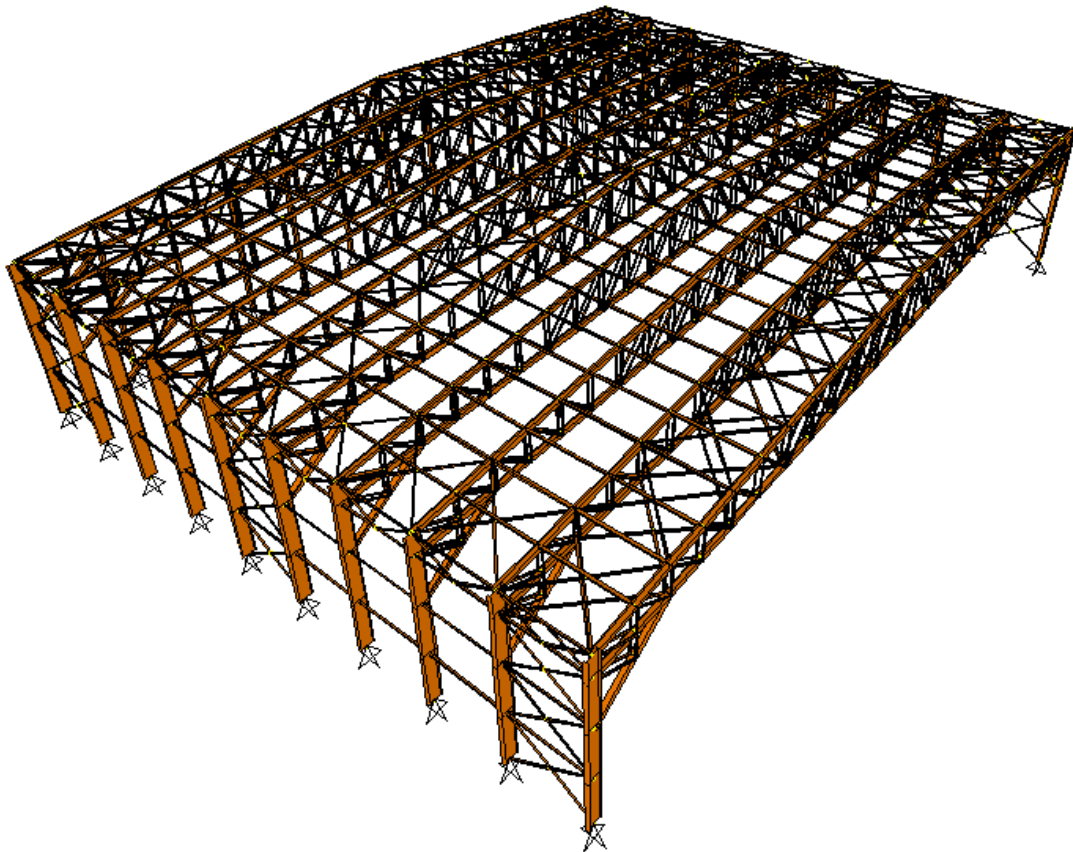
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ ΣΥΝΤΗΡΗΣΗΣ ΑΕΡΟΣΚΑΦΩΝ

Διπλωματική Εργασία

Αναστασία Α. Αρσενοπούλου



Επιβλέπων: Γεώργιος Ιωαννίδης (Καθ. ΕΜΠ)

ΑΘΗΝΑ
ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2011

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Γεώργιο Ιωαννίδη για την καθοδήγηση του και την ηθική υποστήριξη καθ' όλη τη διάρκεια αυτής της προσπάθειας και που συνετέλεσε σε μεγάλο βαθμό στην ενασχόληση μου με το κλάδο των μεταλλικών κατασκευών.

Επίσης, για την περαίωση της εργασίας αυτής συνέβαλε καθοριστικά και ο κ. Ανδρέας Σπηλιόπουλος με την ουσιαστική βοήθεια του σε διάφορα στάδια της προόδου της παρούσας διπλωματικής.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ τέλος και στην οικογένεια μου Άγγελο, Αργυρώ και Ελένη που με στηρίζουν όλα αυτά τα χρόνια και σε όλους εκείνους τους φίλους για την ηθική υποστήριξη και υπομονή τους.

Περιεχόμενα

Ευχαριστίες.....	3
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή-Περίληψη.....	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Περιγραφή του φορέα.....	10
2.1 Πλεονεκτήματα μονώροφων κτιρίων από χάλυβα.....	10
2.2 Περιγραφή μεταλλικού στεγάστρου.....	10
2.2.1 Κύριοι φορείς.....	12
2.2.2 Τηγίδες.....	13
2.2.3 Μηκίδες.....	14
2.2.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	15
2.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	16
2.2.6 Κεφαλοδοκός.....	18
2.2.7 Μετωπικά υποστυλώματα.....	18
2.2.8 Φύλλα επικάλυψης.....	19
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Φορτίσεις.....	22
3.1 Δράσεις επί της κατασκευής.....	22
3.2 Μόνιμες Δράσεις.....	22
3.2.1 Ίδιο βάρος μεταλλικού φορέα.....	22
3.2.2 Ίδιο βάρος επικάλυψης-Φορτία λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων.....	23
3.3 Κινητά φορτία.....	24
3.4 Φορτίο χιονιού.....	25
3.4.1 Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού.....	26
3.4.2 Υπολογισμός φορτίου χιονιού υπόστεγου.....	28
3.5 Φορτία ανέμου.....	29
3.5.1 Εξωτερική πίεση w_e	29

3.5.2	Εσωτερική πίεση w_i	30
3.5.3	Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$	30
3.5.4	Τελική πίεση.....	31
3.5.5	Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$	32
3.5.6	Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$	34
3.5.7	Συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}	34
3.5.8	Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη.....	36
3.5.9	Οριζόντιες στέγες.....	37
3.5.10	Εσωτερική πίεση.....	39
3.5.11	Φορτία ανέμου για το μελετώμενο υπόστεγο.....	40
3.5.11.1	Κλειστές θύρες υπόστεγου.....	40
3.5.11.2	Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ κατασκευής.....	45
3.5.11.3	Ανοιχτές θύρες υπόστεγου	46
3.5.11.4	Τελικές πιέσεις ανέμου επί των επιφανειών του μεταλλικού υπόστεγου.....	53
3.5.11.5	Φορτίσεις και παραμορφώσεις λόγω ανέμου στο SAP2000.....	54
3.6	Φορτία σεισμού.....	58
3.6.1	Φάσμα σχεδιασμού.....	62
3.6.2	Μέθοδοι ανάλυσης.....	65
3.6.2.1	Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.....	66
3.6.2.2	Απαιτούμενες ιδιομορφές.....	67
3.7	Συνδυασμοί Φορτίσεων.....	72
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Προσομοίωμα στο SAP2000.....		78
4.1	Παρουσίαση SAP2000.....	78
4.2	Στάδιο Προμελέτης.....	80
4.3	Εισαγωγή τρισδιάστατου μοντέλου.....	87
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Έλεγχος επάρκειας διατομών και μελών.....		90

5.1 Έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας που θα εξετασθούν παρακάτω.....	90
5.1.1 Εφελκυσμός.....	90
5.1.2 Θλίψη.....	91
5.1.3 Μονοαξονική (ή απλή) Κάμψη.....	91
5.1.4 Τέμνουσα.....	92
5.1.5 Κάμψη και διάτμηση.....	92
5.1.6 Κάμψη και αξονική δύναμη.....	93
5.1.7 Αντοχή των μελών σε λυγισμό/Μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη.....	94
5.1.7.1 Αντοχή σε λυγισμό.....	94
5.1.7.2 Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό.....	96
5.1.7.3 Λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.....	98
5.1.8 Αντοχή των μελών σε λυγισμό/Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη.....	98
5.1.8.1 Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού.....	98
5.1.9 Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.....	99
5.1.10 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη.....	102
5.2 Ικανοτικός έλεγχος.....	105
5.2.1 Κανόνες σχεδιασμού για πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8.....	105
5.2.2 Δοκοί και υποστυλώματα.....	106
5.3 Έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν.....	107
5.3.1 Κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι κατά Y.....	107
5.3.2 Ικανοτικός έλεγχος Κεφαλοδοκού.....	114
5.3.3 Ικανοτικός έλεγχος Υποστυλώματος.....	119
5.3.4 Έλεγχος επάρκειας διατομής UPN.....	126
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Έλεγχος επάρκειας διατομών και μελών από το SAP2000.....	146
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: Συμπεράσματα.....	174
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	176

Κεφάλαιο 1: Εισαγωγή- Περίληψη

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος επάρκειας μίας υφιστάμενης μεταλλικής κατασκευής μεγάλων διαστάσεων χρησιμοποιώντας ένα πρόγραμμα λογισμικού του εμπορίου για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα (SAP2000 version 14). Για τον υπολογισμό των φορτίων χρησιμοποιήθηκε ο Ευρωκώδικας 1 και 8 ενώ για τον έλεγχο επάρκειας της κατασκευής ο Ευρωκώδικας 3.

Στόχος είναι η κατανόηση της συμπεριφοράς και όλων των παραμέτρων που θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στη μελέτη μιας υφιστάμενης κατασκευής καθώς και η σύγκριση με τον αρχικό σχεδιασμό που είχε γίνει σύμφωνα με τους Γερμανικούς Κανονισμούς DIN για την εξαγωγή συμπερασμάτων. Ιδιαίτερη προσοχή θα δοθεί στην αλλαγή στον κανονισμό των ανεμοπιέσεων λόγω των σχετικά αυξημένων τιμών που εισάγει ο Ευρωκώδικας 1.

Έτσι λοιπόν το κτίριο που μελετήθηκε είναι ένα μεταλλικό υπόστεγο αεροσκαφών που βρίσκεται στο διεθνή αερολιμένα «Μακεδονία» της Θεσσαλονίκης και κατασκευάστηκε το 1992. Η κατασκευή χρησιμοποιείται για στάθμευση και συντήρηση αεροσκαφών για λογαριασμό της «Ολυμπιακής Αεροπλοΐας». 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.

Στα 7 κεφάλαια που απαρτίζουν την εργασία:

Στο παρόν *Κεφάλαιο 1* γίνεται μία εισαγωγή και δίνεται μία περίληψη των κεφαλαίων του βιβλίου αυτού.

Στο *Κεφάλαιο 2* γίνεται συνοπτική αναφορά στα πλεονεκτήματα μονώροφων κτιρίων από χάλυβα και στη συνέχεια αναλυτική παρουσίαση της γεωμετρίας του φορέα και αναφορά στα επιμέρους στοιχεία της κατασκευής.

Στο *Κεφάλαιο 3* 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 4* 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 δισδιάστατου μοντέλου στο στάδιο της προμελέτης και τελικά του τρισδιάστατου μοντέλου στο πρόγραμμα.

Στο *Κεφάλαιο 5* γίνεται έλεγχος επάρκειας διατομών και μελών και πιο συγκεκριμένα αρχικά αναφέρονται έλεγχοι του Ευρωκώδικα 3 που πρέπει να ικανοποιούνται και στη συνέχεια γίνεται διαστασιολόγηση και έλεγχος των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας έναντι σεισμικής καταπόνησης σύμφωνα με όσα αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 8 και διαμόρφωση της σύνδεσης στο ν κόμβο . Επιπλέον γίνεται ικανοτικός έλεγχος της κεφαλοδοκού που υπόκειται σε απλό λυγισμό καθώς και ικανοτικός έλεγχος του υποστυλώματος που υπόκειται σε συνδυασμένη ροπή και θλίψη. Τέλος, γίνεται έλεγχος επάρκειας των κατακόρυφων και διαγώνιων μελών 2UPN100 και 2UPN120 που μορφώνουν το δικτυωτό ζύγωμα των πλαισίων.

Στο *Κεφάλαιο 6* παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που δίνει το πρόγραμμα SAP για τον έλεγχο επάρκειας διατομών και μελών.

Τέλος, στο *Κεφάλαιο 7* δίνονται χρήσιμα συμπεράσματα που εξήχθησαν από την παρούσα μελέτη.

Κεφάλαιο 2: Περιγραφή του φορέα

2.1 Πλεονεκτήματα μονώροφων κτιρίων από χάλυβα

Τα μονώροφα κτίρια για βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές, εμπορικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν τα ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν, και στην Ελλάδα, παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα.

Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα κτίρια από χάλυβα είναι:

- α) Το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις,
- β) Η ταχύτητα κατασκευής. Με επαρκή συντονισμό, περιλαμβανομένης της φάσης των μελετών, είναι δυνατή η πραγματοποίηση της βιομηχανικής κατεργασίας των χαλύβδινων στοιχείων κατά τη φάση εκτέλεσης των εκσκαφών, της θεμελίωσης, της επίωσης και διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, ενώ η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, μπορεί να αρχίσει αμέσως μετά,
- γ) Το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του,
- δ) Η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη από κριση τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στην μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα,
- ε) η επισκευασιμότητά τους,
- ζ) Η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφόσον απαιτηθεί.

2.2 Περιγραφή του μεταλλικού στεγάστρου

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, μελετάται ένα μεταλλικό υπόστεγο αεροσκαφών που βρίσκεται στο διεθνή αερολιμένα «Μακεδονία» της Θεσσαλονίκης και κατασκευάστηκε το 1992 με τους τότε ισχύοντες Γερμανικούς κανονισμούς (DIN). Η κατασκευή χρησιμοποιείται για στάθμευση και συντήρηση αεροσκαφών για λογαριασμό της «Ολυμπιακής Αεροπλοΐας».

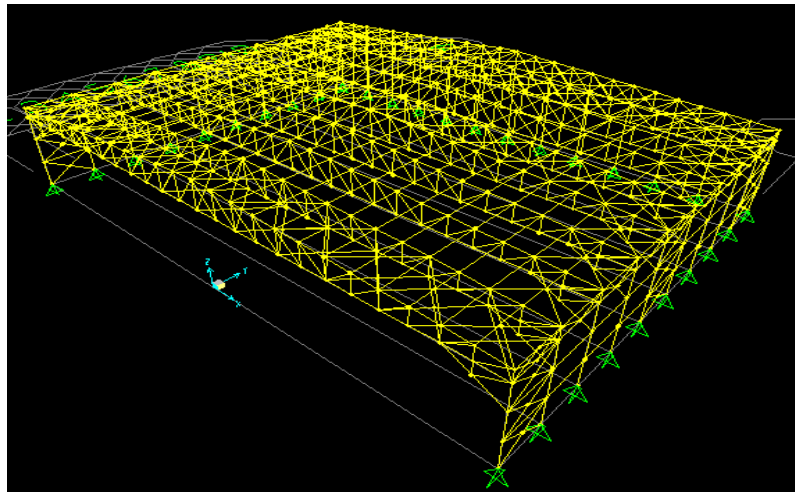
Το κτίριο διαθέτει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 63,600x48,600 m² και οι κύριοι φορείς του είναι δέκα πλαίσια με δικτυωτά ζυγώματα παράλληλα διατεταγμένα ανά 5,4 m. Το μέγιστο ύψος του κτιρίου είναι 15,10 m και η στέγη μπορεί να θεωρηθεί

οριζόντια αφού η κλίση της είναι ίση με $4,406^\circ$ δηλαδή μικρότερη από 5° ως προς το οριζόντιο επίπεδο.

Στην εγκάρσια διεύθυνση των κύριων φορέων/πλαισίων, υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας 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 (2,625 m) και ως κύριο σκοπό έχουν να μεταφέρουν τα φορτία από τα εδραζόμενα σε αυτές πανέλα επικάλυψης με ασφάλεια. Επιπλέον, έχουν τοποθετηθεί οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα δύο ακραία φατνώματα του κάτω πέλματος καθώς και οριζόντιες αμφιέριστες δοκοί ανά 5,25 m ώστε να εξασφαλιστεί πλευρικά το κάτω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος.

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. Εκτενέστερη αναφορά στα επιμέρους στοιχεία της κατασκευής γίνεται παρακάτω.

Σχ.2.1 Τελική μορφή υπόστεγου από το πρόγραμμα SAP2000



2.2.1 Κύριοι φορείς

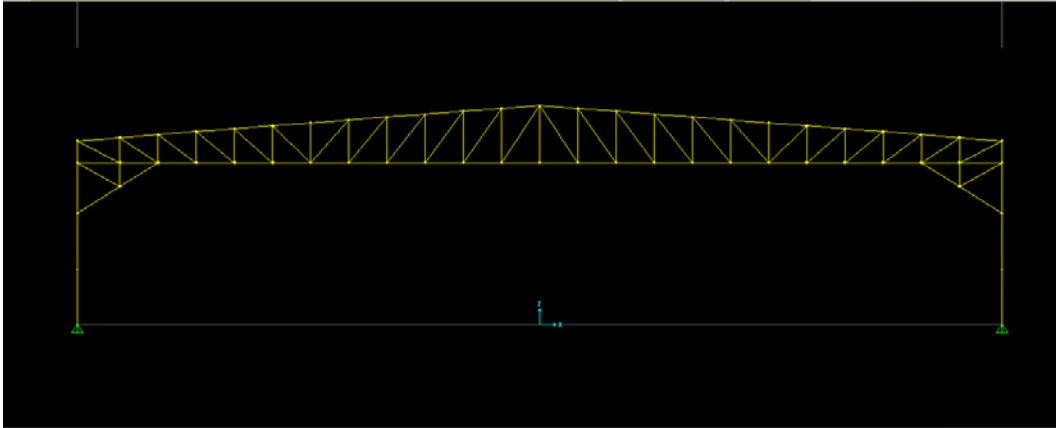
Οι κύριοι φορείς είναι πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (στην προκείμενη περίπτωση ανά 5,4 μέτρα) και έχουν την δυνατότητα παραλαβής μέσα στο επίπεδό τους κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογεφυρών). Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών (ή τουλάχιστον ορισμένοι εξ 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 (>30 m) (στην περίπτωση αυτή το άνοιγμα των πλαισίων ισούται με 63,6 m), όπου λόγω εξοικονόμησης βάρους επιτυγχάνεται οικονομικότερη λύση.

Σε περιπτώσεις δικτυωτών φορέων μεγάλου ανοίγματος (ενδεικτικά 50 έως 100 m) όπως στην συγκεκριμένη περίπτωση, είναι δυνατόν 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 όπου η σύνδεση των δύο U γίνεται με ζεύγη παρεμβλημάτων συγκολλημένων ανά αποστάσεις στα δύο πέλματα των U (στο μεταλλικό στέγαστρο που μελετάται τοποθετήθηκαν διατομές 2UPN100 και 2UPN120 για την μόρφωση του δικτυώματος του ζυγώματος). Η τέτοια τοποθέτηση της διατομής των πέλματων 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 HEA 320 ενώ για τα υποστυλώματα των πλαισίων διατομή HEB800. 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 οι επιπτώσεις στην ανωδομή δεν είναι σημαντικές.



Σχ.2.2 Τυπικό πλαίσιο κατασκευής

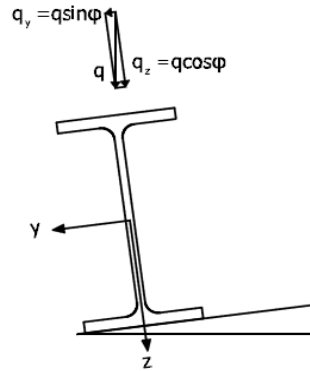
2.2.2 Τεγίδες

Οι τεγίδες είναι δοκοί που γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων και μεταφέρουν σε αυτούς τα φορτία τα οποία ασκούνται στην επιστέγαση, όπως το βάρος των φύλλων επικάλυψης, το φορτίο χιονιού, η ανεμοπίεση και τυχόν ωφέλιμο φορτίο. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατόν από τις τεγίδες (ή ορισμένες εξ αυτών) να αναρτώνται στοιχεία του μηχανολογικού εξοπλισμού του κτιρίου (π.χ. κανάλια κλιματισμού) ή ο σκελετός ψευδοροφής. Οι τεγίδες διατάσσονται, κατά κανόνα, ανά ίσες μεταξύ τους αποστάσεις (εδώ ανά 2,625 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 ΙΡΕ. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές διπλού ταυ (συνηθέστερα από τη σειρά ΗΕΑ). 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 ΗΕΒ.

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 ΗΕΑ140.



Σχ.2.3 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.

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 5,4 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.

2.2.3 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 παρόμοιο με των τεγίδων και πολλές φορές έχουν την ίδια με αυτές διατομή. Διαμορφώνονται δε συνήθως ως αμφιέριστες, για τα οριζόντια φορτία, στοιχεία.

Στο στατικό προσομοίωμα στο SAP2000 δεν κρίθηκε σκόπιμο να συμπεριληφθούν οι μηκίδες αλλά έχει ληφθεί υπόψη κατά τη διαστασιολόγηση η συμμετοχή τους στην πλευρική εξασφάλιση των υποστυλωμάτων μέσω της μείωσης του μήκους λυγισμού τους.

2.2.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή κοινώς αντιανέμοι σύνδεσμοι), διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων, παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. Η δυσκαμψία του φατώματος, στο επίπεδό του, επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων, οι οποίες σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες στις περισσότερες περιπτώσεις) διαμορφώνουν δικτυωτούς φορείς. 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:

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

β) η μεταφορά στα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων που ασκούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων,

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

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

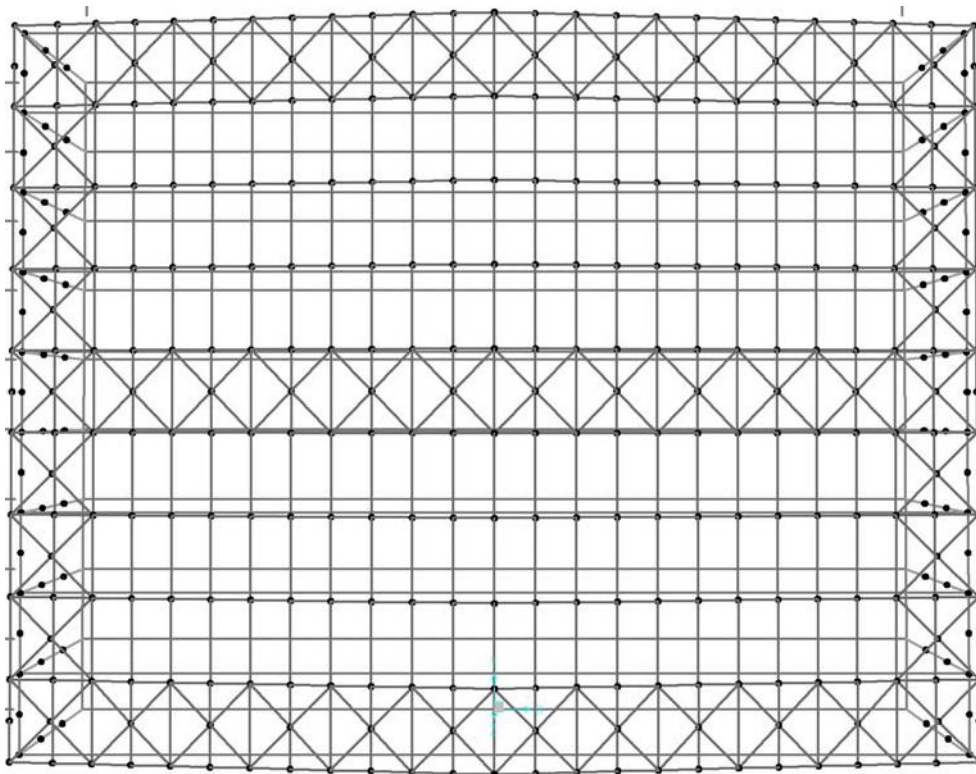
Συνήθως, διαγώνιες ράβδοι τοποθετούνται ανά δεύτερη τεγίδα. Το διαμορφούμενο δικτύωμα δυσκαμψίας έχει επομένως ως πέλματα τα ζυγώματα των εκατέρωθεν κύριων πλαισίων, ως ορθοστάτες ορισμένες από τις τεγίδες και ως διαγώνιες τις πρόσθετα τοποθετούμενες ράβδους. Ο κεντρικός ορθοστάτης (θέση κορυφιά) αποτελείται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

Κατά την εφαρμογή των οριζοντίων δυνάμεων (άνεμου, σεισμού) επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη εκ των δύο διαγωνίων κάθε φατνώματος. Είναι φανερό ότι ανάλογα με τη φορά των οριζοντίων δυνάμεων εφελκόμενη 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 διαγωνίες ράβδους. Η διαστασιολόγηση μπορεί επομένως να γίνεται με βάση τις διαγωνίες των ακραίων φατνωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες.

Όπως συμβαίνει και στην περίπτωση του μεταλλικού υπόστεγου συντήρησης αεροσκαφών που μελετάται, οριζόντιοι σύνδεσμοι τοποθετούνται στα ακραία φατνώματα. Δεδομένου του μεγάλου μήκους του υπόστεγου (63,600 m), οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας έχουν τοποθετεί και στο μεσαίο φάτνωμα για λόγους ομοιόμορφης κατανομής της έντασης.

Σχ.2.4 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης



2.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στην περίπτωση που τα οριζόντια φορτία (άνεμος, σεισμός) δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση των κύριων φορέων, η παραλαβή από τα ορθόγωνα 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 ή κεφαλοδοκός, συμπληρώνονται δε με πρόσθετα διαγώνια και ενδεχομένως πρόσθετα οριζόντια στοιχεία. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας συνιστάται να τοποθετούνται στα ίδια φανώματα 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:

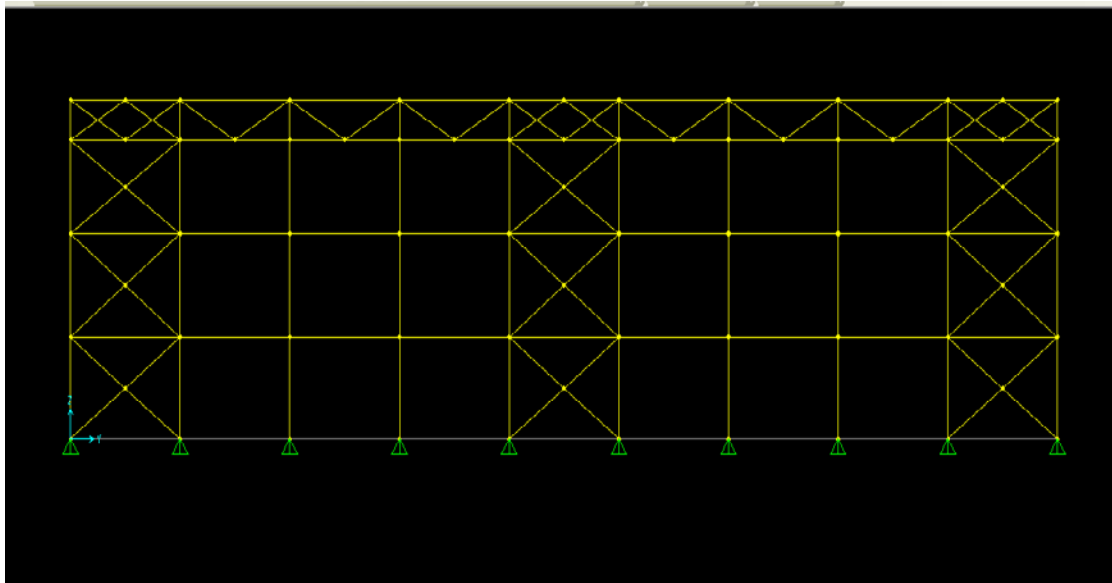
α) παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά την εγκάρσια διεύθυνση των κύριων φορέων και μεταφορά τους στην θεμελίωση,

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

γ) παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της ανέγερσής της.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας διακρίνονται σε εκείνους στους οποίους όλες οι ράβδοι συμβάλλουν στους κόμβους χωρίς εκκεντρότητα και σε εκείνους στους οποίους η διαγώνιος τοποθετείται εκκεντρα. Στους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα που έχουν επιλεγεί στην περίπτωση του εξεταζόμενου υπόστεγου, όλες οι ράβδοι καταπονούνται μόνο από αξονικές δυνάμεις. Επιτρέπεται να θεωρείται ότι ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη εκ των δύο διαγωνίων κάθε φανώματος και η διαστασιολόγηση να γίνει με βάση τις εφελκόμενες ράβδους.

Σχ.2.5 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατασκευής και κεφαλοδοκοί



2.2.6 Κεφαλοδοκός

Η κεφαλοδοκός είναι οριζόντιο γραμμικό στοιχείο, που συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κινοστοιχίας 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 περισσότερων 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, κατά τη φάση αυτή, ενός νέου τοποθετούμενου υποστυλώματος με το προηγούμενο του μέσω της κεφαλοδοκού, καθοδηγεί στην τήρηση της ακριβούς θέσης του οριζοντιογραφικά και υψομετρικά.

Στο εξεταζόμενο υπόστεγο, έχουν επιλεγεί κεφαλοδοκοί κοίλης τετραγωνικής διατομής.

2.2.7 Μετωπικά υποστυλώματα

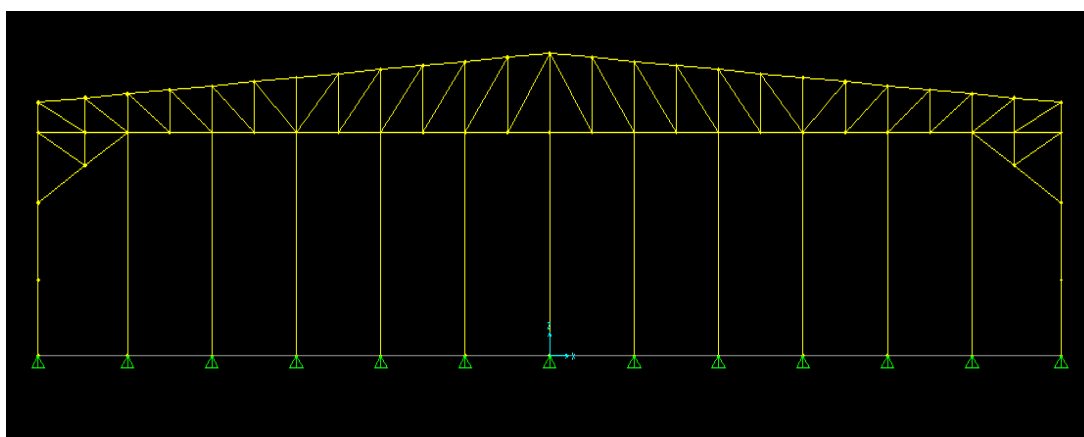
Για να καλυφθούν τα μέτωπα του κτιρίου, που αντιστοιχούν στα δύο ακραία κύρια πλαίσια (πρώτο και τελευταίο) του κτιρίου, τοποθετούνται ανά αποστάσεις μετωπικά υποστυλώματα τα οποία εδράζονται σε θεμέλια ενώ άνω στηρίζονται στα ακραία πλαίσια. Κύρια φόρτιση για τα μετωπικά πλαίσια είναι η ανεμοπίεση, 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.

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 (με την υπόθεση σταθερής τιμής της ανεμοπίεσης καθ' ύψος του στύλου), μέσω της στήριξης στον κύριο φορέα, στο οριζόντιο αντιανέμιο σύστημα, άμεσα μεν αν το σύστημα αυτό έχει τοποθετηθεί στο ακραίο φάτνωμα, έμμεσα δε μέσω των τεγίδων, εάν έχει τοποθετηθεί σε εσωτερικό φάτνωμα.

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, μετωπικοί στύλοι έχουν τοποθετηθεί ανά 5,250 m στο πίσω μόνο μέτωπο του υπόστεγου και όχι στο πρόσθιο, για να μην εμποδίζεται η είσοδος και ελεύθερη διέλευση των αεροσκαφών. Παρακάτω φαίνεται η όψη του μετώπου με τους μετωπικούς στύλους.

Σχ.2.6 Όψη μετώπου με μετωπικούς στύλους

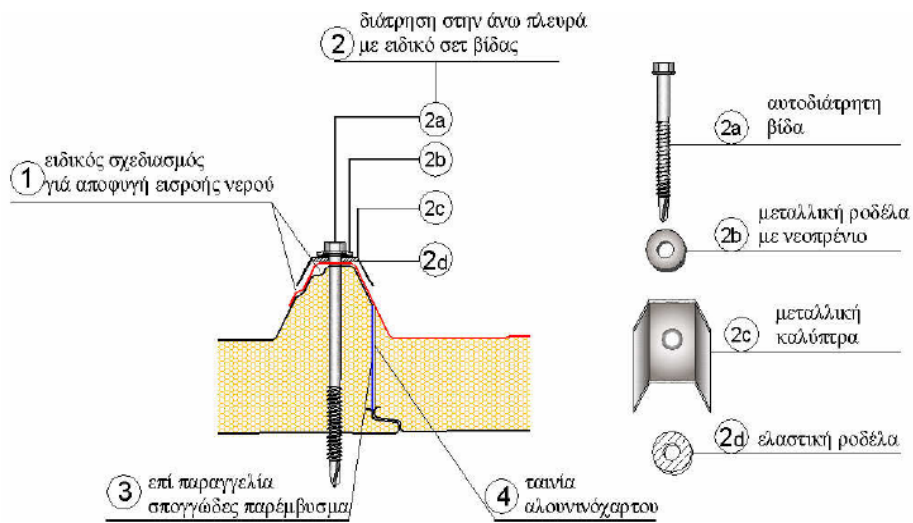


2.2.8 Φύλλα επικάλυψης

Τα φύλλα με τα οποία επικαλύπτεται και επενδύεται πλευρικά ο φέρων οργανισμός ή τα ισοδύναμα συστήματα που μπορεί εναλλακτικά να εφαρμόζονται για την επικάλυψη και την πλευρική επένδυση πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και να έχουν επίσης επαρκώς αγκυρωθεί επί των στοιχείων επί των οποίων στηρίζονται ώστε να μπορούν να μεταφέρουν σε αυτά (τεγίδες για τα φύλλα επικάλυψης και μηκίδες για τα φύλλα πλευρικής επένδυσης) τις πιέσεις και υποπίεσεις που εξασκούν ο άνεμος ή άλλα φορτία. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού της κατασκευής προς το οποίο μεταφέρουν φορτία. Υπό ειδικές προϋποθέσεις μπορεί να θεωρηθεί ότι το υλικό επικάλυψης, κατάλληλα και επαρκώς αγκυρωμένο επί του μεταλλικού σκελετού, αποτελεί διάφραγμα ικανό να μεταφέρει οριζόντια φορτία μέσα στο επίπεδό του.

Ως υλικό επικάλυψης χρησιμοποιήθηκαν τραπεζοειδή panels τύπου TRS της εταιρείας ISOBAU HELLAS που αποτελούν ιδανική επιλογή για επικάλυψη κεκλιμένων στεγών. Ο πυρήνας του πάνελ τύπου TRS αποτελείται από οικολογικό, σκληρό αφρό πολουρεθάνης, και οι επιφάνειες του από γαλβανισμένα και έγχρωμα χαλυβδόφυλλα. Τα συγκεκριμένα panels τύπου TRS6 προσθέτουν στον φέροντα οργανισμό μέσω των τεγίδων μόνιμο φορτίο της τάξης του $0,114\text{kN/m}^2$.

Σχ.2.7 Σύνδεση φύλλων επικάλυψης με τεγίδα



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

3.1 Δράσεις επί της κατασκευής

Κάθε φορέας θα πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και με οικονομικό τρόπο να είναι σε θέση να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις από το περιβάλλον που είναι πιθανό να εμφανιστούν σε όλη τη διάρκεια της ζωής του και να τις μεταφέρει στην συνέχεια στο έδαφος με την απαιτούμενη ασφάλεια.

Όσον αφορά την παρούσα κατασκευή, τα φορτία που ασκούνται είναι τα εξής;

- **Μόνιμα Φορτία:**
 - Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων
 - Ίδιο βάρος επικάλυψης
 - Φορτία λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων
- **Κινητά Φορτία:**
 - Φορτία χιονιού
 - Φορτία ανέμου
- **Σεισμικές δράσεις**

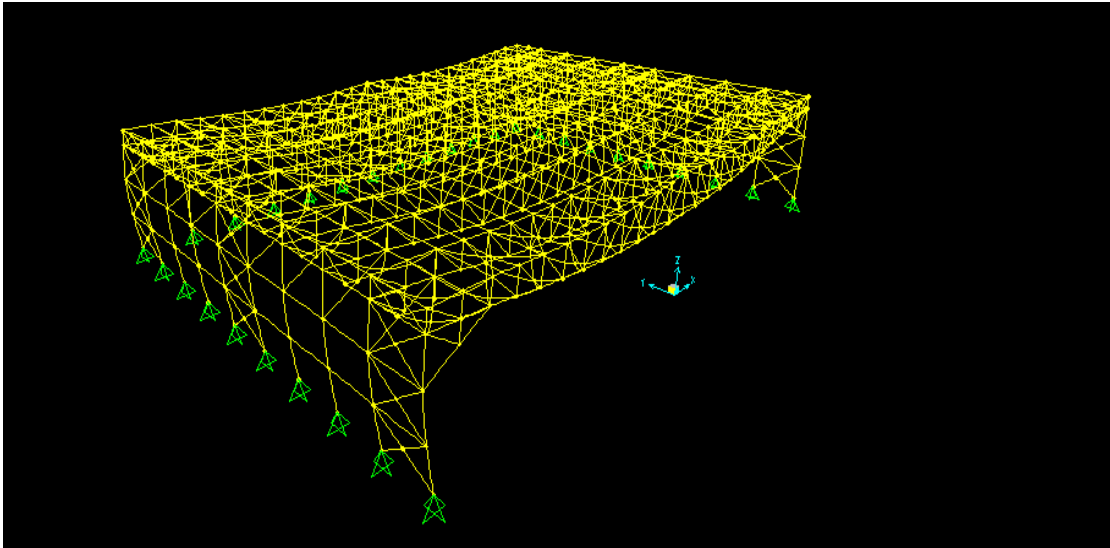
3.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται δηλαδή στην κατηγορία αυτή των δράσεων 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).

3.2.1 Ίδιο βάρος μεταλλικού Φορέα

Στην παρούσα μελέτη, ο υπολογισμός και η ομοιόμορφη κατανομή των ιδίων βαρών των στοιχείων γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα SAP2000- το οποίο διαθέτει βιβλιοθήκη πρότυπων διατομών- έχοντας εισάγει τα εξής δεδομένα:

- Ποιότητα Χάλυβα S355
- Μέτρο Ελαστικότητας $E=210.000.000$ MPa
- Λόγος Poisson $\nu=0,3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha=12 \times 10^{-6}$
- Πυκνότητα $\rho=7850$ kg/m³



Σχ.3.1 Παραμορφώσεις λόγω ίδιου βάρους

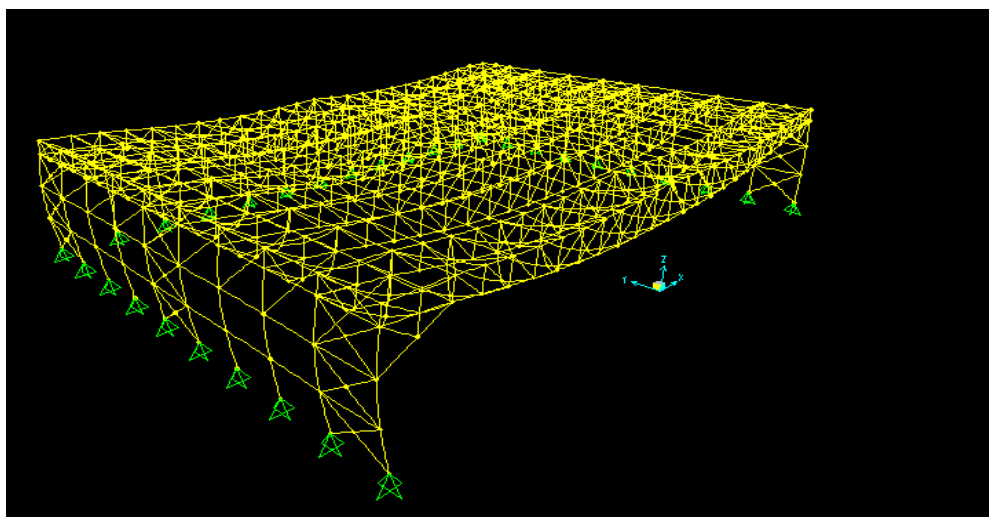
3.2.2 Ίδιο βάρος επικάλυψης-Φορτία λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων

Ως υλικό επικάλυψης χρησιμοποιήθηκαν τραπεζοειδή panels τύπου TRS6 της εταιρείας ISOBAU HELLAS με πυρήνα που αποτελείται από οικολογικό, σκληρό αφρό πολυουρεθάνης και επιφάνειες από γαλβανισμένα και έγχρωμα χαλυβδόφυλλα. Τα συγκεκριμένα panels προσθέτουν στον φέροντα οργανισμό μέσω των τεγίδων μόνιμο φορτίο της τάξης του $0,114\text{kN/m}^2$.

Προβλέπεται επίσης ομοιόμορφο γραμμικό φορτίο $0,20\text{ kN/m}^2$ λόγω βάρους των μηχανολογικών εγκαταστάσεων (εξαερισμός, φωτισμός κ.τ.λ)

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 φορτιστικές επιφάνειες.

- Αντιπροσωπευτική φορτιστική επιφάνεια τεγίδας: $5,40 \times 2,63 = 14,20\text{m}^2$
- Ολικό φορτίο λόγω φύλλων επικάλυψης που αναλαμβάνει κάθε τεγίδα:
 $14,20\text{ m}^2 \times 0,114\text{kN/m}^2 = 1,62\text{ kN}$
- Ολικό φορτίο λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων που αναλαμβάνει κάθε τεγίδα:
 $14,20\text{m}^2 \times 0,20\text{ kN/m}^2 = 2,84\text{ kN}$
- Μήκος αμφιέριστης τεγίδας: $5,40\text{ m}$
- Οπότε το ομοιόμορφο φορτίο επί των τεγίδων είναι:
 - λόγω των φύλλων επικάλυψης: $1,62\text{ kN} / 5,40\text{m} = 0,30\text{ kN/m}$
 - λόγω των μηχανολογικών εγκαταστάσεων: $2,84\text{ kN} / 5,40\text{m} = 0,53\text{ kN/m}$



Σχ.3.2 Παραμορφώσεις λόγω επικάλυψης

3.3 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, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) 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 (δυσμενείς φορτίσεις) 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 προκειμένη περίπτωση, η οροφή της κατασκευής ανήκει στην κατηγορία Η (βλ. πίνακες 3.1 και 3.2) 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, $0,5 \text{ kN/m}^2$. Έχει γίνει όμως η παραδοχή ότι το φορτίο χιονιού, που υπολογίζεται παρακάτω ίσο με $0,64 \text{ kN/m}^2$, υπερκαλύπτει το προτεινόμενο επιβαλλόμενο φορτίο οροφής οπότε δεν κρίθηκε απαραίτητο να ληφθούν υπόψη οι επιβαλλόμενες δράσεις στο μοντέλο της κατασκευής στο SAP2000.

Πιν.3.1 Κατηγορίες οροφών	
Κατηγορία	Ειδική χρήση
H	Οροφές προσιτές μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές.
I	Οροφές προσιτές για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D.
K	Οροφές προσιτές για ειδικές υπηρεσίες, όπως για προσγείωση ελικοπτέρων.

Πιν.3.2 Επιβαλλόμενα φορτία οροφών		
Οροφές	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	0,0 έως 1,0 (0,5)	0,9 έως 1,5 (1,0)
Στις παρενθέσεις περιέχονται οι προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος.		

3.4 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού ανήκει στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί στην στέγη κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Στην συγκεκριμένη μελέτη, δεδομένου ότι το υπόστεγο βρίσκεται σε τοποθεσία με υψόμετρο 0,150 m δηλαδή μικρότερο από 1500 m, θα εφαρμοστούν οι οδηγίες του Μέρους 1-3 του EN1991 (Ευρωκώδικας 1) για τον υπολογισμό των φορτίων χιονιού. Θεωρείται, επιπλέον, ότι στην περιοχή επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων). Επομένως, θα εφαρμοστεί ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Το φορτίο χιονιού s σε μία στέγη θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης, προσδιορίζεται δε 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 άλλες συνθήκες είναι:

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

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

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 ($s_{k,0}=0,4 \text{ kN/m}^2$) : Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.

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

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

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

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

όπου

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

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

ΣΗΜΕΙΩΣΗ

Είναι σκόπιμο, οι τιμές αυτές, οι οποίες είναι οι ελάχιστες που πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά τον σχεδιασμό, να επαληθεύονται από τον μελετητή με ερώτηση στις επιτόπου αρμόδιες αρχές (δημόσιες υπηρεσίες, μετεωρολογική υπηρεσία, αστυνομία κλπ.), προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές τοπικές ιδιαιτερότητες, και να γίνει η ανάλογη αύξησή τους, ώστε να αντιστοιχούν κατά το δυνατόν στις πραγματικές.

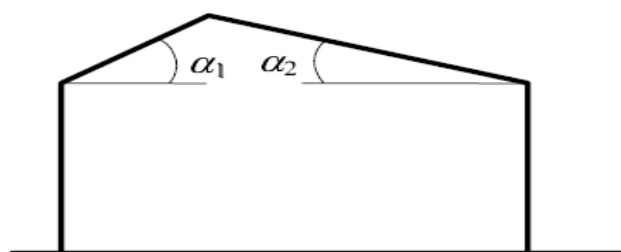
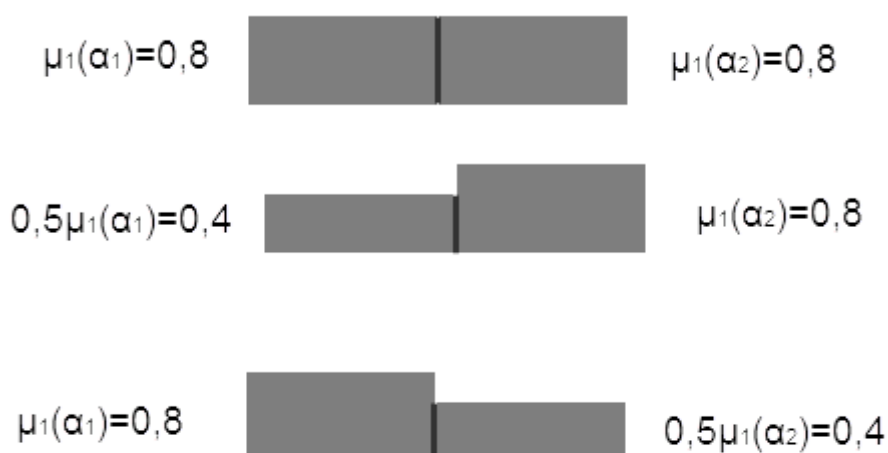
3.4.1 Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

Για τον προσδιορισμό του αντίστοιχου συντελεστή μορφής, λαμβάνονται υπόψη δύο μορφές κατανομής φορτίου:

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

Στην προκειμένη περίπτωση, πρόκειται για δικλινείς ισοκλινείς στέγες. Ο συντελεστής μορφής μ_1 δίνεται από τον παρακάτω Πίνακα 3.3 για τις διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πιν.3.3 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού			
Κλίση στέγης α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8+0,8 \cdot \alpha/30$	1,6	-



Σχ.3.3 Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

3.4.2 Υπολογισμός φορτίου χιονιού υπόστεγου

Η μελέτη αφορά υπόστεγο συντήρησης αεροσκαφών του οποίου η στέγη είναι ισοκλινής δικλινής και βρίσκεται στο αεροδρόμιο “Μακεδονία” Θεσσαλονίκης στον Δήμο Θέρμης. Η κλίση της στέγης είναι $\alpha_1=\alpha_2=4,41^\circ$.

Η κατασκευή λοιπόν ανήκει στην προαναφερθείσα Ζώνη χιονιού III με χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας $s_{k,0}$ ίση με $0,8 \text{ kN/m}^2$ και υψόμετρο τοποθεσίας A από τη στάθμη της θάλασσας $0,150 \text{ m}$.

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους είναι δηλαδή:

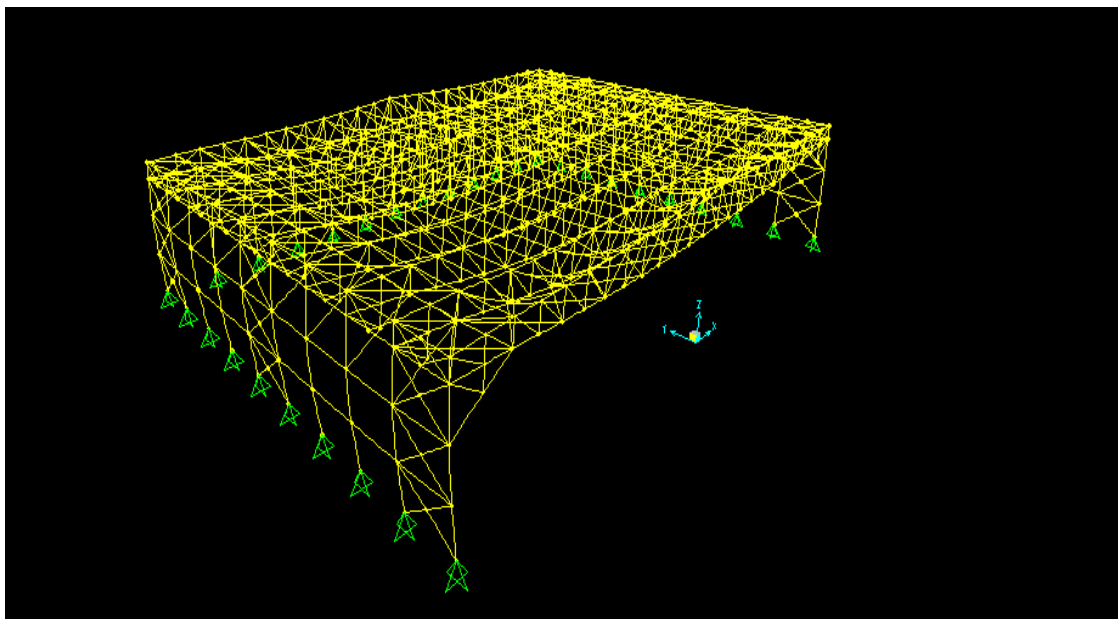
$$s_k = s_{k,0} \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) = 0,8 \cdot \left(1 + \left(\frac{0,150}{917} \right)^2 \right) = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

Από πίνακα 3.3 για $\alpha_1=\alpha_2=4,41^\circ$ 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.

Άρα, τελικά το φορτίο χιονιού επί της στέγης ισούται:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 = 0,64 \text{ kN/m}^2$$



Σχ.3.4 Παραμορφώσεις λόγω χιονιού

3.5 Φορτία ανέμου

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

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

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

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

- Η γεωμετρική θέση της κατασκευής.
- Η φυσική θέση της κατασκευής.
- Η τοπογραφία.
- Οι διαστάσεις των κτιρίων.
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου.
- Το σχήμα της κατασκευής.
- Η κλίση της στέγης.
- Η διεύθυνση του ανέμου.

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

Μάλιστα, στο Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1991-1-4 (Δράσεις ανέμου), προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις (κάθετες ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.

3.5.1 Εξωτερική πίεση w_e

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

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

όπου:

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης.

3.5.2 Εσωτερική πίεση w_i

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

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

όπου:

$q_p(z_i)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_i είναι το ύψος αναφοράς για την εσωτερική πίεση

c_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης.

3.5.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

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

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

όπου:

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

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

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

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

q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

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

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

Στην σχέση αυτή είναι:

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

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

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

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

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

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

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

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

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

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

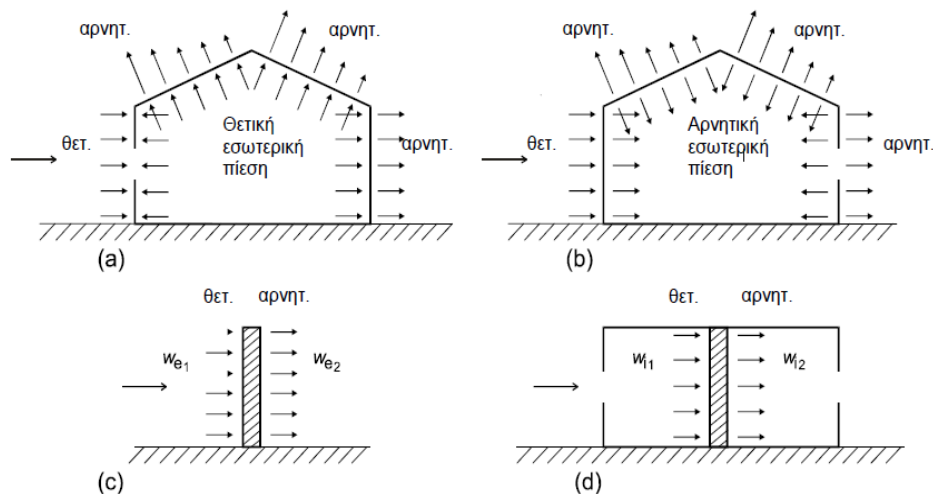
$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min}$$

όπου:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)

3.5.4 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.



Σχ.3.5 Πίεση επί των επιφανειών

3.5.5 Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

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

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

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

όπου:

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

Στις σχέσεις αυτές:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m (βλ. Πίνακα 3.4)

$z_{0,II} = 0,05m$ (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 3.4)

z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 3.4

z_{\max} λαμβάνεται ίσο προς 200m

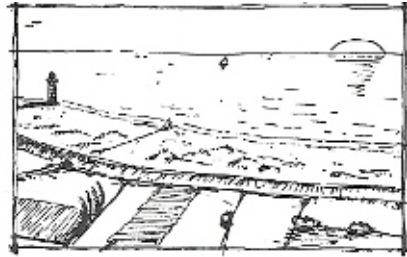
Ο παρακάτω πίνακας 3.4 δίνει τις προτεινόμενες τιμές για τα z_0 και z_{\min} για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Πίνακας 3.4 — Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

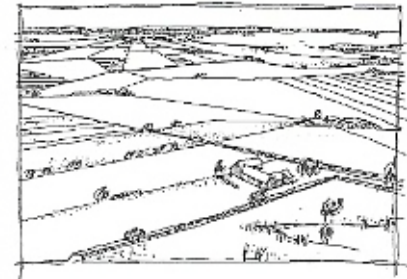
Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{\min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το 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 Σχήμα 3.2		

Κατηγορία εδάφους 0

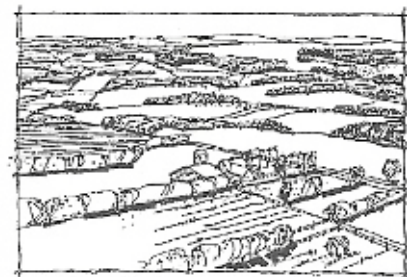
Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας

**Κατηγορία εδάφους I**

Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια

**Κατηγορία εδάφους II**

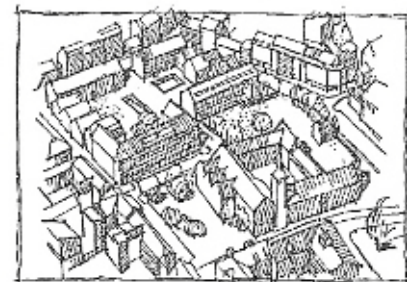
Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων

**Κατηγορία εδάφους III**

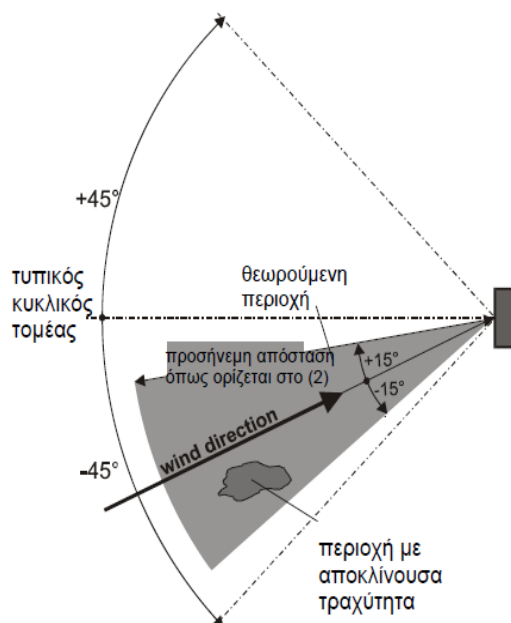
Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)

**Κατηγορία εδάφους IV**

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m



Σχ.3.6 Απεικονίσεις της τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους



Σχ.3.7 Εκτίμηση της τραχύτητας εδάφους

3.5.6 Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

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

Ο δυναμικός συντελεστής εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (κατασκευή από σκυρόδεμα ή χάλυβα) και από το ύψος και το πλάτος της, μπορεί δε να εκτιμηθεί είτε με τη βοήθεια διαγραμμάτων ή, εφόσον είναι μεγαλύτερος από 1,10, με λεπτομερή διαδικασία που περιγράφεται στο Μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1.

Στην κατασκευή που εξετάζεται στα πλαίσια της διπλωματικής αυτής όπου το ύψος του κτιρίου είναι μικρότερο από 15m η τιμή του $c_s c_d$ μπορεί να λαμβάνεται ίση με 1.

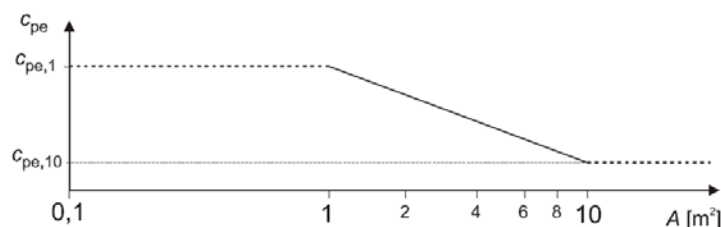
3.5.7 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A και δίνονται παρακάτω για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, για 1 m^2 και για 10 m^2 .

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

Στο Σχ.3.5 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας. Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό:

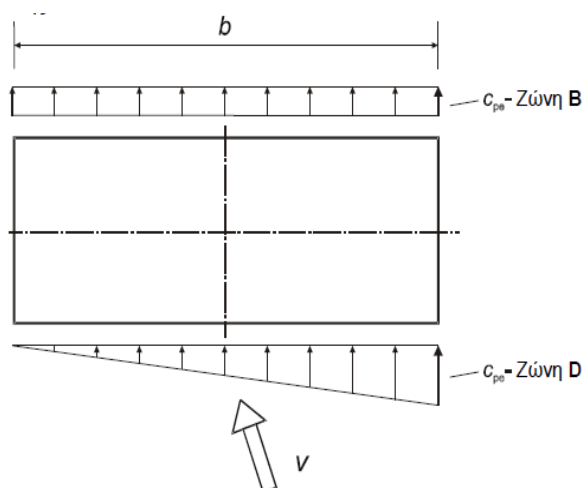
για $A \leq 1m^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe.1}$
για $1m^2 \leq A \leq 10m^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe.1} + (c_{pe.10} - c_{pe.1}) \log_{10} A$
για $A \geq 10m^2$ είναι $c_{pe} = c_{pe.10}$



Σχ.3.8 Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικές πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A

Εάν κάποιες στιγμιαίες διακυμάνσεις του ανέμου σε επιφάνειες μπορούν να οδηγήσουν σε σημαντική ασυμμετρία της φόρτισης και η μορφή της κατασκευής ενδέχεται να είναι ευαίσθητη σε μια τέτοια φόρτιση (π.χ. στρέψη σε τυπικά συμμετρικά κτίρια με πυρήνα), θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επίδρασή τους.

Για ορθογωνικές κατασκευές οι οποίες είναι ευαίσθητες σε στρεπτικές επιδράσεις, θα εφαρμόζεται η κατανομή πιέσεων που δίνεται στο Σχ.3.6, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι στρεπτικές επιδράσεις λόγω ανέμου υπό γωνία ή λόγω έλλειψης συσχέτισης μεταξύ δυνάμεων ανέμου που δρουν σε διαφορετικές θέσεις της κατασκευής.



Σχ.3.9 Κατανομή πιέσεων για να ληφθούν υπόψη στρεπτικές επιδράσεις

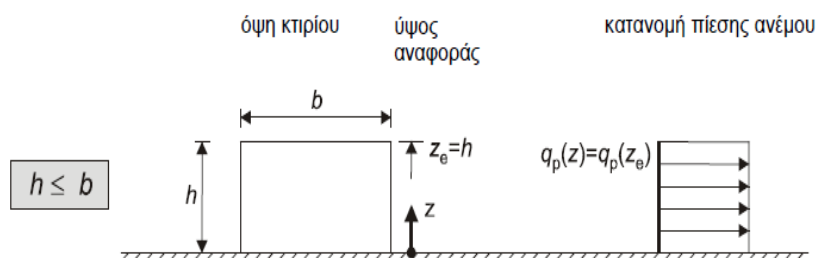
Για άλλες περιπτώσεις θα γίνεται πρόβλεψη για ασυμμετρία φόρτισης μέσω πλήρους αφαίρεσης της δράσης του ανέμου από εκείνα τα μέρη της κατασκευής, όπου η δράση του θα προκαλέσει ευνοϊκή επίδραση.

Εάν η ύπαρξη πάγου ή χιονιού μεταβάλλουν τη γεωμετρία της κατασκευής, έτσι ώστε να αλλάζει την επιφάνεια αναφοράς ή το σχήμα, αυτό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

3.5.8 Κατακόρυφοι τοίχοι κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

Στο παρακάτω Σχ.3.9 φαίνεται ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς z_e για τους προσήνεμους τοίχο ψ , ανάλογα με τη σχέση μεταξύ του ύψους h και του πλάτους b του κτιρίου.

Δεδομένου ότι $h=15,100 \text{ m} < b=63,600 \text{ m}$ ή $48,600\text{m}$ (b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο και άρα μεταβάλλεται ανάλογα με την διεύθυνση του ανέμου($0^\circ, 90^\circ$)) προκύπτει ότι $z_e=h$.



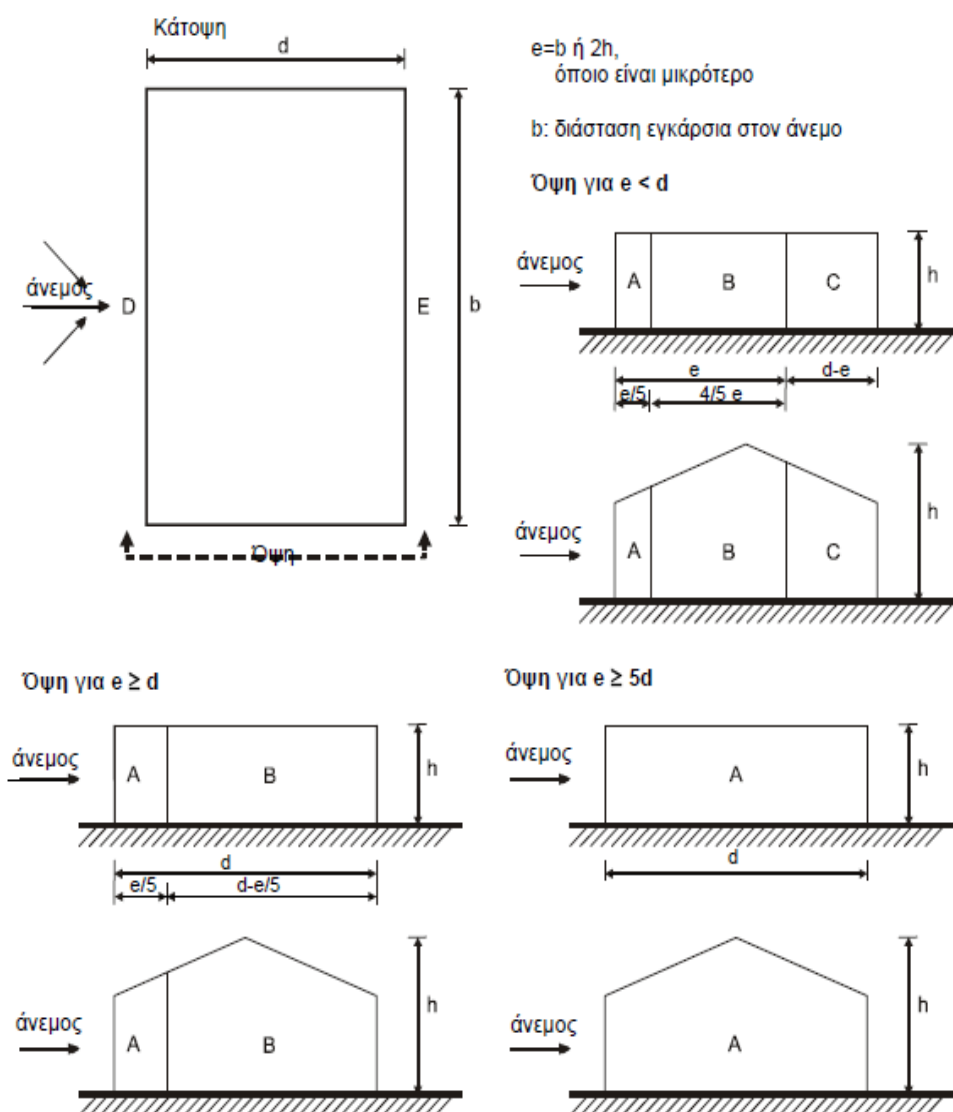
Σχ.3.10 Ύψος αναφοράς z_e συναρτήσσει των h και b και κατανομή πιέσεων

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

Στον Πίνακα 3.5 δίνονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$, οι οποίοι αντιστοιχούν στους κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων, σύμφωνα με τον συμβολισμό του Σχ.3.10.

Πίνακας 3.5 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

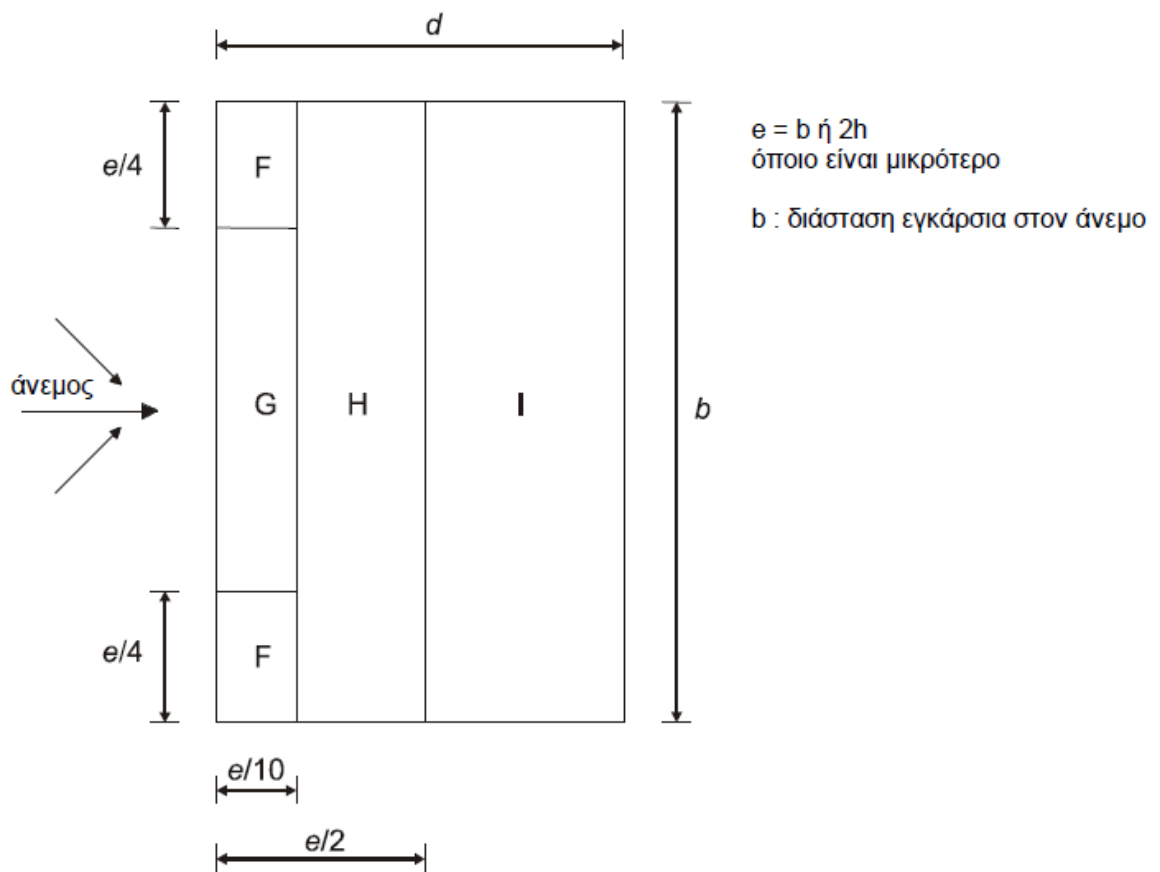
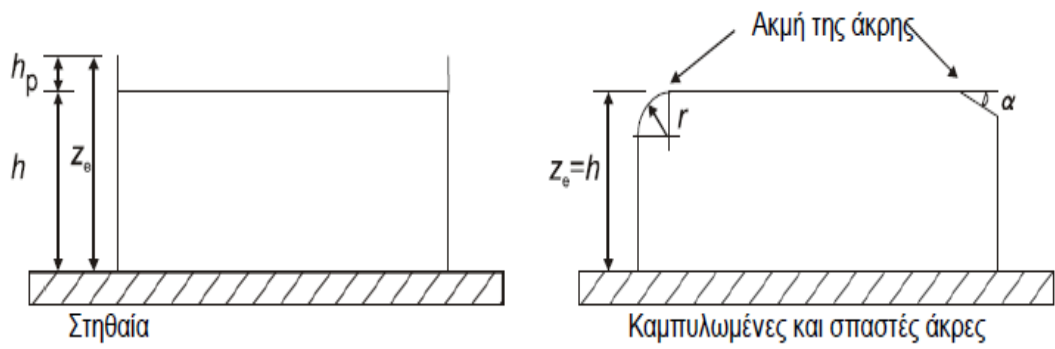
Ζώνη	A		B		C		D		E
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1	-0,7
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,8	1	-0,5
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		0,7	1	-0,3
Για ενδιάμεσες τιμές του h/d θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή									



Σχ.3.11 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

3.5.9 Οριζόντιες στέγες

Οριζόντιες θεωρούνται οι στέγες με κλίση μέχρι $\pm 5^\circ$ ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Επομένως η στέγη μπορεί να θεωρηθεί οριζόντια δεδομένης της κλίσης της ($4,406^\circ$ δηλαδή μικρότερη από 5° σε σχέση με το οριζόντιο επίπεδο). Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε αυτήν την περίπτωση δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 3.6. Για στέγες μεγάλης επιφάνειας, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις τριβής. Το Σχ.3.11 δείχνει τις ζώνες στις οποίες θα πρέπει να διαιρείται η στέγη.



Σχ.3.12 Συμβολισμοί 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	-0,7	-1,2	±0,2	
με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	±0,2	
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	±0,2	
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	±0,2	
καμπύλα άκρα	$r/h=0,05$	-1	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		±0,2	
	$r/h=0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		±0,2	
	$r/h=0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		±0,2	
κεκλιμένα άκρα	$\alpha=30^\circ$	-1	-1,5	-1	-1,5	-0,3		±0,2	
	$\alpha=45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		±0,2	
	$\alpha=60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		±0,2	

Πίνακας 3.6 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για στέγες

3.5.10 Εσωτερική πίεση

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 c_{pi} 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.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση του μελετώμενου υπόστεγου, έχει γίνει η θεώρηση ότι τα ανοίγματα στην καθοριστική πλευρά έχουν επιφάνεια τουλάχιστον τριπλάσια 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:

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

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 z_e για τις εξωτερικές πιέσεις, στις πλευρές που συνεισφέρουν με τα ανοίγματά τους στη δημιουργία της εσωτερικής πίεσης.

3.5.11 Φορτία ανέμου για το μελετώμενο υπόστεγο

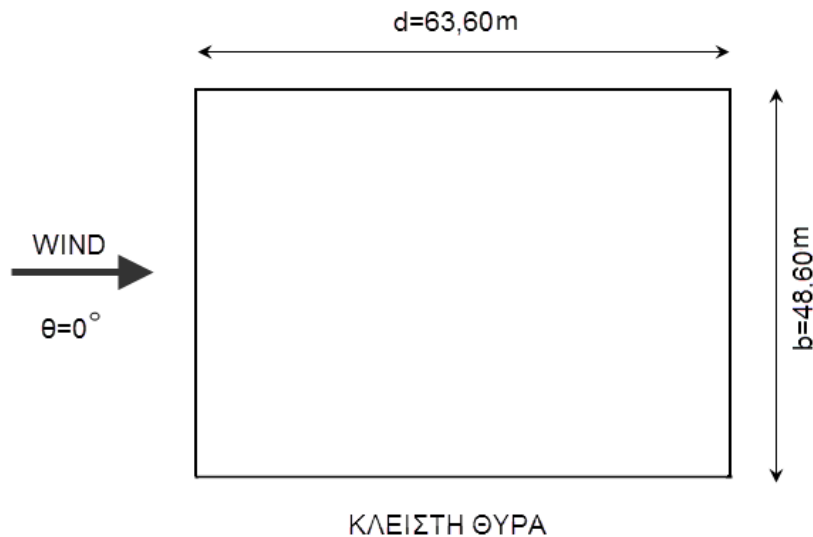
Θεωρήθηκε Κατηγορία εδάφους II (περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων). Επομένως, από Πίνακα 3.4, προκύπτει $z_0=0,05$ m και $z_{\min}=2$ m.

Όπως αναφέρεται και 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.

Ακόμη, έχει γίνει η θεώρηση ότι $A \geq 10m^2$, επομένως είναι $c_{pe} = c_{pe.10}$

3.5.11.1 Κλειστές θύρες υπόστεγου

I) Διεύθυνση ανέμου 0°



$$h=15,100\text{m}$$

$$b=48,600\text{m}$$

$$d=63,600\text{m}$$

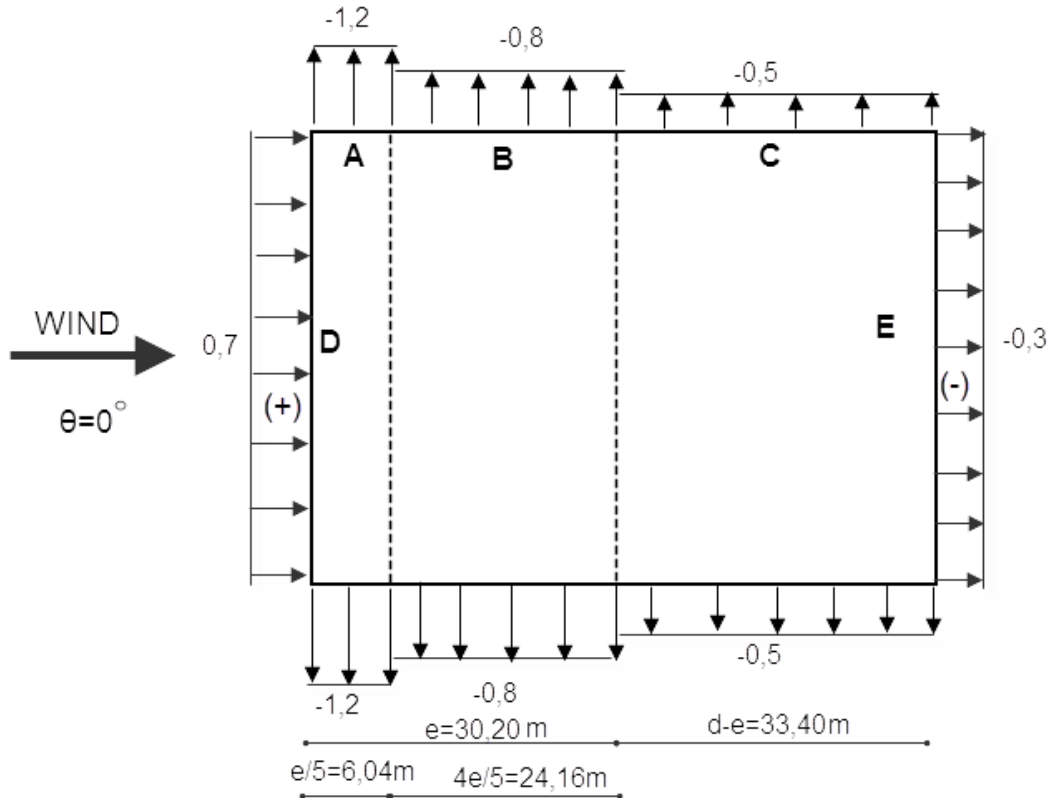
Επειδή $h = 15,100\text{m} < b = 48,600\text{m}$ (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e=h=15,100\text{m}$.

$$\frac{h}{d} = \frac{15,100}{63,600} = 0,24 < 0,25$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(48,600, 30,200) = 30,200\text{m} < d$$

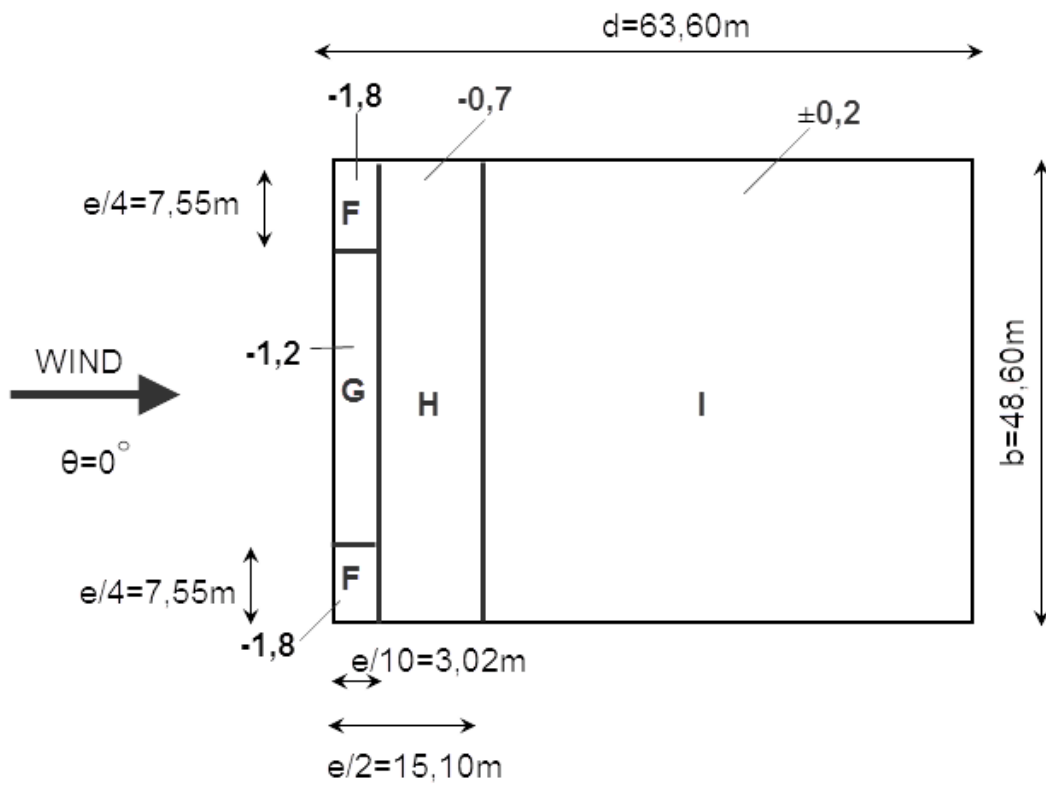
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους για $h < b$ είναι λοιπόν:

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

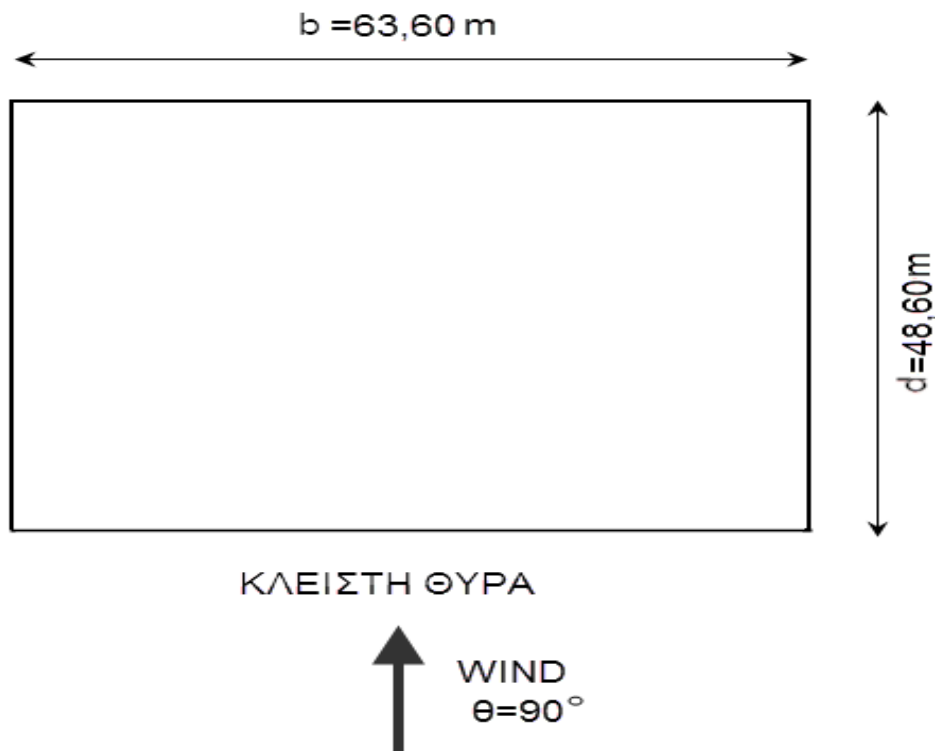


Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για την οριζόντια στέγη από τον Πίνακα 3.6 για αιχμηρά άκρα και για $h/d < 0,25$ είναι:

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	$\pm 0,2$



II) Διεύθυνση ανέμου 90°



$$h=15,100\text{m}$$

$$b=63,600\text{m}$$

$$d=48,600\text{m}$$

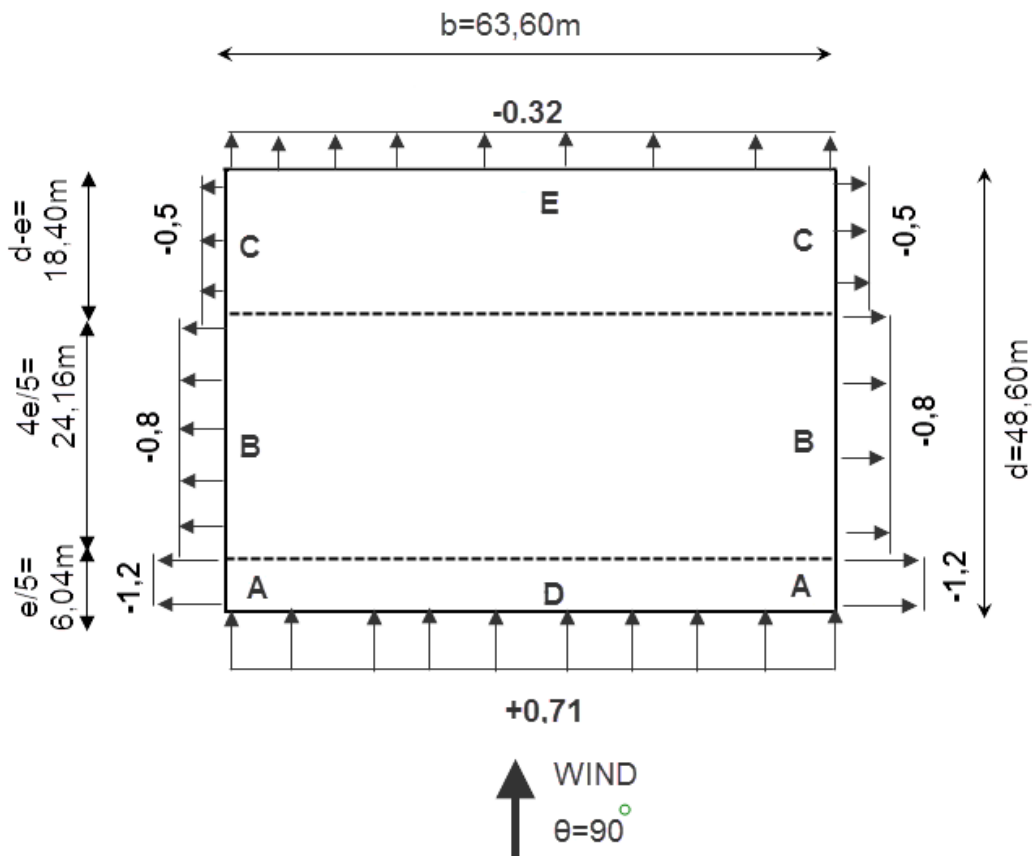
$$h=15,100\text{m} < b=63,600\text{m} \text{ άρα ύψος αναφοράς } z_e=h=15,100\text{m.}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(63,600, 30,200)=30,200\text{m} < d=48,600\text{m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{15,100}{48,600} = 0,31 \text{ και κάνοντας γραμμική παρεμβολή στον Πίνακα 3.5}$$

προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους:

Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,31	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,32



Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για την οριζόντια στέγη από τον Πίνακα 3.6 για αιχμηρά άκρα και για $h/d=0,31$ είναι:

3.5.11.2 Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ κατασκευής

Η βασική ταχύτητα ανέμου δίνεται από τη σχέση:

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

$$c_{dir} = 1,0$$

$$c_{season} = 1,0$$

Και $v_{b,0} = 33 \text{ m/s}$ για απόσταση μέχρι 10 km από την ακτή.

Επομένως,

$$v_b = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 33 \text{ m/s} = 33 \text{ m/s}$$

Η μέση ταχύτητα ανέμου δίνεται από τον τύπο:

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

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0 για ομοιόμορφο ανάγλυφο).

Για κατηγορία εδάφους II ισχύει $z_0 = 0,05 \text{ m}$ και $z_{\min} = 2 \text{ m}$ και

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

όπου

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

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

Άρα,

$$c_r(z_e) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{15,100}{0,05}\right) = 1,08$$

και

$$v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 1,08 \cdot 1,0 \cdot 33,0 \text{ m/s} = 35,64 \text{ m/s}$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

και

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} \quad \text{για } z_{\min} = 2m \leq z \leq z_{\max} = 200m$$

$$I_v(z_e) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{15,100}{0,05}\right)} = 0,175$$

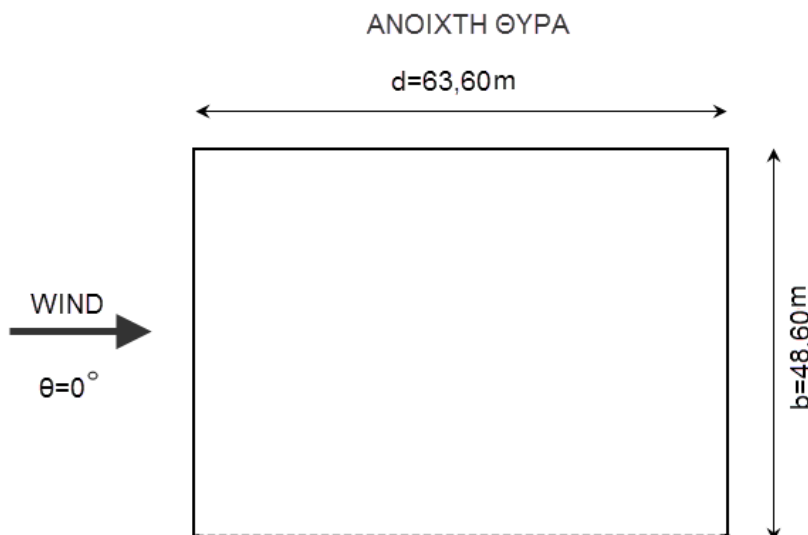
για $k_I = 1,0$ (συντελεστής στροβιλισμού).

Τελικά, $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot 0,175] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,00125 \cdot 35,64^2 = 1,77 \text{ kN/m}^2$

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

3.5.11.3 Ανοιχτές θύρες υπόστεγου

1) Διεύθυνση ανέμου 0°



$$h = 15,100 \text{ m}$$

$$b = 48,600 \text{ m}$$

$$d = 63,600 \text{ m}$$

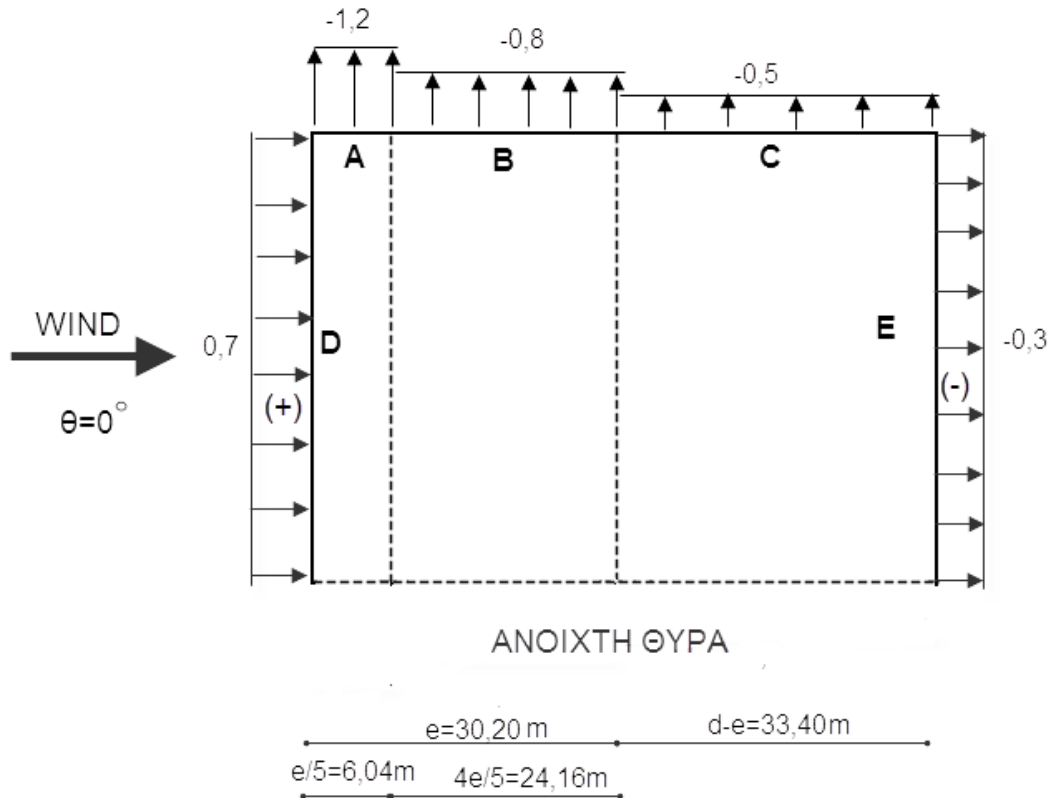
Επειδή $h = 15,100 \text{ m} < b = 48,600 \text{ m}$ (όπου b είναι πάντα η εγκάρσια διάσταση στον άνεμο) λαμβάνεται ως ύψος αναφοράς $z_e = h = 15,100 \text{ m}$.

$$\frac{h}{d} = \frac{15,100}{63,600} = 0,24 < 0,25$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(48,600, 30,200) = 30,200 \text{ m} < d$$

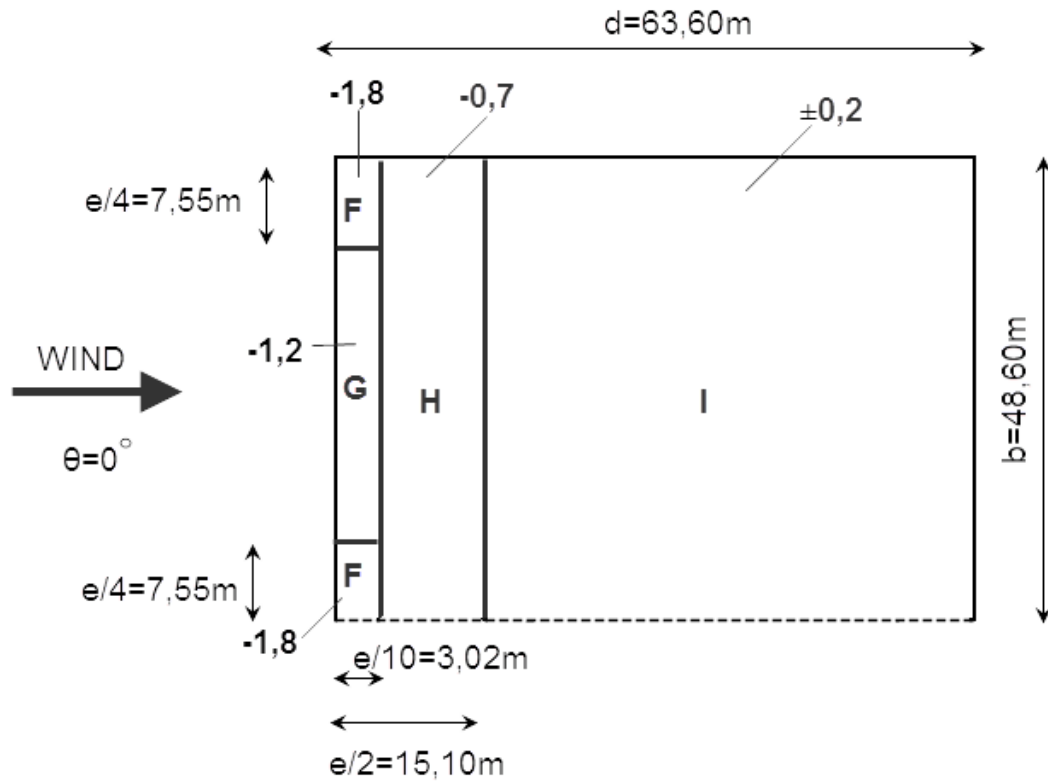
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους είναι ίδιοι με αυτούς της κλειστής θύρας:

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

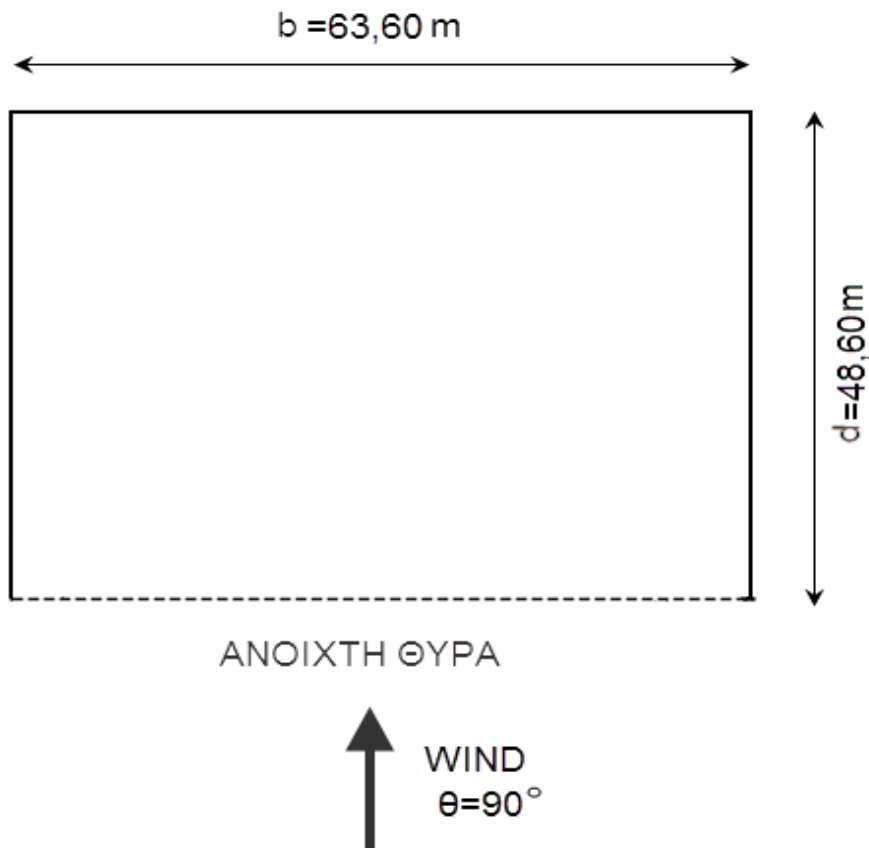


Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για την οριζόντια στέγη είναι επίσης ίδιοι με αυτούς της κλειστής θύρας:

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	$\pm 0,2$



II) Διεύθυνση ανέμου 90°



$h=15,100\text{m}$

$b=63,600\text{m}$

$d=48,600\text{m}$

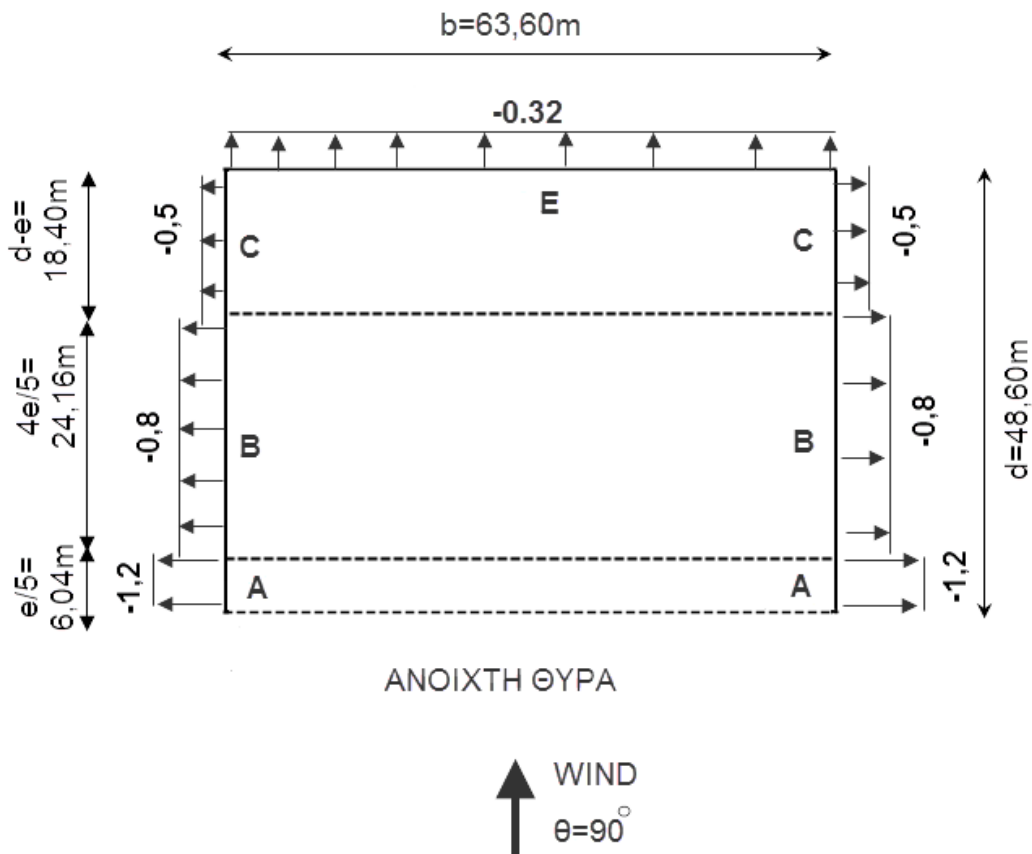
$h=15,100\text{m} < b=63,600\text{m}$ άρα ύψος αναφοράς $z_e=h=15,100\text{m}$.

$e = \min(b, 2h) = \min(63,600, 30,200)=30,200\text{m} < d=48,600\text{m}$

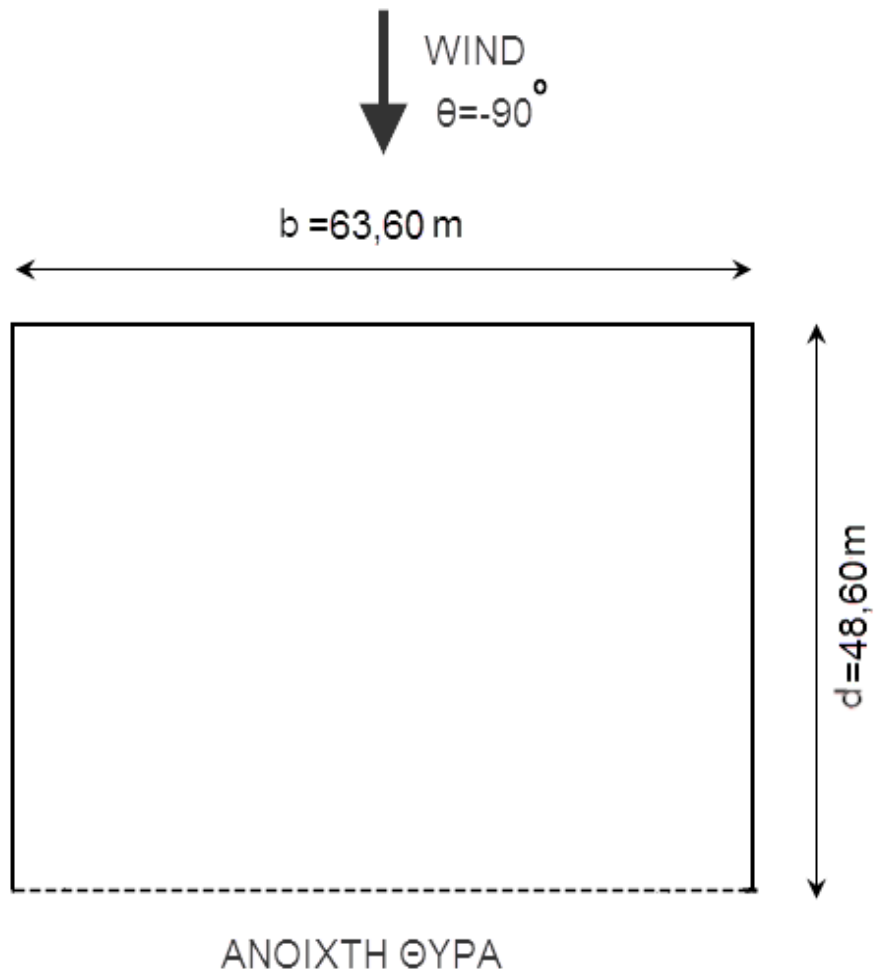
$\frac{h}{d} = \frac{15,100}{48,600} = 0,31$ και κάνοντας γραμμική παρεμβολή στον Πίνακα 3.5

προκύπτουν οι παρακάτω συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους (ίδιοι με αυτούς για κλειστή θύρα):

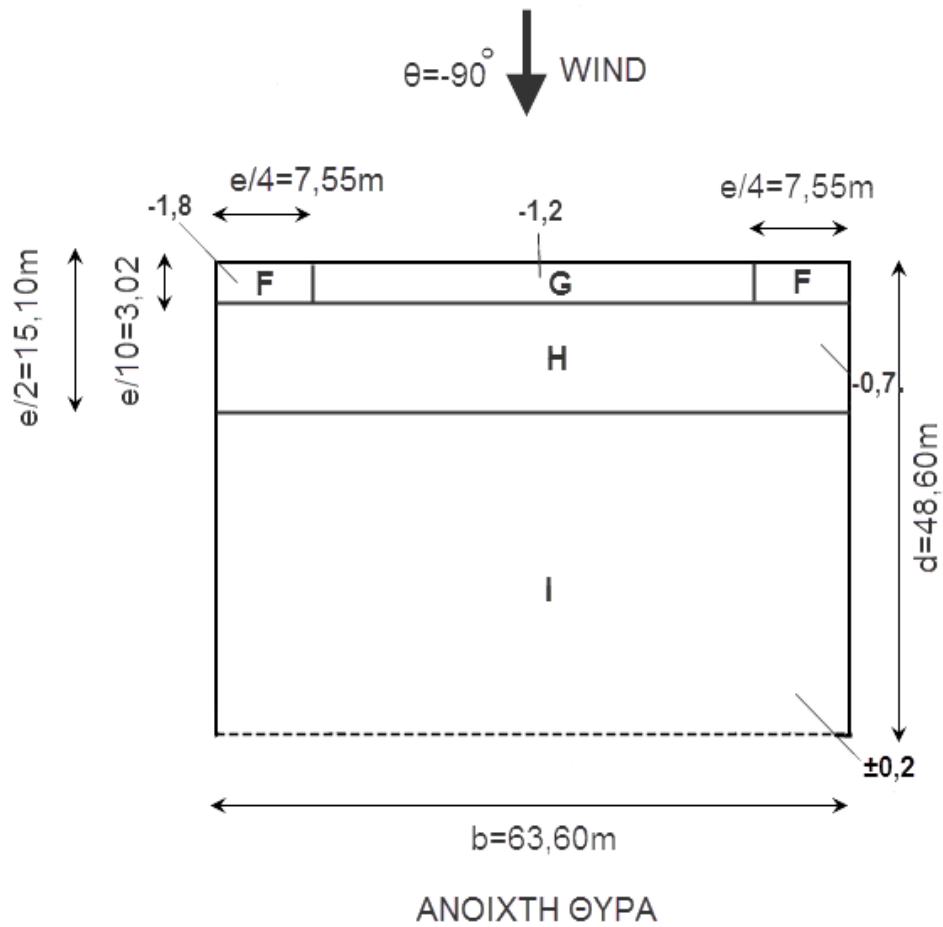
Ζώνη	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,31	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,32



Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης ανά επιφάνεια για την οριζόντια στέγη από τον Πίνακα 3.6 για αιχμηρά άκρα και για $h/d=0,31$ είναι:



Zώνη	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
0,31	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,32



➤ Συντελεστής εσωτερικής πίεσης

Θεωρείται ότι η επιφάνεια των ανοιγμάτων στην καθοριστική πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές (Ευρωκώδικας 1). Οι συντελεστές λοιπόν εσωτερικής πίεσης λαμβάνονται ως ένα ποσοστό των συντελεστών εξωτερικής πίεσης:

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

3.5.11.4 Τελικές πιέσεις ανέμου επί των επιφανειών του μεταλλικού υπόστεγου

❖ Τελικές πιέσεις για κλειστή θύρα

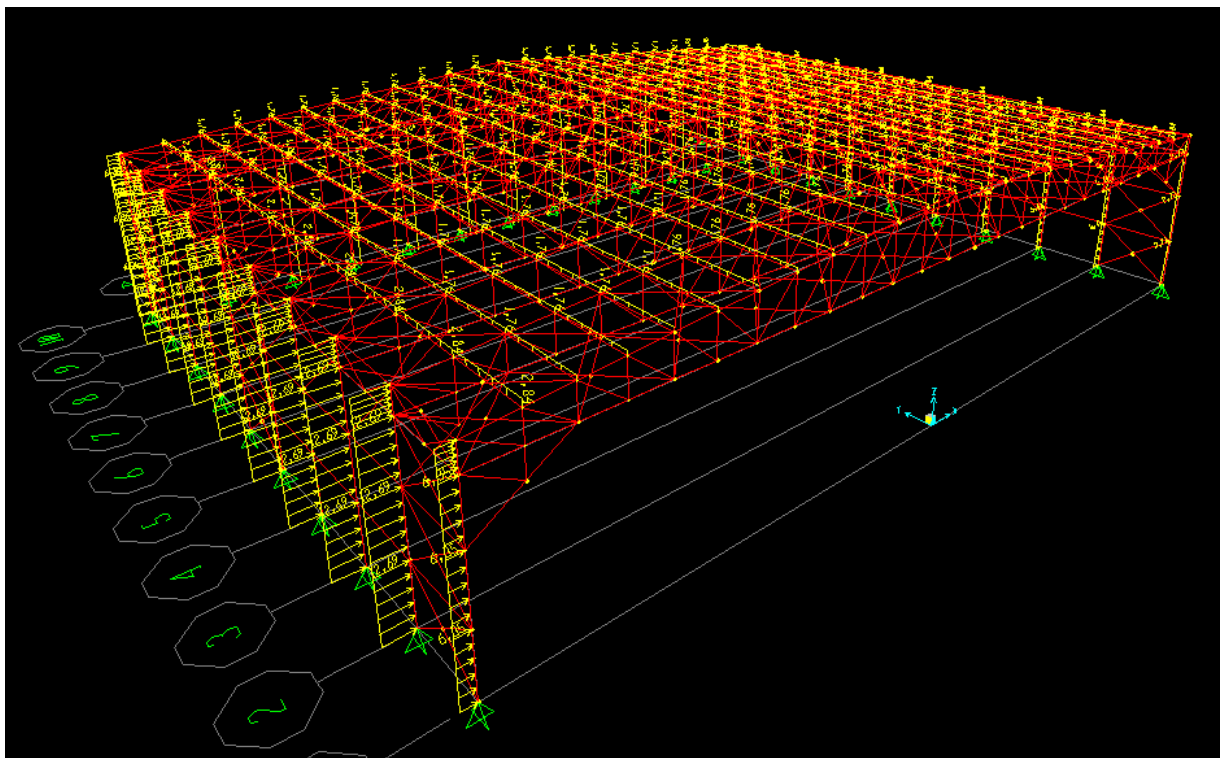
Πίνακες 3.7 Συγκεντρωτικοί πίνακες των πιέσεων ανέμου επί κατακόρυφων τοίχων και οριζόντιων στεγών για κλειστές και ανοιχτές θύρες

ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΘΥΡΕΣ									
Διεύθυνση ανέμου	Ζώνες								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
0°	-2,12	-1,42	-0,89	1,24	-0,53	-3,19	-2,12	-1,24	±0,35
±90°	-2,12	-1,42	-0,89	1,26	-0,57	-3,19	-2,12	-1,24	±0,35

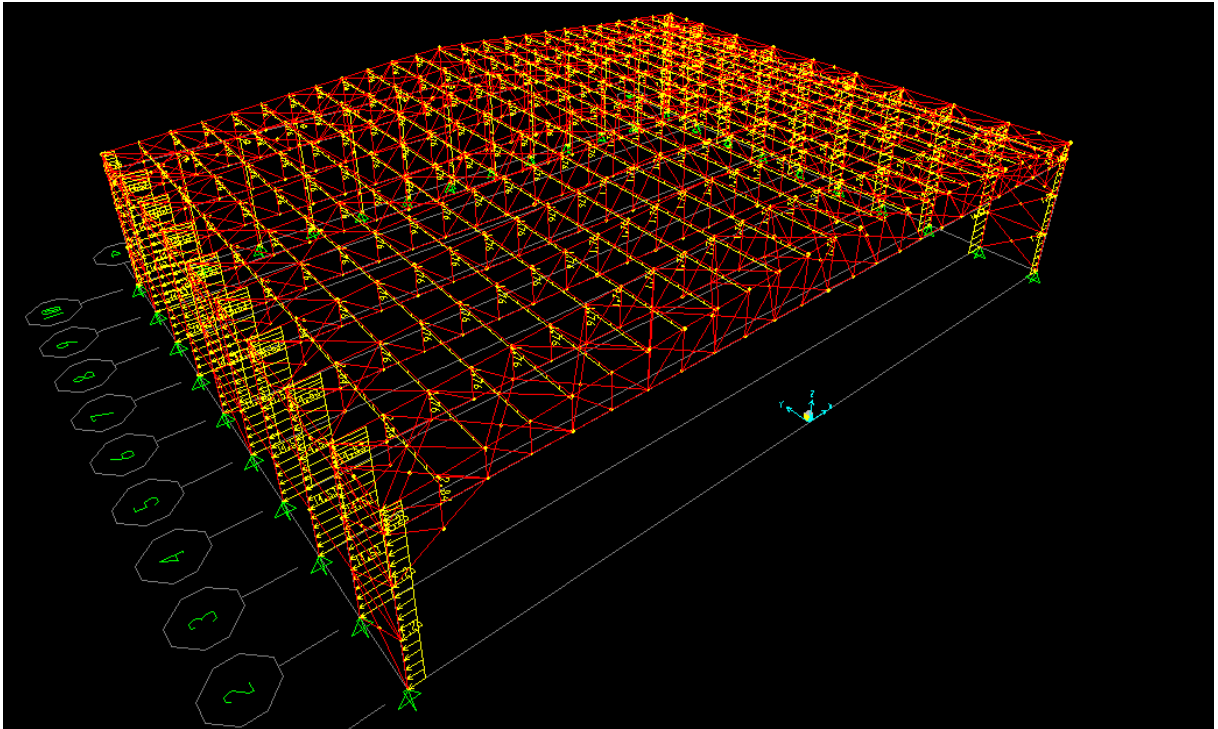
ΑΝΟΙΧΤΕΣ ΘΥΡΕΣ									
Διεύθυνση ανέμου	Ζώνες								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
0°	-4,04	-2,69	-1,68	2,35	-1,01	-6,05	-4,04	-2,35	±0,67
90°	-4,04	-2,69	-1,68	-	-1,07	-6,05	-4,04	-2,35	±0,67
-90° ή 180°	-4,04	-2,69	-1,68	2,39	-	-6,05	-4,04	-2,35	±0,67

3.5.11.5 Φορτίσεις και παραμορφώσεις λόγω ανέμου στο SAP2000

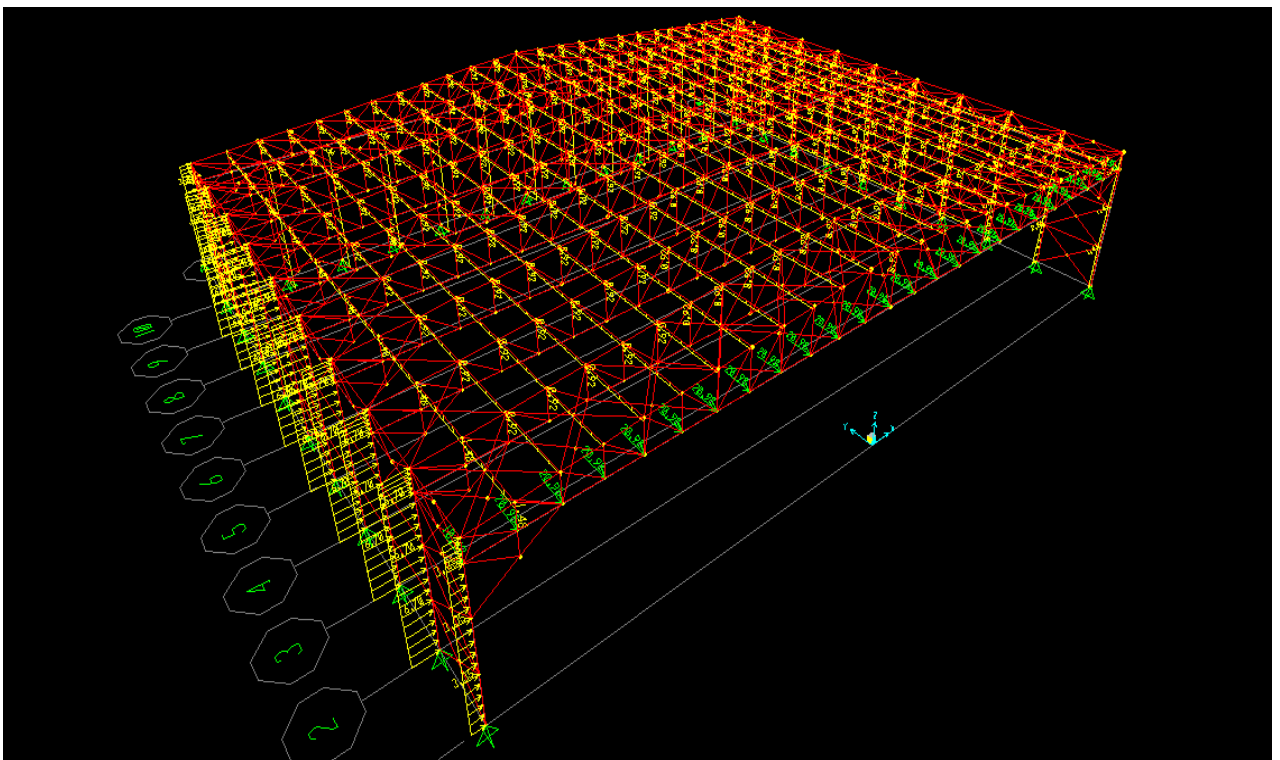
Ενδεικτικά φαίνονται παρακάτω εικόνες φόρτισης και παραμόρφωσης για διαφορετικές διευθύνσεις ανέμου και ανοιχτές ή κλειστές θύρες:



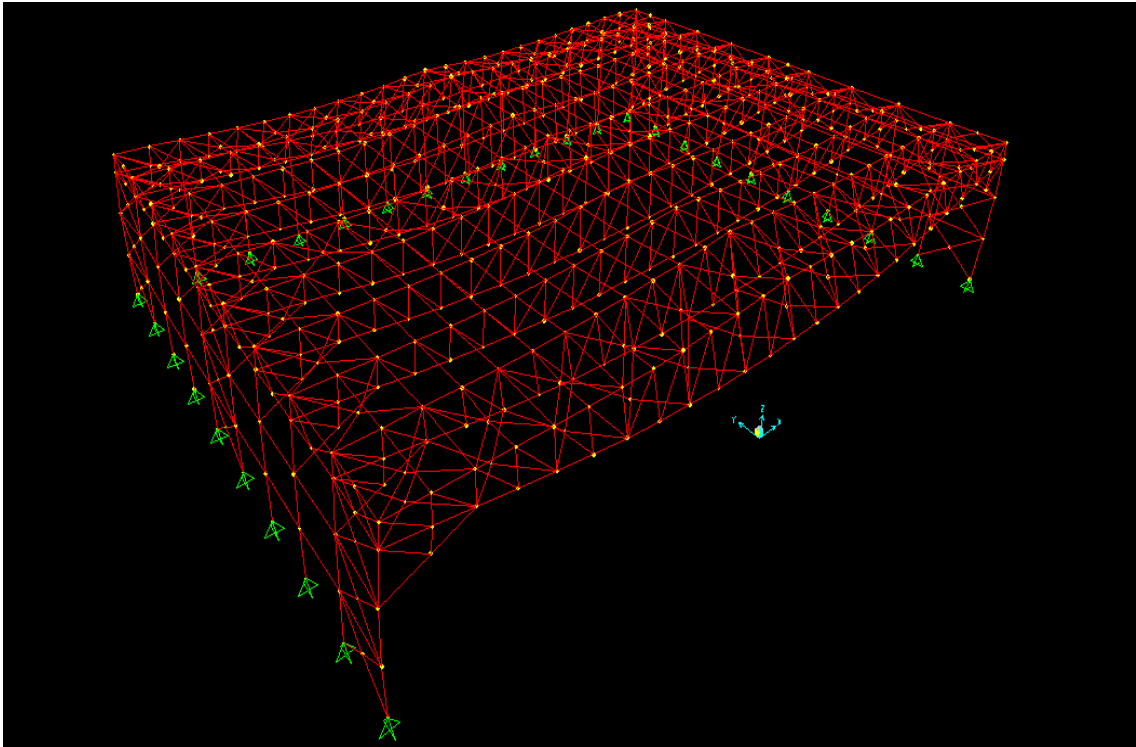
Σχ.3.13 Φόρτιση για ανοιχτές θύρες και $\theta=0^\circ$ όπως πραγματοποιήθηκε στο SAP2000



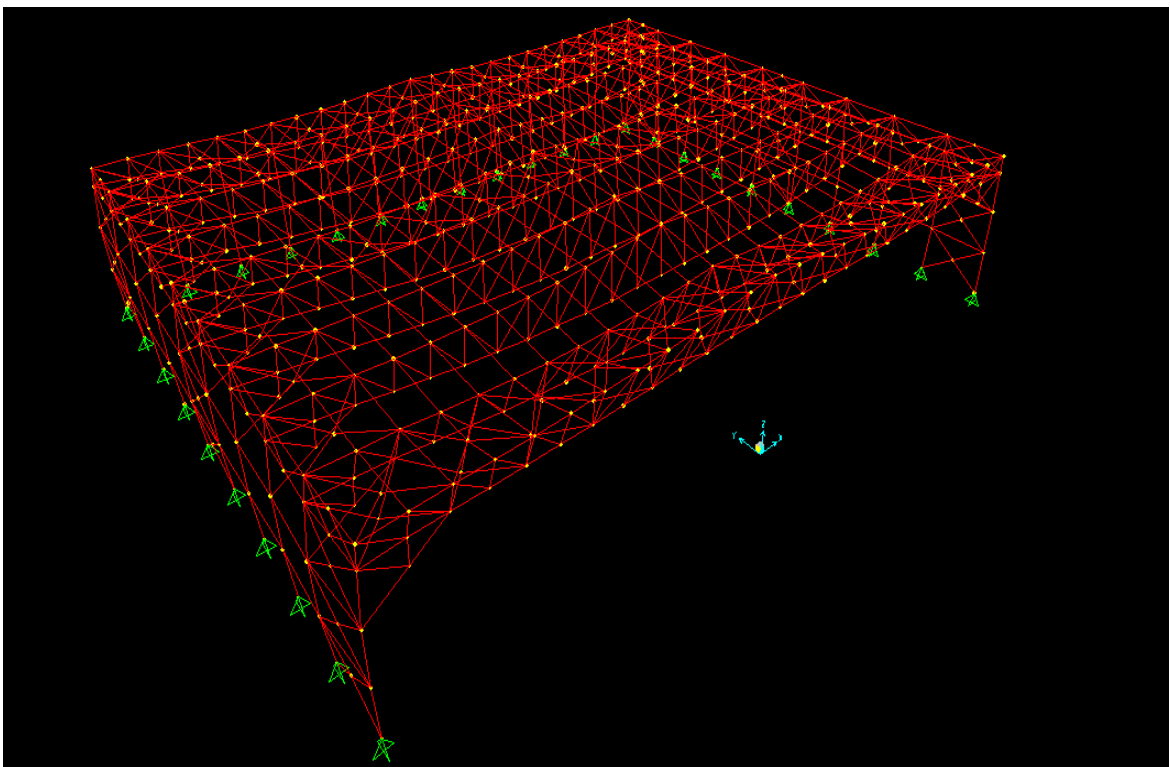
Σχ.3.14 Φόρτιση για ανοιχτές θύρες και $\theta=90^\circ$ όπως πραγματοποιήθηκε στο SAP2000



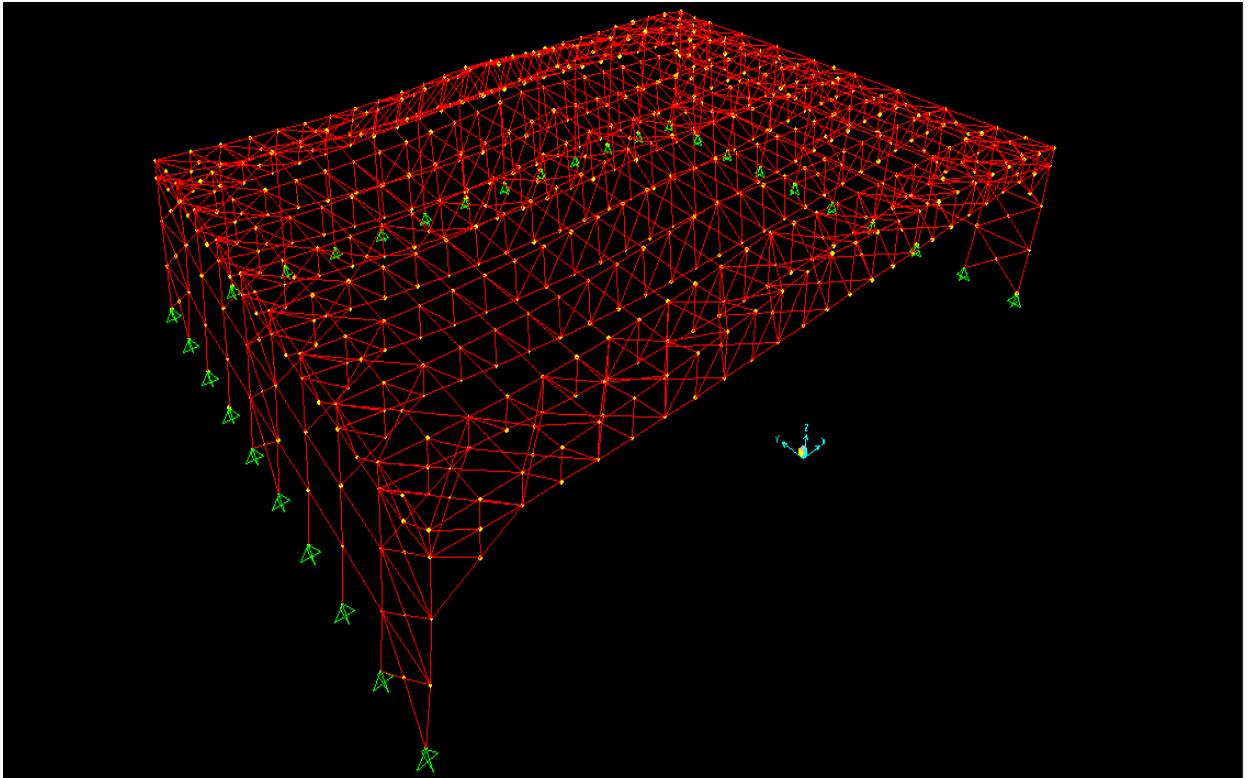
Σχ.3.15 Φόρτιση για κλειστές θύρες και $\theta=0^\circ$ όπως πραγματοποιήθηκε στο SAP2000



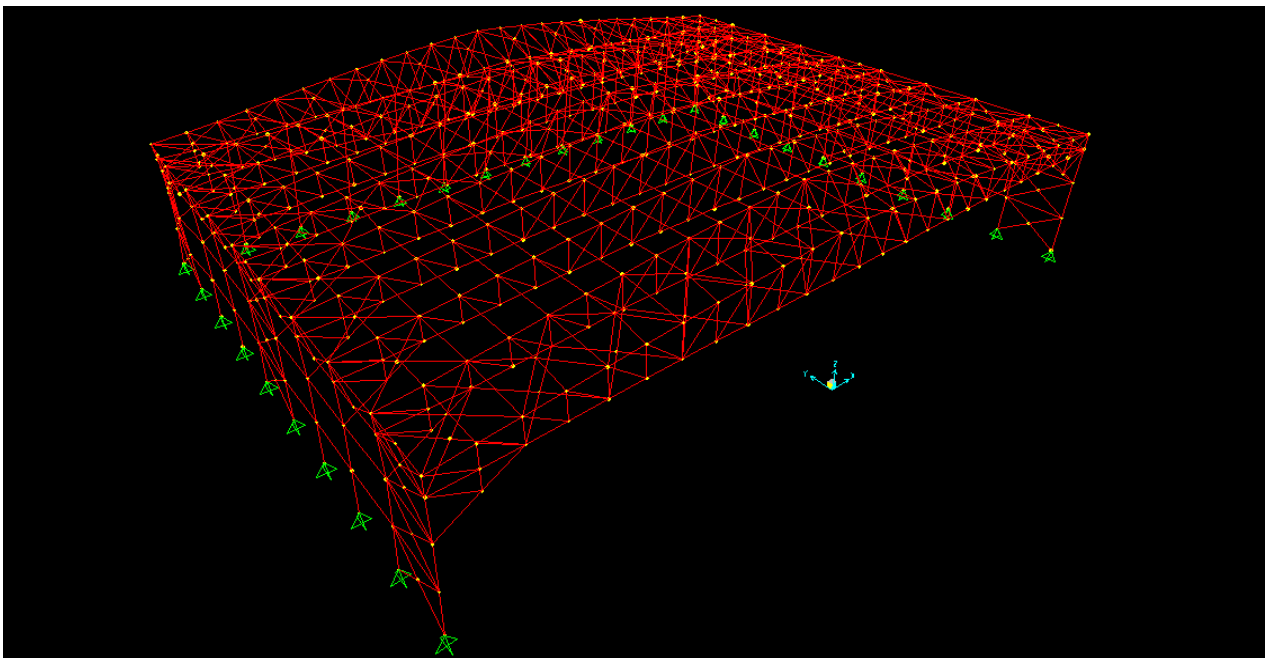
Σχ.3.16 Παραμορφώσεις λόγω ανέμου με διεύθυνση 0° και κλειστές θύρες



Σχ.3.17 Παραμορφώσεις λόγω ανέμου με διεύθυνση 90° και κλειστές θύρες



Σχ.3.18 Παραμορφώσεις λόγω ανέμου με διεύθυνση 0° και ανοιχτές θύρες



Σχ.3.19 Παραμορφώσεις λόγω ανέμου με διεύθυνση -90° και ανοιχτές θύρες

3.6 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.

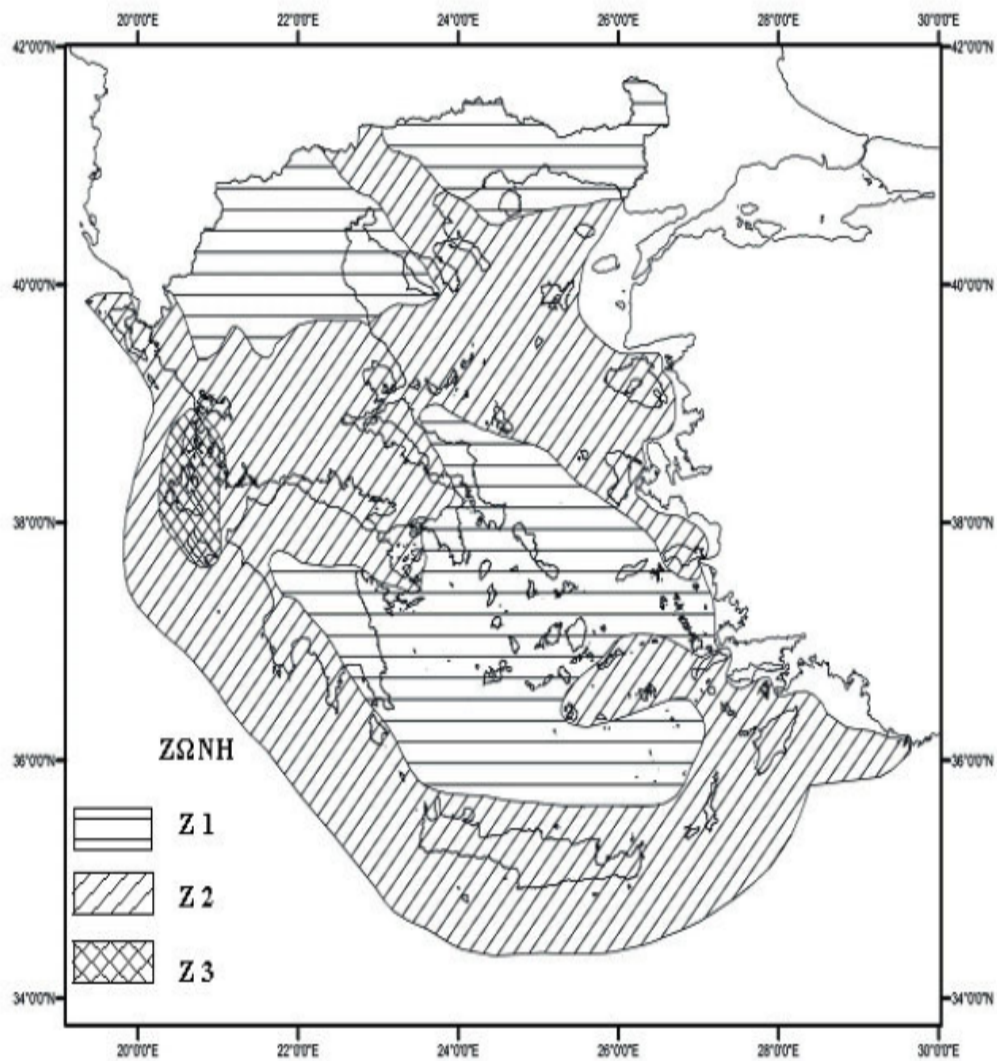
Η Ελλάδα βρίσκεται σε μια εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. 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 Σχ.3.12 παρακάτω δίνεται ο χάρτης των τριών σεισμικών ζωνών Z1, Z2, Z3 που ισχύει για την Ελλάδα. Σε κάθε σεισμική ζώνη, ορίζεται μία τιμή αναφοράς a_{gR} , η οποία αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς $T_{NCR}=475$ έτη, σύμφωνα με τον ακόλουθο Πίνακα 3.8. Γι' αυτήν την τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I 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 ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$).

Να σημειωθεί ότι η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους a_{gR} , η οποία ορίζεται για έδαφος κατηγορίας A, ενώ προβλέπεται ουσιαστική αύξηση της (πολλαπλασιασμός επί τον συντελεστή $S>1,0$) για άλλες κατηγορίες εδάφους. Αντίθετα, ο ΕΑΚ2000 δεν προβλέπει εξάρτηση της επιτάχυνσης του εδάφους από την κατηγορία εδάφους. Ακόμη, οι τιμές a_{gR}/g που δίνονται στον Πίνακα 3.8 για τις ζώνες Z1, Z2, Z3 είναι ίσες με τις τιμές $a=A/g$ που ορίζονται από τον ΕΑΚ2000 για τις ζώνες I, II και III αντίστοιχα. Επειδή οι τελευταίες προέρχονται από μετρήσεις που κατά μεγάλο μέρος έγιναν σε εδάφη κατηγορίας B ή C, οι τιμές του Πίνακα 3.8 μπορεί να συνεπάγονται αύξηση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού κατά 15 έως 20%, για εδάφη των κατηγοριών C και B αντίστοιχα, σε σχέση με τη δράση που ορίζεται από τον ΕΑΚ2000.

Πίνακας 3.8 Τιμές αναφοράς a_{gR} της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36



Σχ.3.20 Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας

Σχ.3.21 Κατανομή Νομών και Δήμων στις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

21	ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ	Δ. ΑΓΙΟΥ ΑΘΑΝΑΣΙΟΥ	Z1	0,16
		Δ. ΑΓΙΟΥ ΠΑΥΛΟΥ	Z1	0,16
		Δ. ΑΜΠΕΛΟΚΗΠΩΝ	Z1	0,16
		Δ. ΑΞΙΟΥ	Z1	0,16
		Δ. ΒΑΣΙΛΙΚΩΝ	Z1	0,16
		Δ. ΕΛΕΥΘΕΡΙΟΥ-ΚΟΡΔΕΛΙΟΥ	Z1	0,16
		Δ. ΕΠΑΝΟΜΗΣ	Z1	0,16
		Δ. ΕΥΟΣΜΟΥ	Z1	0,16
		Δ. ΕΧΕΔΩΡΟΥ	Z1	0,16
		Δ. ΘΕΡΜΑΙΚΟΥ	Z1	0,16
		Δ. ΘΕΡΜΗΣ	Z1	0,16
		Δ. ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ	Z1	0,16
		Δ. ΚΑΛΑΜΑΡΙΑΣ	Z1	0,16
		Δ. ΚΟΥΦΑΛΙΩΝ	Z1	0,16
		Δ. ΜΕΝΕΜΕΝΗΣ	Z1	0,16
		Δ. ΜΗΧΑΝΙΩΝΑΣ	Z1	0,16
		Δ. ΜΙΚΡΑΣ	Z1	0,16
		Δ. ΝΕΑΠΟΛΕΩΣ	Z1	0,16
		Δ. ΠΑΝΟΡΑΜΑΤΟΣ	Z1	0,16
		Δ. ΠΟΛΙΧΝΗΣ	Z1	0,16
Δ. ΠΥΛΑΙΑΣ	Z1	0,16		

Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, θεωρήθηκε κατηγορία εδάφους B, που αντιστοιχεί σε 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 «Μακεδονία» βρίσκεται στο Δήμο Θέρμης στο Νο 16 Θεσσαλονίκης, η ζώνη επικινδυνότητας για το υπόστεγο που μελετάται είναι Z1 και επομένως $a_{gR} = 0,16g$. Θεωρούμε ότι η κατασκευή που μελετήθηκε ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II, και άρα, σύμφωνα με τον Πίνακα 3.9 που βρίσκεται από το Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα, $\gamma_i = 1,00$.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_i	0,80	1,00	1,20	1,40

Πίνακας 3.9 Τιμές συντελεστή σπουδαιότητας, γ_i

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

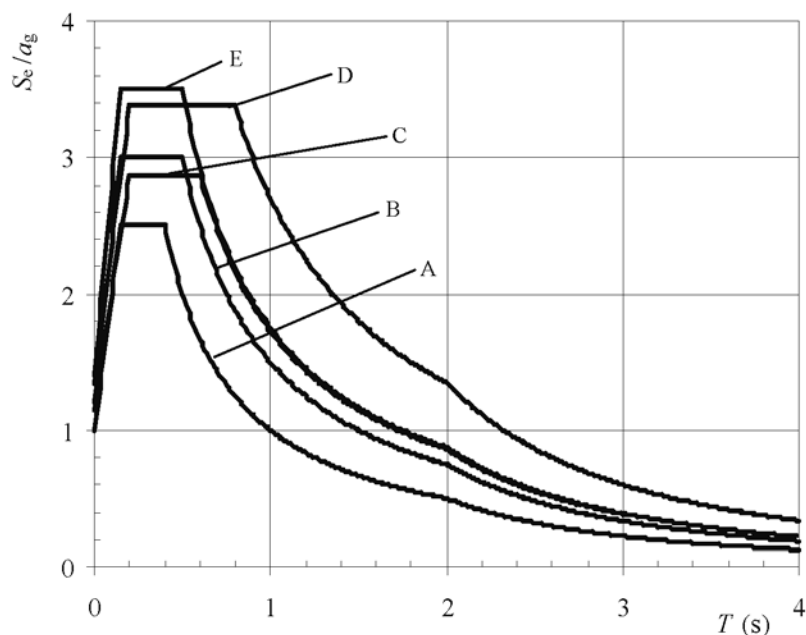
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, για τις τρεις συνιστώσες της σεισμικής δράσης, μπορούν να υιοθετηθούν μια ή περισσότερες εναλλακτικές μορφές φασμάτων απόκρισης, ανάλογα με τις σεισμογενείς πηγές και τα σεισμικά μεγέθη.

Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που χρησιμοποιείται σε μια χώρα ή μέρος της χώρας μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Έτσι, σε όλες τις σεισμικές ζώνες στην Ελλάδα εφαρμόζεται οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου I, με τιμές των παραμέτρων που φαίνονται στον Πίνακα 3.10.

Πίνακας 3.10 Τιμές παραμέτρων που καθορίζουν το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης

Κατηγορία Εδάφους	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,5
B	1,2	0,15	0,5	2,5
C	1,15	0,20	0,6	2,5
D	1,35	0,20	0,8	2,5
E	1,4	0,15	0,5	2,5

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C και T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S , που περιγράφουν την μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.10.



Σχήμα 3.22 Συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους A έως E (5% απόσβεση)

3.6.1 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 $S_d(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

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

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

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

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

όπου:

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

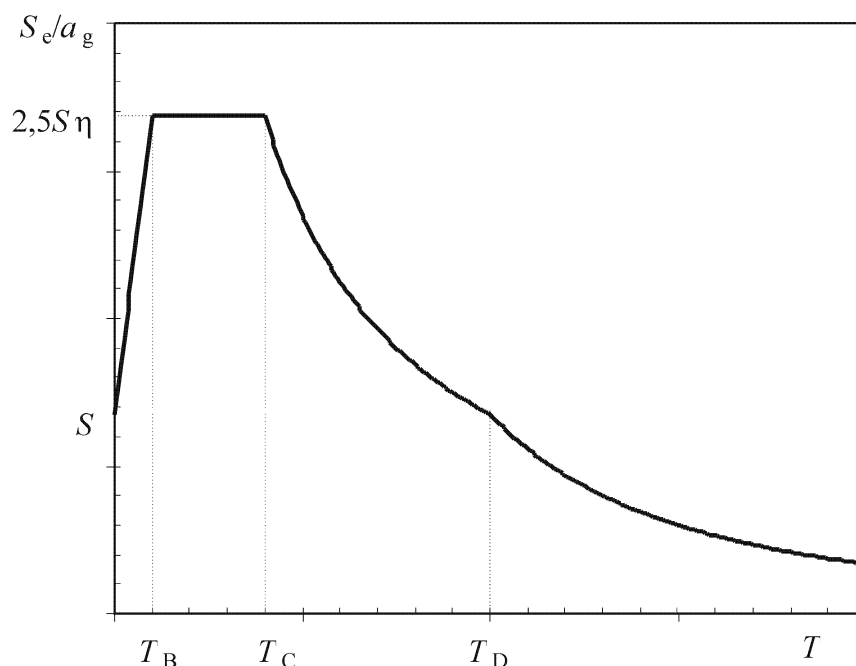
- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$);
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- S είναι ο συντελεστής εδάφους
- η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιξώδη απόσβεση. Η τιμή του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η μπορεί να ληφθεί από την έκφραση:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55$$

όπου ξ 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 έχει γίνει η θεώρηση $\xi=5\%$.

- 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.

Σχ.3.23 Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης



Για κανονικά συστήματα φορέων, ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς οι οποίες δίδονται στον Πίνακα 3.11.

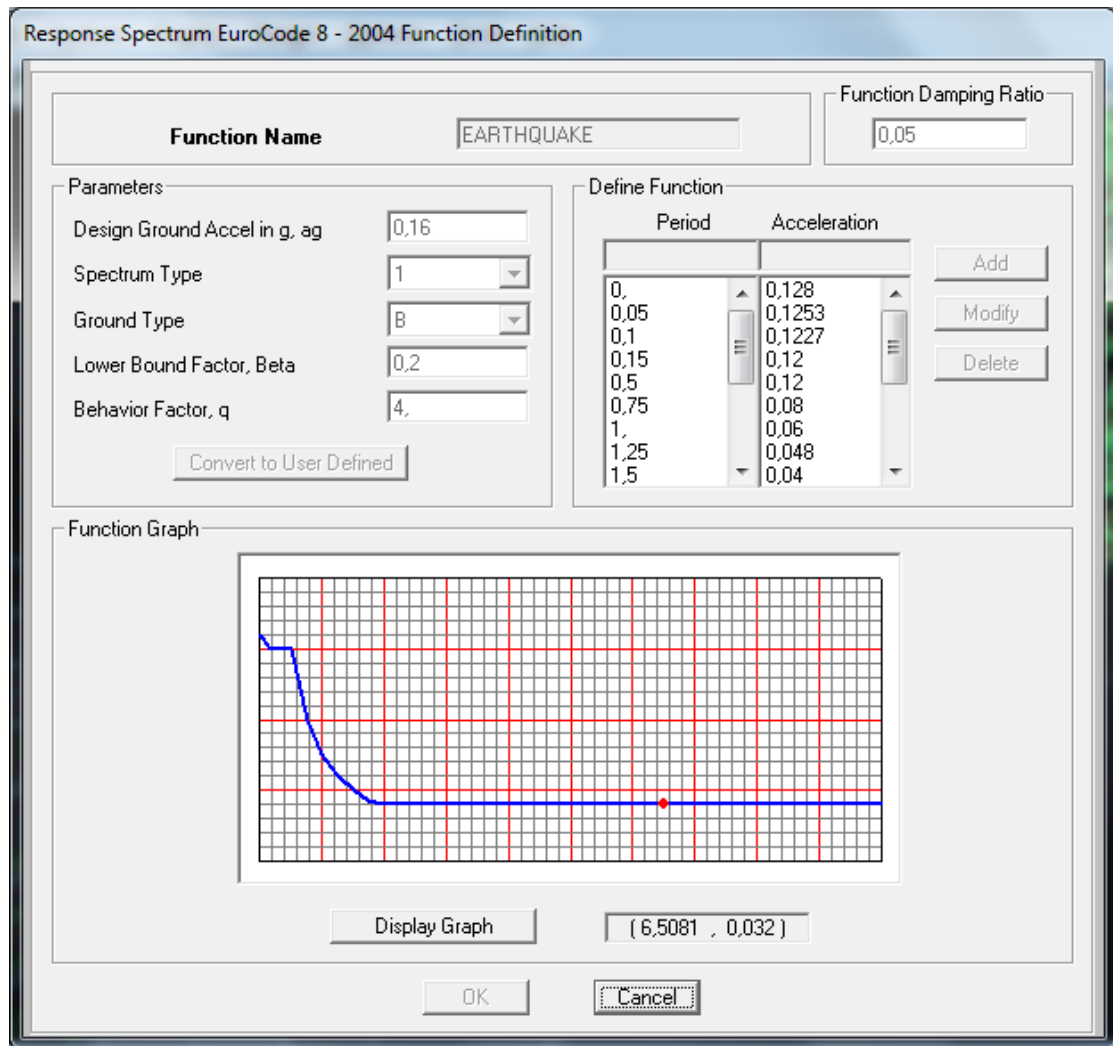
Στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας, το μεταλλικό υπόστεγο που μελετάται αποτελεί κανονικό σύστημα φορέα και έχει θεωρηθεί Μέση Κατηγορία Πλαστιμότητας (ΚΠΜ). Κατά τη x υπάρχουν πλαίσια με δικτυωτά ζυγώματα ενώ κατά τη διεύθυνση y κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα. Επομένως, σύμφωνα με τον παρακάτω Πίνακα 3.11 για τη διεύθυνση y έχει θεωρηθεί $q=4$ ενώ για τη διεύθυνση x $q=2$.

Πίνακας 3.11 Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

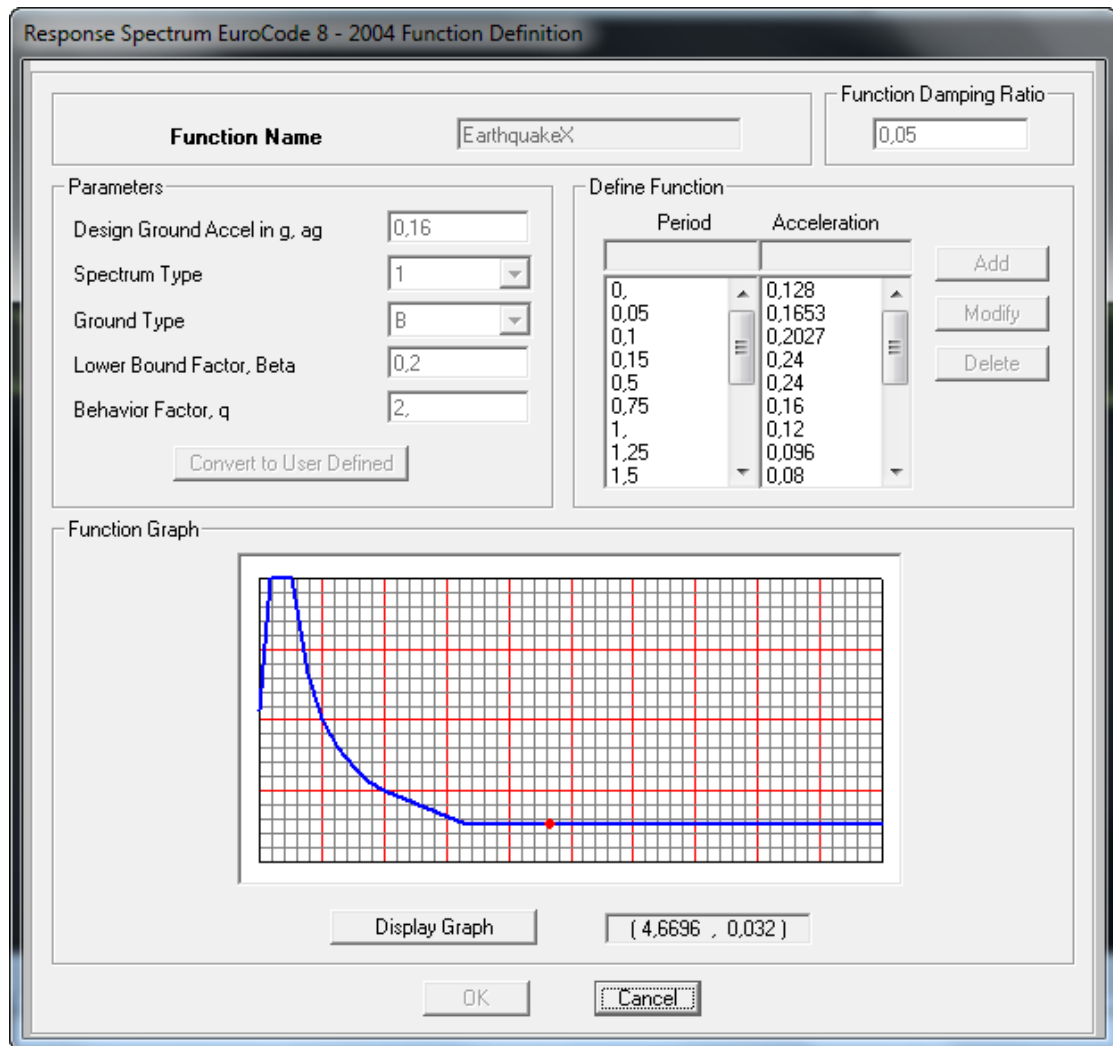
ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5a_u/a_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5a_u/a_1$

δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2a_w/a_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4a_w/a_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5a_w/a_1$

Στο Σχ.3.24 και Σχ.3.25 φαίνονται τα δεδομένα της σεισμικής διέγερσης όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000 καθώς και η μορφή του φάσματος ελαστικής απόκρισης τύπου 1 που αντιστοιχεί στην συγκεκριμένη κατασκευή.



Σχ.3.24 Φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1 του μεταλλικού υπόστεγου κατά τη y διεύθυνση



Σχ.3.25 Φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1 του μεταλλικού υπόστεγου κατά τη x διεύθυνση

3.6.2 Μέθοδοι ανάλυσης

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (4.3.3), ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του φορέα του κτιρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

α) η "μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης" (δεν απαιτείται ιδιομορφική ανάλυση, αλλά στηρίζεται σε προσεγγιστική θεώρηση μόνον της θεμελιώδους ιδιομορφικής ταλάντωσης) και

β) 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).

3.6.2.1 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μέθοδος αυτή λαμβάνεται 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 οποιοδήποτε από τα ακόλουθα:

- α) το άθροισμα των δρώσεων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα και
- β) λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσεις ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ

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

Εάν οι απαιτήσεις α ή β που ορίζονται δεν ικανοποιούνται (π.χ. σε κτίρια με σημαντική συμβολή στρεπτικών ιδιομορφών) ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών k που λαμβάνεται υπόψη σε μια χωρική ανάλυση πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο ακόλουθες συνθήκες:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n}$$

και

$$T_k \leq 0,2 \text{ 0s}$$

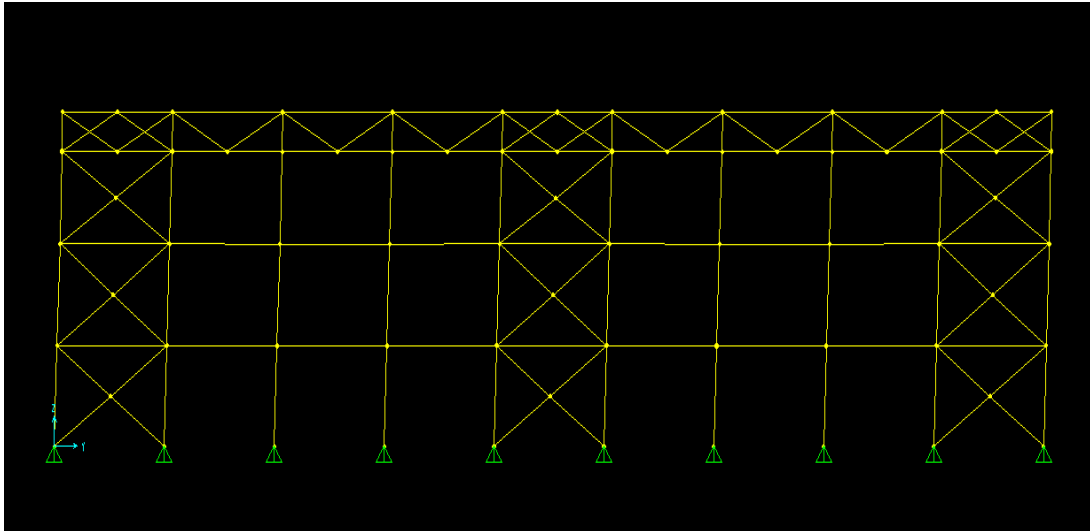
όπου

k είναι το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

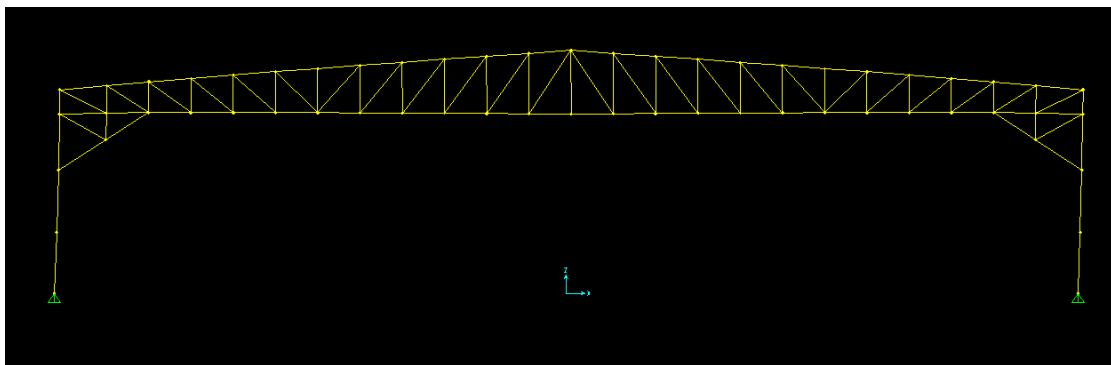
n είναι το πλήθος των ορόφων πάνω από την θεμελίωση ή πάνω από την άνω επιφάνεια άκαμπτου υπογείου

T_k είναι η περίοδος ταλάντωσης της ιδιομορφής k .

Δίνονται παρακάτω οι εικόνες της παραμόρφωσης του φορέα λόγω της σεισμικής δράσεις:



Σχ.3.25 Παραμορφώσεις λόγω σεισμού στην διεύθυνση y



Σχ.3.26 Παραμορφώσεις ενός ενδιάμεσου πλαισίου λόγω σεισμού στην διεύθυνση x

3.6.2.2 Απαιτούμενες ιδιομορφές

Λαμβάνουμε τις 153 πρώτες ιδιομορφές ώστε να καλύπτονται οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 που αναφέρονται στο κεφάλαιο 3.6.2.1. Έτσι, κατά την διεύθυνση x το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών φτάνει το 97,4% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας (ήδη από την ιδιομορφή 13 όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% (94,5%) της συνολικής μάζας του φορέα). Για την διεύθυνση y το αντίστοιχο ποσοστό φθάνει το 95,5% της συνολικής μάζας του φορέα.

Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα, η ιδιομορφή 13 είναι η πρώτη που συγκεντρώνει το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας κατά τη διεύθυνση x (με ιδιοπερίοδο $T_{13}=1,02$ sec)

ενώ κατά τη διεύθυνση y η αντίστοιχη ιδιομορφή που συγκεντρώνει το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας είναι η 21^η ($T_{21}=0,71$ sec).

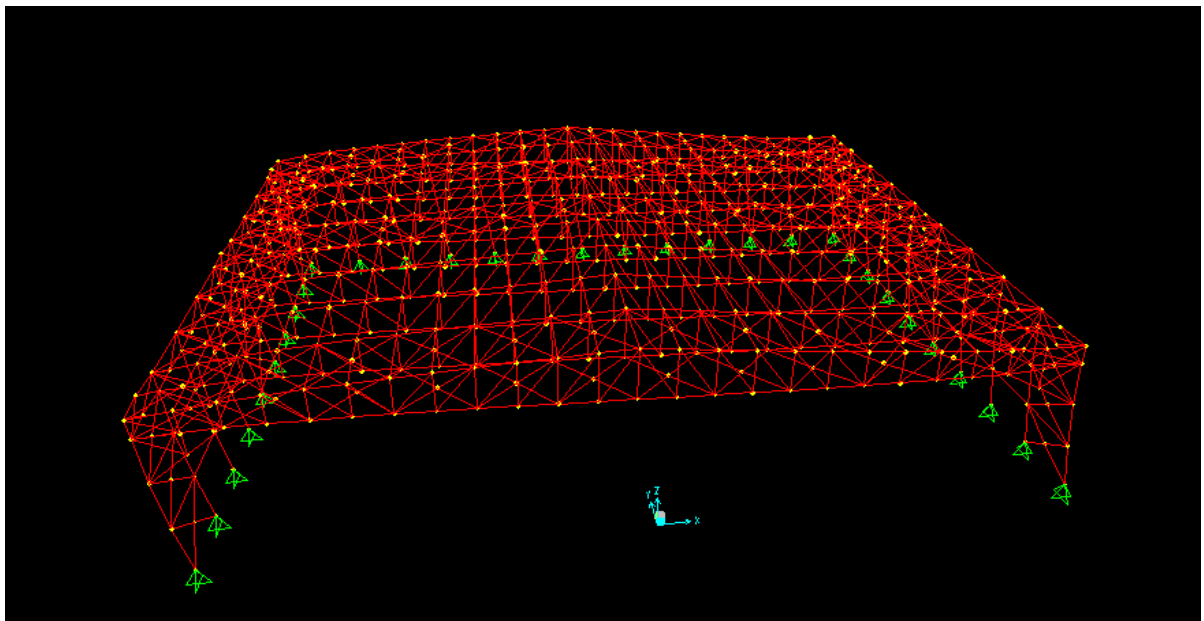
Πίνακας 3.12 Συμμετοχή δρώντων ιδιομορφικών μαζών

<u>Mode</u>	<u>Period</u>	<u>UX</u>	<u>UY</u>	<u>SumUX</u>	<u>SumUY</u>
1	7,470579	1,16E-14	0,12038	1,16E-14	0,12038
2	7,467897	1,05E-17	9,81E-12	1,16E-14	0,12038
3	7,467741	6,23E-16	1,1E-06	1,22E-14	0,12039
4	7,467734	0	1,89E-11	1,22E-14	0,12039
5	7,467552	3,24E-15	0,00031	1,54E-14	0,12069
6	7,467448	2,72E-17	1,06E-08	1,55E-14	0,12069
7	1,891029	1,55E-12	3,99E-11	1,56E-12	0,12069
8	1,888068	2,73E-08	1,95E-15	2,73E-08	0,12069
9	1,887881	6,92E-15	2,71E-18	2,73E-08	0,12069
10	1,887847	4,03E-10	2,39E-14	2,77E-08	0,12069
11	1,887828	2,26E-15	6,95E-15	2,77E-08	0,12069
12	1,887808	1,22E-10	5,97E-15	2,78E-08	0,12069
13	1,02154	0,94549	2,25E-10	0,94549	0,12069
14	0,856777	2,77E-11	0,07065	0,94549	0,19134
15	0,849694	6,34E-15	1,11E-15	0,94549	0,19134
16	0,849528	9,28E-14	1,53E-08	0,94549	0,19134
17	0,849489	1,22E-13	7,86E-16	0,94549	0,19134
18	0,84947	2,78E-15	1,86E-06	0,94549	0,19134
19	0,849456	6,31E-13	1,5E-14	0,94549	0,19134
20	0,734635	3,3E-08	1,35E-07	0,94549	0,19134
21	0,71044	1,66E-10	0,47913	0,94549	0,67047
22	0,639579	7,76E-09	0,00013	0,94549	0,6706
23	0,636392	1,03E-09	0,03547	0,94549	0,70607
24	0,621792	1,16E-09	5,87E-10	0,94549	0,70607
25	0,599556	7,1E-10	2,28E-07	0,94549	0,70607
26	0,599433	1,82E-09	6,76E-07	0,94549	0,70607
27	0,599221	1,39E-12	7,07E-07	0,94549	0,70607
28	0,598758	7,15E-09	2,53E-07	0,94549	0,70607
29	0,558438	4,58E-10	0,13842	0,94549	0,84449
30	0,555885	2,01E-10	1,94E-05	0,94549	0,84451
31	0,530739	2,88E-10	0,01878	0,94549	0,86328
32	0,495442	1,78E-11	6,62E-10	0,94549	0,86328
33	0,487362	1,64E-07	2,6E-12	0,94549	0,86328
34	0,487078	5,29E-13	6,32E-13	0,94549	0,86328
35	0,48703	1,6E-09	1,17E-12	0,94549	0,86328
36	0,48701	3,32E-13	2,28E-12	0,94549	0,86328
37	0,486998	9,58E-11	1,99E-13	0,94549	0,86328
38	0,433549	1,75E-06	2,09E-08	0,9455	0,86328
39	0,43321	4,71E-08	1,32E-09	0,9455	0,86328

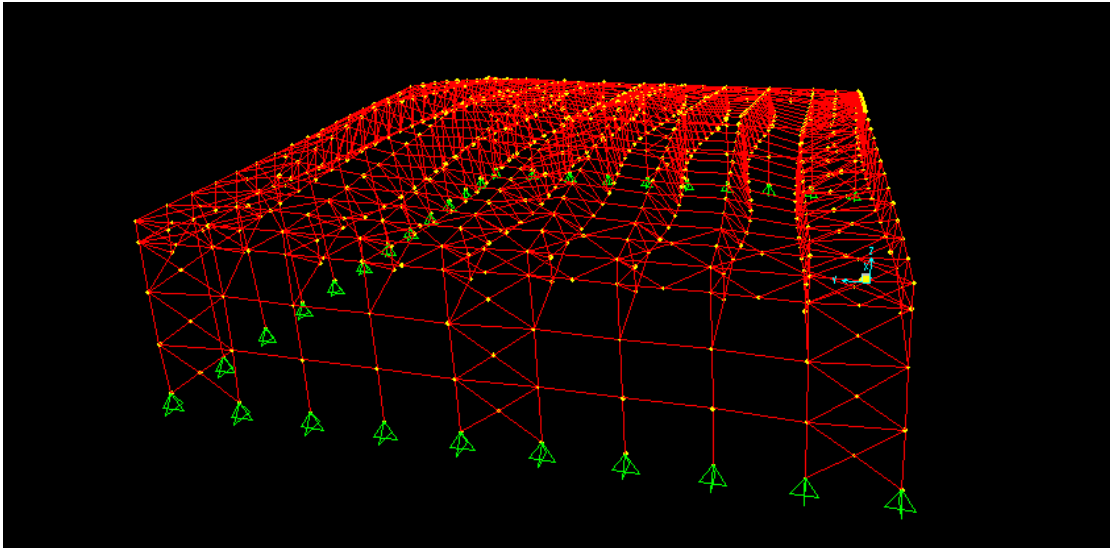
40	0,433179	2,07E-05	1,1E-07	0,94552	0,86328
41	0,433166	1,15E-07	5,41E-09	0,94552	0,86328
42	0,433158	1,64E-06	4,33E-07	0,94552	0,86329
43	0,433151	9,44E-08	2,64E-10	0,94552	0,86329
44	0,433131	4,88E-05	7,3E-09	0,94557	0,86329
45	0,433128	3,07E-06	1,94E-07	0,94557	0,86329
46	0,433119	2,94E-05	1,38E-06	0,9456	0,86329
47	0,433094	0,00024	2,36E-07	0,94584	0,86329
48	0,433087	4,79E-05	1,13E-08	0,94589	0,86329
49	0,433074	2,18E-07	4,22E-08	0,94589	0,86329
50	0,433061	5,42E-07	1,08E-06	0,94589	0,86329
51	0,433031	7,44E-07	7,94E-08	0,94589	0,86329
52	0,433003	1,88E-05	7,36E-07	0,94591	0,86329
53	0,432995	3,16E-07	4,27E-08	0,94591	0,86329
54	0,432975	1,2E-06	3,71E-10	0,94591	0,86329
55	0,432963	2,77E-08	9E-10	0,94591	0,86329
56	0,395152	0,00045	4,2E-09	0,94636	0,86329
57	0,393741	1,14E-10	1,61E-11	0,94636	0,86329
58	0,393581	7,52E-12	1,21E-08	0,94636	0,86329
59	0,393581	2,6E-11	2,94E-07	0,94636	0,86329
60	0,391821	4,55E-05	7,91E-09	0,9464	0,86329
61	0,384831	8,91E-11	1,03E-08	0,9464	0,86329
62	0,379976	2,01E-08	1,35E-12	0,9464	0,86329
63	0,377895	0,00197	1,98E-08	0,94838	0,86329
64	0,373744	2,06E-10	3,69E-06	0,94838	0,86329
65	0,373744	3,51E-11	1,7E-08	0,94838	0,86329
66	0,372796	1,98E-09	6,52E-13	0,94838	0,86329
67	0,372751	8,12E-05	8,61E-10	0,94846	0,86329
68	0,372508	1,76E-09	5,66E-08	0,94846	0,86329
69	0,372508	9,19E-11	4,63E-09	0,94846	0,86329
70	0,372356	2,57E-10	1,65E-12	0,94846	0,86329
71	0,372346	1,54E-05	2,02E-10	0,94847	0,86329
72	0,37229	1,21E-10	3,78E-14	0,94847	0,86329
73	0,37229	8,02E-11	6,62E-15	0,94847	0,86329
74	0,372245	4,93E-11	1,66E-13	0,94847	0,86329
75	0,372243	3,24E-06	4,38E-11	0,94848	0,86329
76	0,372223	3,76E-11	1,6E-10	0,94848	0,86329
77	0,372223	6,31E-12	2,97E-11	0,94848	0,86329
78	0,37221	4,2E-12	4,04E-14	0,94848	0,86329
79	0,37221	2,68E-07	5,48E-12	0,94848	0,86329
80	0,358299	1,16E-07	1,79E-06	0,94848	0,86329
81	0,358252	8,98E-08	1,85E-05	0,94848	0,86331
82	0,356277	4,04E-06	1,83E-07	0,94848	0,86331
83	0,35268	1,96E-06	1,2E-06	0,94848	0,86331

84	0,331799	5,09E-10	2,69E-10	0,94848	0,86331
85	0,331507	2,62E-05	5,05E-07	0,94851	0,86332
86	0,328404	1,18E-07	1,03E-09	0,94851	0,86332
87	0,327276	8,29E-08	3,32E-06	0,94851	0,86332
88	0,320575	4,72E-13	0,00787	0,94851	0,87119
89	0,317267	8,94E-13	3,81E-14	0,94851	0,87119
90	0,317071	4,8E-12	1,4E-07	0,94851	0,87119
91	0,317025	2,04E-10	1,92E-13	0,94851	0,87119
92	0,317005	1,05E-11	7,94E-07	0,94851	0,87119
93	0,316993	2,19E-13	1,53E-14	0,94851	0,87119
94	0,309542	4,91E-07	5,9E-07	0,94851	0,87119
95	0,309493	1,02E-07	9,12E-07	0,94851	0,87119
96	0,305797	8,34E-05	8,37E-08	0,94859	0,87119
97	0,305662	3,08E-05	8,06E-08	0,94862	0,87119
98	0,2979	0,00024	3,13E-07	0,94887	0,87119
99	0,291416	0,00419	3,21E-09	0,95305	0,87119
100	0,288238	6,04E-07	1,6E-07	0,95305	0,87119
101	0,288127	0,00016	7,21E-06	0,95321	0,8712
102	0,287871	0,00099	1,09E-05	0,9542	0,87121
103	0,287152	0,00201	2,08E-06	0,95621	0,87121
104	0,285386	1,79E-05	5,69E-08	0,95623	0,87121
105	0,284554	0,00386	6,68E-09	0,96009	0,87121
106	0,283849	1,19E-06	2E-09	0,96009	0,87121
107	0,282927	7,88E-06	1,17E-06	0,9601	0,87121
108	0,282022	8,91E-06	3,57E-06	0,96011	0,87122
109	0,279622	3,23E-06	9,66E-06	0,96011	0,87123
110	0,279116	1,67E-08	1,87E-05	0,96011	0,87125
111	0,277831	6,5E-10	0,02405	0,96011	0,89529
112	0,275222	7,46E-06	7,33E-06	0,96012	0,8953
113	0,274688	1,25E-05	3,17E-06	0,96013	0,8953
114	0,274035	7,06E-08	5,56E-06	0,96013	0,89531
115	0,273816	6,97E-05	1,6E-10	0,96020	0,89531
116	0,273735	5,65E-06	6,57E-08	0,96021	0,89531
117	0,27365	0,00013	2,85E-07	0,96034	0,89531
118	0,273245	1,89E-05	9,81E-07	0,96035	0,89531
119	0,272699	3,82E-05	2,46E-06	0,96039	0,89531
120	0,269219	1,88E-06	0,0001	0,96039	0,89541
121	0,268944	8,46E-08	2,01E-06	0,96039	0,89542
122	0,266194	2,44E-08	1,4E-08	0,96039	0,89542
123	0,265164	1,77E-05	3,18E-08	0,96041	0,89542
124	0,259858	7,4E-09	3,17E-11	0,96041	0,89542
125	0,259741	2,32E-08	1,24E-05	0,96041	0,89543
126	0,259737	3,22E-15	6,98E-07	0,96041	0,89543
127	0,25708	3,9E-05	2,6E-11	0,96045	0,89543

128	0,257055	8,81E-06	2,03E-07	0,96046	0,89543
129	0,257052	6,32E-05	2,39E-08	0,96052	0,89543
130	0,256248	3,17E-08	1,27E-11	0,96052	0,89543
131	0,256242	4,59E-11	3,99E-07	0,96052	0,89543
132	0,25624	2,12E-08	3,25E-08	0,96052	0,89543
133	0,255861	7,36E-06	2,77E-10	0,96053	0,89543
134	0,255859	2,19E-09	9,66E-08	0,96053	0,89543
135	0,255854	4,36E-06	3,09E-09	0,96054	0,89543
136	0,255668	6,71E-07	1,26E-11	0,96054	0,89543
137	0,255666	8,81E-09	4,63E-08	0,96054	0,89543
138	0,255662	1,09E-06	4,43E-09	0,96054	0,89543
139	0,255612	9,76E-07	4,68E-12	0,96054	0,89543
140	0,255612	1,34E-09	2,31E-10	0,96054	0,89543
141	0,255609	1,07E-06	4,42E-10	0,96054	0,89543
142	0,255372	7,18E-07	2,27E-13	0,96054	0,89543
143	0,255371	9,83E-09	6,42E-08	0,96054	0,89543
144	0,255371	5,35E-07	1,51E-09	0,96054	0,89543
145	0,255231	1,18E-07	5,99E-13	0,96054	0,89543
146	0,25523	1,87E-08	4,94E-09	0,96054	0,89543
147	0,25523	2,96E-07	6,61E-10	0,96054	0,89543
148	0,253889	2,25E-06	2,59E-06	0,96054	0,89543
149	0,250161	8,04E-06	3,15E-09	0,96055	0,89543
150	0,249901	0,00042	1,92E-11	0,96097	0,89543
151	0,249824	0,00084	2,83E-09	0,96181	0,89543
152	0,249575	0,01216	8,07E-10	0,97397	0,89543
153	0,242148	1,72E-09	0,05974	0,97397	0,95518



Σχ.3.27 Ιδιομορφή 13 για σεισμική καταπόνηση κατά τη διεύθυνση x



Σχ.3.28 Ιδιομορφή 21 για σεισμική καταπόνηση κατά τη διεύθυνση y

3.7 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 οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε:

- απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα,
- υπέρβαση της αντίστασης του φορέα ή μεμονωμένων φερόντων στοιχείων λόγω:
 - αστοχίας κρίσιμων διατομών,
 - μετατροπής του φορέα σε μηχανισμό,
 - απώλεια ευστάθειας
 - κόπωσης κλπ.

Αντίθετα, υπέρβαση των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας οφείλεται σε:

- υπερβολικές παραμορφώσεις,
- ταλαντώσεις που οδηγούν σε αίσθημα ανασφάλειας,
- υπερβολικές ρηγματώσεις κλπ.

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.

Η γενική ανίσωση σχεδιασμού γράφεται:

$$E_d \leq R_d$$

όπου:

E_d = τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων (φορτία, εντατικά μεγέθη, τάσεις, βέλη, ανοίγματα ρωγμών),

R_d = αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων

Στον Πίνακα 3.13 συνοψίζονται οι προβλεπόμενες από τους Ευρωκώδικες τιμές των συντελεστών ασφαλείας των δράσεων.

Πίνακας 3.13 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των 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
γ_A, γ_E	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 . Οι

συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Πίνακας 3.14 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλ. EN 1991-1-1)			
Κατηγορία Α: Κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία Β: 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 $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $30\text{ kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-3)			
Φιλανδία, ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Σύμφωνα λοιπόν με τους Πίνακες 3.13 και 3.14 για το υπόστεγο που εξετάζεται στα πλαίσια αυτής της διπλωματικής εργασίας:

- **Μόνιμα Φορτία** (συντελεστής ασφαλείας για δυσμενή φόρτιση $\gamma_G=1,35$ ενώ για την ευμενή φόρτιση $\gamma_G=1,00$):
 - **Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων**
 - **Ίδιο βάρος επικάλυψης: $0,114\text{kN/m}^2$**
 - **Φορτία λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων: $0,20\text{ kN/m}^2$**
- **Κινητά Φορτία:**
 - **Φορτία χιονιού: $0,64\text{ kN/m}^2$** συντελεστής ασφαλείας για δυσμενή φόρτιση $\gamma_Q=1,5$ ενώ για την ευμενή φόρτιση $\gamma_Q=0,00$ ενώ οι συντελεστές συνδυασμού για $H < 1000\text{m}$ είναι $\psi_0=0,5$ και $\psi_1=0,2$.

- **Φορτία ανέμου:** συντελεστής ασφαλείας για δυσμενή φόρτιση $\gamma_Q=1,5$ ενώ για την ευμενή φόρτιση $\gamma_Q=0,00$ ενώ οι συντελεστές συνδυασμού για τον άνεμο είναι $\psi_0=0,6$ και $\psi_1=0,2$.

Επομένως, οι συνδυασμοί που έχουν ληφθεί υπόψη στην παρούσα διπλωματική είναι οι ακόλουθοι:

- 1) $1,35G_k+1,5S+1,5\cdot 0,6W$ (χιόνι κύρια μεταβλητή δράση)
- 2) $1,35G_k+1,5W$
- 3) $1,35G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση)
- 4) $1,35G_k+1,5S$
- 5) $G_k+1,5S$
- 6) $G_k+1,5W$
- 7) $G_k+1,5S+1,5\cdot 0,6W$ (χιόνι κύρια μεταβλητή δράση)
- 8) $G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση)
- 9) $G_k+0,3S\pm 0,3E_x\pm E_y$ (ή $G_k+0,3S\pm E_x\pm 0,3E_y$) που είναι ο σεισμικός συνδυασμός και εφόσον έχει γίνει η θεώρηση ότι το φορτίο χιονιού (3.3 του κεφαλαίου αυτού) υπερκαλύπτει το προτεινόμενο επιβαλλόμενο φορτίο οροφής, στον σεισμικό συνδυασμό λαμβάνεται υπόψη το φορτίο χιονιού S στη θέση του ωφέλιμου μεταβλητού φορτίου.

όπου:

G_k είναι οι μόνιμες δράσεις συμπεριλαμβανομένου του ίδιου βάρους φερόντων στοιχείων, του ίδιου βάρους της επικάλυψης και του φορτίου λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων,

S είναι οι δράσεις χιονιού και

W είναι οι δράσεις ανέμου. Όλοι οι παραπάνω συνδυασμοί επαναλαμβάνονται για όλες τις διευθύνσεις ανέμου (0° , 90° και -90°) αλλά και για τις δύο περιπτώσεις ανοιχτής και κλειστής θύρας.

E_x είναι το φορτίο σεισμού κατά τη X διεύθυνση όπου για τον συνδυασμό των ιδιομορφών έχει χρησιμοποιηθεί η μέθοδος CQC.

E_y είναι το φορτίο σεισμού κατά τη Y διεύθυνση όπου για τον συνδυασμό των ιδιομορφών έχει χρησιμοποιηθεί η μέθοδος CQC.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ

Για τα εντατικά μεγέθη από το σεισμό σχεδιασμού επιλέχθηκε να μην υπολογιστούν από την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων των τιμών των μεγεθών λόγω κάθε οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής δράσης διότι η θεώρηση αυτή δίνει πολύ συντηρητικές τιμές.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (4.3.3.5.1), τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις λόγω συνδυασμού των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας και τους δύο ακόλουθους συνδυασμούς:

$$\alpha) E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy}$$

$$\beta) 0,30E_{Edx} "+" E_{Edy}$$

όπου

"+" σημαίνει "να συνδυαστεί με "

E_{Edx} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x που επιλέχθηκε για τον φορέα

E_{Edy} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της ίδιας σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του οριζόντιου άξονα y του φορέα που επιλέχθηκε για τον φορέα.

Συνοπτικά, φαίνονται οι συνδυασμοί φορτίσεων και οι συντελεστές φορτίων για έλεγχο σε ΟΚΑ στον παρακάτω Πίνακα:

Πίνακας 3.15 Συνδυασμοί φορτίσεων και συντελεστές φορτίων για έλεγχο σε ΟΚΑ

	Μόνιμα	Χιόνι	Ανεμοπίεση	E_x	E_y
1	1,35	1,5	1,5·0,6		
2	1,35		1,5		
3	1,35	1,5·0,5	1,5		
4	1,35	1,5			
5	1,0	1,5			
6	1,0		1,5		
7	1,0	1,5	1,5·0,6		
8	1,0	1,5·0,5	1,5		
9.1	1,0	0,3		0,3	1,0
9.2	1,0	0,3		-0,3	1,0
9.3	1,0	0,3		0,3	-1,0
9.4	1,0	0,3		-0,3	-1,0
9.5	1,0	0,3		1,0	0,3
9.6	1,0	0,3		1,0	-0,3
9.7	1,0	0,3		-1,0	0,3
9.8	1,0	0,3		-1,0	-0,3

Κεφάλαιο 4: Προσομοίωμα στο SAP2000

4.1 Παρουσίαση SAP2000

Για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 version 14, που εδώ και 3 0 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:

- Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
- Επιπλέον, ως προς τις δυνατότητες στατικών φορτίσεων, επιτρέπει την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προέκταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.
- Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών. Έτσι, παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.
- Σε περίπτωση μη γραμμικής πλαστικής ανάλυσης, η στατική Pushover ανάλυση εκτελείται με έναν απλό και πρακτικό τρόπο. Μη γραμμικές αρθρώσεις (πλαστικές αρθρώσεις) μπορούν να οριστούν σε οποιαδήποτε θέση των ραβδωτών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητές τους μπορούν να οριστούν από τον χρήστη ή να υπολογιστούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι αναλύσεις μπορεί να ελέγχονται είτε από τις εξωτερικές δυνάμεις είτε από τις παραμορφώσεις,

και τα αποτελέσματα είναι διαθέσιμα σε γραφική μορφή ή πίνακες. Το ίδιο μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για Στατική, Δυναμική και μη γραμμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση (Time History Analysis). Τα αποτελέσματα της μη γραμμικής pushover ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια από τους επεξεργαστές διαστασιολόγησης του προγράμματος. Τα αποτελέσματα της Pushover ανάλυσης απεικονίζονται και είναι διαθέσιμα βήμα – βήμα τόσο σε γραφική μορφή όσο και σε μορφή κειμένου. Οι φασματικές καμπύλες αντοχών με τις εξαιρετικές ιδιότητες αλληλεπίδρασης που διαθέτουν, επιτρέπουν την μελέτη των επιπτώσεων στην κατασκευή με άμεση αλλαγή των παραμέτρων.

- Πιο συγκεκριμένα, μερικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το SAP2000 για τη διευκόλυνση του χρήστη αναφέρονται παρακάτω:
 - Σχεδιαστικά εργαλεία Autocad όπως εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ. για γρήγορη και εύκολη δημιουργία μοντέλων .
 - Καρτεσιανό και κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων. Τα μοντέλα μπορούν να έχουν πολλαπλά συστήματα συντεταγμένων τα οποία μπορούν να περιστραφούν προς οποιαδήποτε κατεύθυνση.
 - Στο πρόγραμμα είναι διαθέσιμες χαλύβδινες διατομές οποιασδήποτε μορφής όπως διπλού ταυ, κοίλες τετραγωνικές, κοίλες κυκλικές, γωνιακά ψυχρής ή θερμής έλασης καθώς και βιβλιοθήκες πρότυπων διατομών σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες, το AISC και άλλους Διεθνείς κανονισμούς.
 - Δυνατότητα γραφικού σχεδιασμού από τον χρήστη διατομών οποιοδήποτε σχήματος και ορισμού του υλικού κατασκευής (section designer).
 - Δυνατότητα εξαγωγής των αποτελεσμάτων της ανάλυσης στο πρόγραμμα Excel για περαιτέρω επεξεργασία καθώς και αρχείων DXF για τη γεωμετρία του φορέα.
 - Τα μέλη του προσομοιώματος στο πρόγραμμα μπορεί να είναι ευθύγραμμα ή καμπύλα.
 - Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα (3D, xz, xy, yz) για καλύτερη εποπτεία του φορέα.
 - Αναλυτικές πληροφορίες για τα μέλη του προσομοιώματος με ένα δεξί κλικ και πλήρης έλεγχος επάρκειας διατομών σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς κλπ.

4.2 Στάδιο Προμελέτης

Στο αρχικό στάδιο, αυτό της προμελέτης, μελετήθηκε ένα τυπικό ενδιάμεσο δισδιάστατο πλαίσιο του φορέα ώστε να γίνει καλύτερα κατανοητή η συμπεριφορά της κατασκευής και να αποκτήσουμε σαφή εικόνα των αναμενόμενων αποτελεσμάτων του τελικού τρισδιάστατου προσομοιώματος. Έγινε προσπάθεια ώστε το μοντέλο να απεικονίζει όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικά και με μεγάλη ακρίβεια τον πραγματικό φορέα.

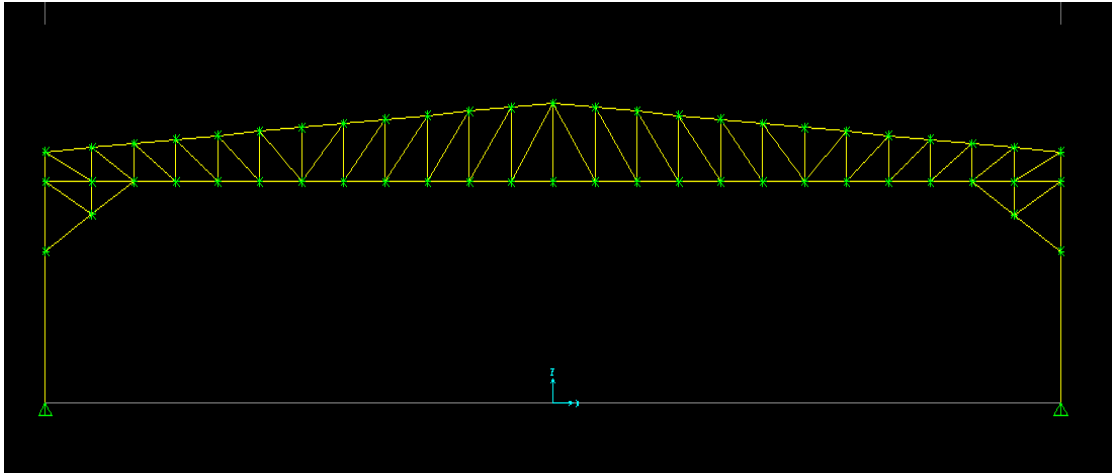
Αρχικά, λοιπόν, προσομοιώθηκε το πλαίσιο δηλαδή τα υποστυλώματα και στη συνέχεια τα δικτυωτά ζυγώματα. Όλοι οι κόμβοι του μοντέλου έπρεπε να δεσμευτούν στην εγκάρσια διεύθυνση του πλαισίου ώστε να εξασφαλιστεί ότι η λειτουργία του πλαισίου στο στάδιο αυτό θα περιοριστεί στο δισδιάστατο επίπεδο.



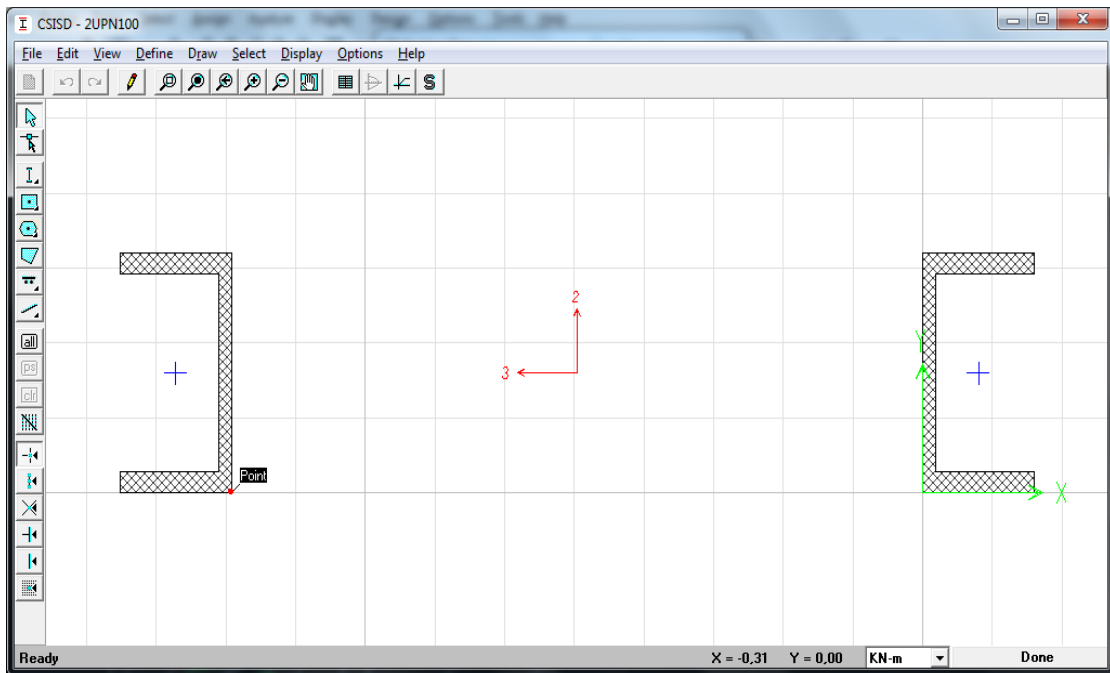
Σχ.4.1 Δέσμευση κόμβων για λειτουργία του πλαισίου στο δισδιάστατο επίπεδο

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 αλληλεπικάλυψη του πραγματικού πλάτους των μελών. Για τις διατομές χρησιμοποιήθηκε η βιβλιοθήκη πρότυπων διατομών του προγράμματος σύμφωνα με τα ευρωπαϊκά πρότυπα αλλά για τα κατακόρυφα και διαγώνια μέλη του δικτυώματος του ζυγώματος χρειάστηκε να χρησιμοποιηθεί το σχεδιαστικό εργαλείο section designer του SAP2000 για να αποδοθεί με ακρίβεια η διατομή τους. (2UPN όπου τα δύο UPN απέχουν απόσταση 0,310 m δηλαδή διατομές που δεν είναι διαθέσιμες στις βιβλιοθήκες του προγράμματος). Στα Σχ.4.3 και Σχ.4.4 φαίνονται οι διατομές 2UPN100 και 2UPN120 όπως σχεδιάστηκαν στο section designer. Ως υλικό κατασκευής ορίστηκε S355 για όλα τα μέλη της κατασκευής.

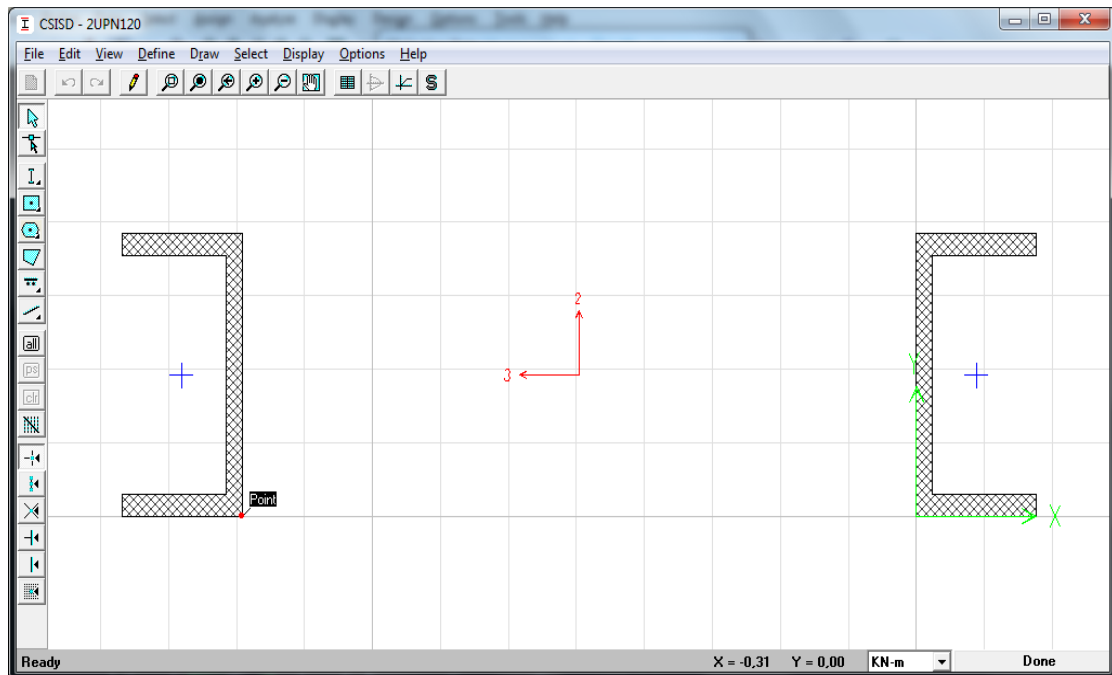
Σχ.4.2 Τυπικό ενδιάμεσο πλαίσιο



Σχ.4.3 Διατομή 2UPN100 όπου τα δύο UPN απέχουν 0,310 m

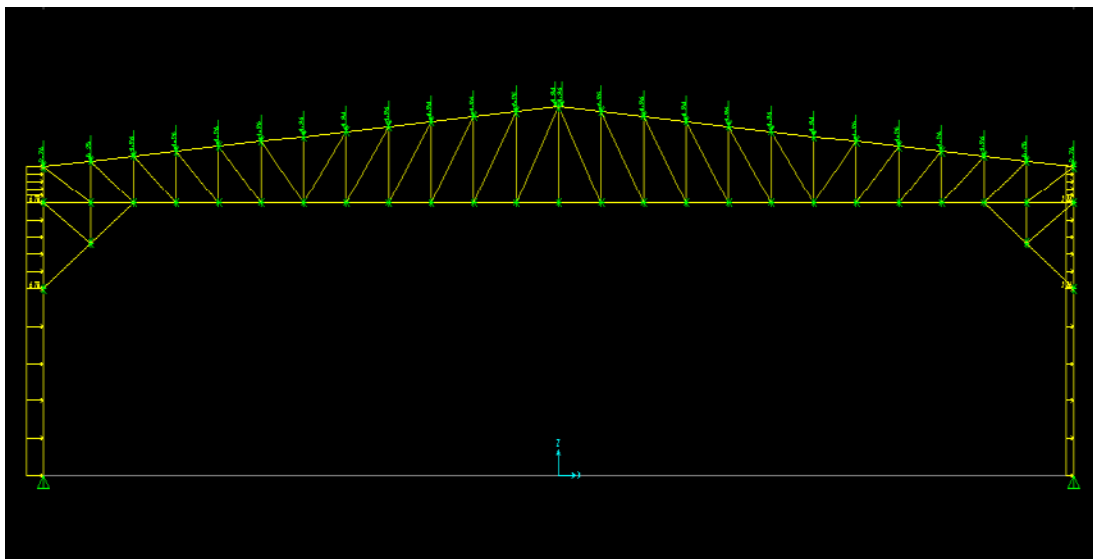


Σχ.4.4 Διατομή 2UPN120 όπου τα δύο UPN απέχουν 0,310 m

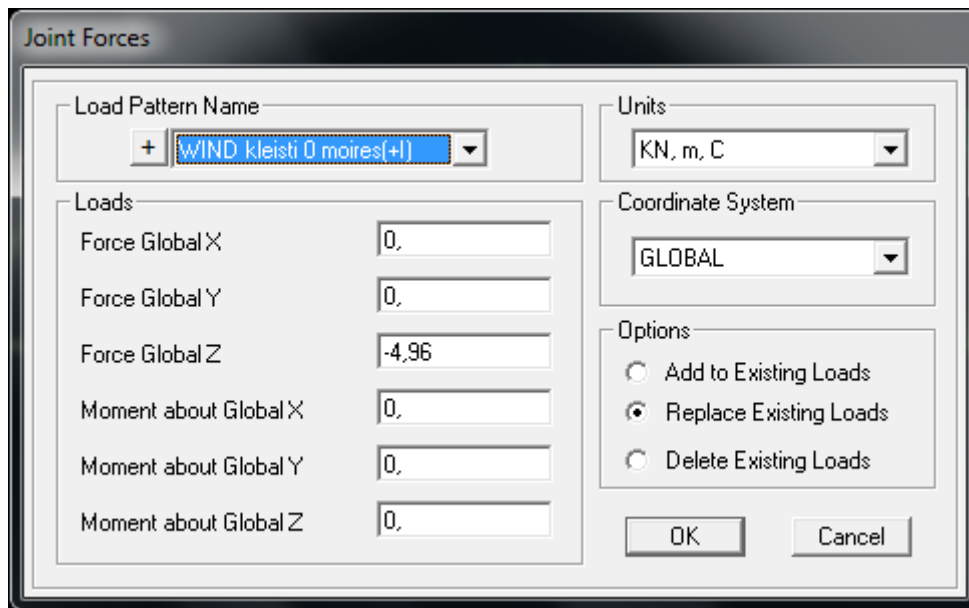


Στο στάδιο αυτό, τα φορτία που λήφθηκαν υπόψη είναι το ίδιο βάρος του φορέα, το οποίο υπολογίζεται απευθείας από το πρόγραμμα, το ίδιο βάρος επικάλυψης, το φορτίο λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων καθώς και το χιόνι ως συγκεντρωμένο στο άνω πέλμα στις θέσεις των τεγίδων. Ο άνεμος τοποθετήθηκε επίσης ως συγκεντρωμένο φορτίο στην θέση των τεγίδων και ως ομοιόμορφα καταναμημένο καθ' ύψος των υποστυλωμάτων. Όλα τα φορτία αυτά έχουν υπολογιστεί στο προηγούμενο κεφάλαιο. Δεν θεωρήθηκε απαραίτητο να ληφθούν υπόψη οι σεισμικές δράσεις στο προκαταρκτικό αυτό στάδιο της μελέτης.

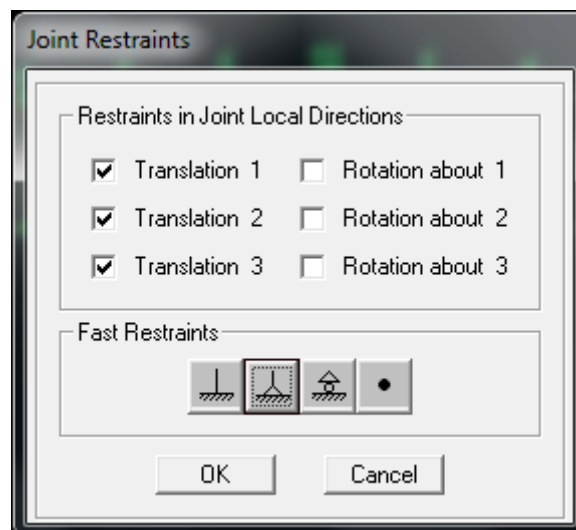
Σχ.4.5 Φόρτιση δισδιάστατου πλαισίου για διεύθυνση ανέμου 0° και κλειστή θύρα



Σχ.4.6 Παράδειγμα ορισμού συγκεντρωμένου φορτίου ανέμου στις θέσεις των τεγίδων



Οι βάσεις των υποστυλωμάτων ορίστηκαν ως αρθρωτές με βάση το παρακάτω παράθυρο του προγράμματος:



Σχ.4.7 Παράθυρο ορισμού συνθηκών στήριξης

Αφού καθορίστηκαν οι συνδυασμοί φόρτισης στο πρόγραμμα (για συνδυασμούς βλ. Κεφάλαιο 3.7), μπορούμε μέσω του προγράμματος να προσδιορίσουμε για ποιους από αυτούς θέλουμε να γίνει ο έλεγχος επάρκειας των διατομών.

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

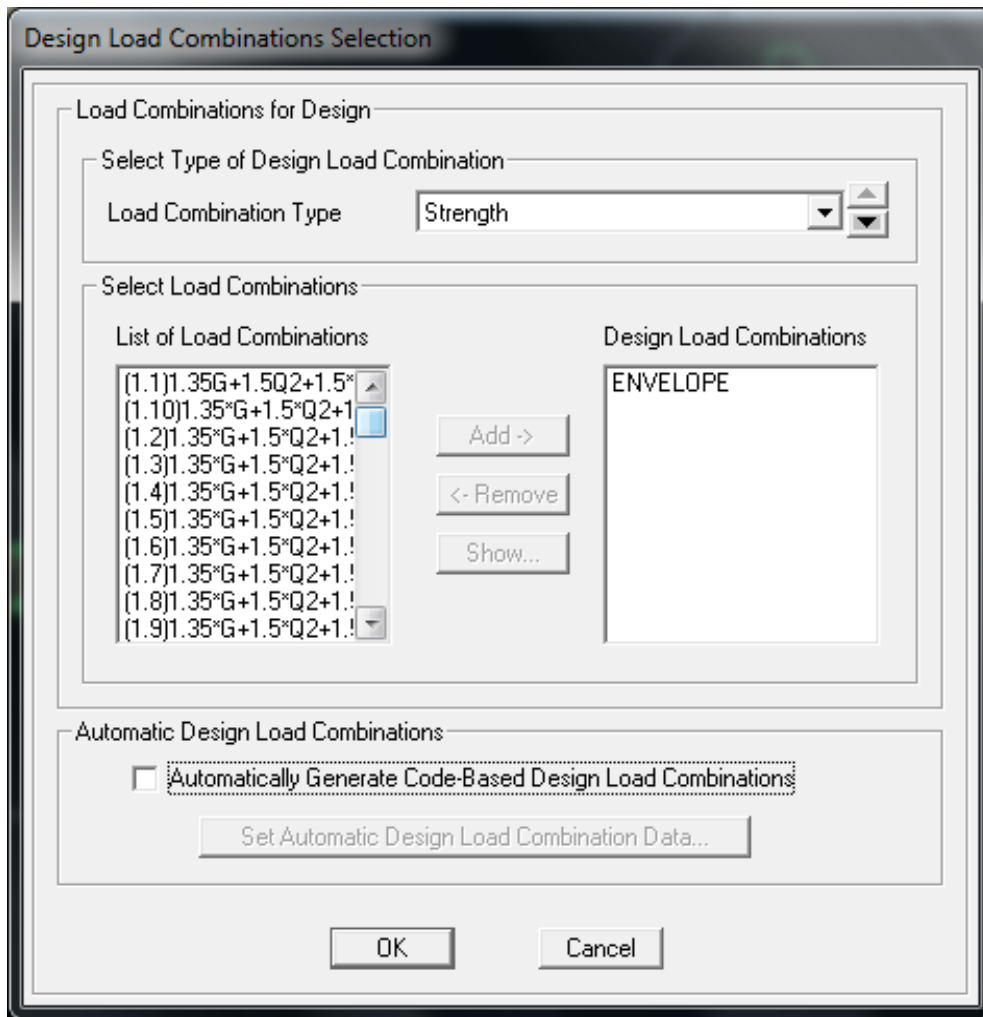
Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1,35
DEAD	Linear Static	1,35
mixanologikos panel xioni 1	Linear Static	1,35
WIND ανοιχτι 0(+)	Linear Static	0,75
	Linear Static	1,5

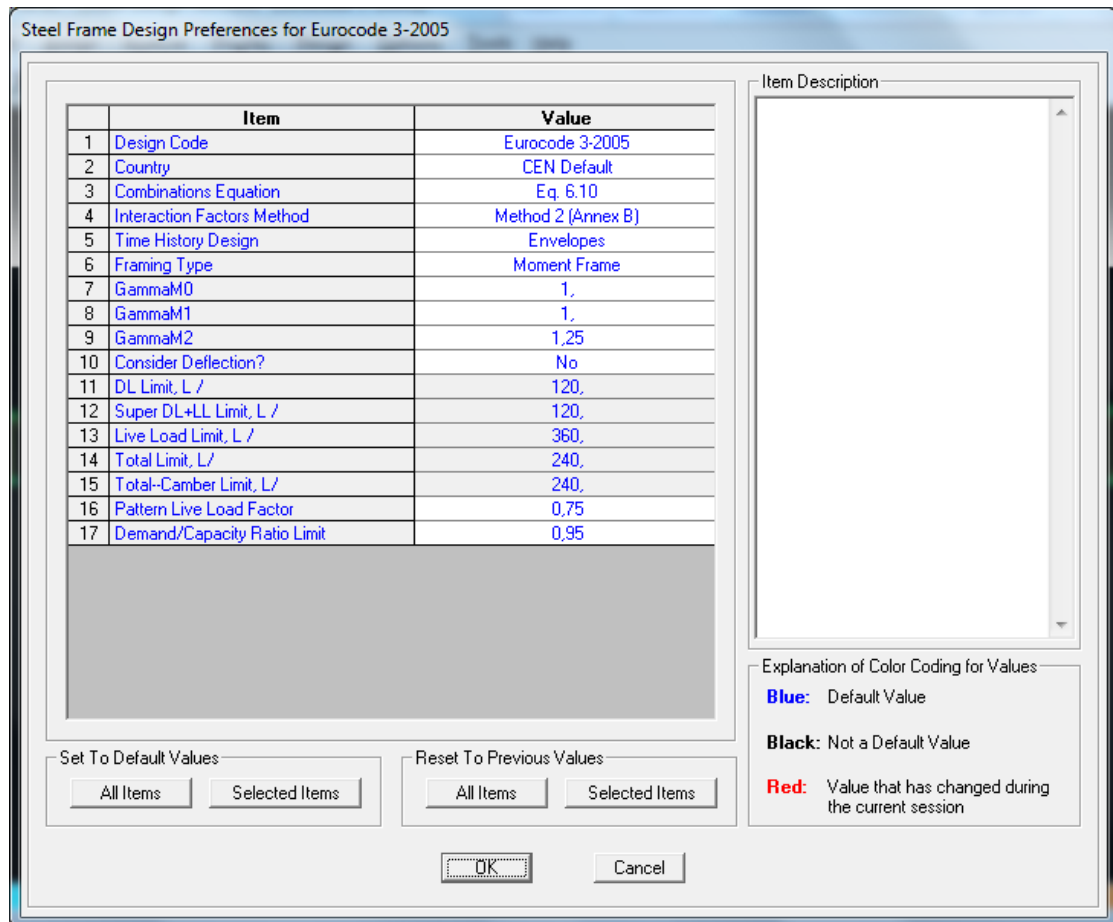
Σχ.4.8 Εισαγωγή συνδυασμών φόρτισης στο πρόγραμμα



Σχ.4.9 Καθορισμός συνδυασμών που θα χρησιμοποιηθούν στον έλεγχο επάρκειας

Επιπλέον, όπως αναφέρθηκε και στο κεφάλαιο 4.1, το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα επιλογής του κανονισμού βάση το οποίο θα γίνει ο έλεγχος επάρκειας των διατομών. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, επιλέχθηκε ο Ευρωκώδικας 3 για τον έλεγχο επάρκειας του φορέα σε ΟΚΑ.

Έχοντας εξασφαλίσει λοιπόν, όπως δείχνει και το παρακάτω Σχ.4.11 ότι η συμπεριφορά και η αντοχή του δισδιάστατου πλαισίου είναι ικανοποιητική, προχωρήσαμε στην εισαγωγή του τρισδιάστατου μοντέλου.



Σχ.4.10 Ορισμός Ευρωκώδικα 3 ως κανονισμού για τον έλεγχο των διατομών



Σχ.4.11 Έλεγχος επάρκειας φορέα

4.3 Εισαγωγή τρισδιάστατου μοντέλου

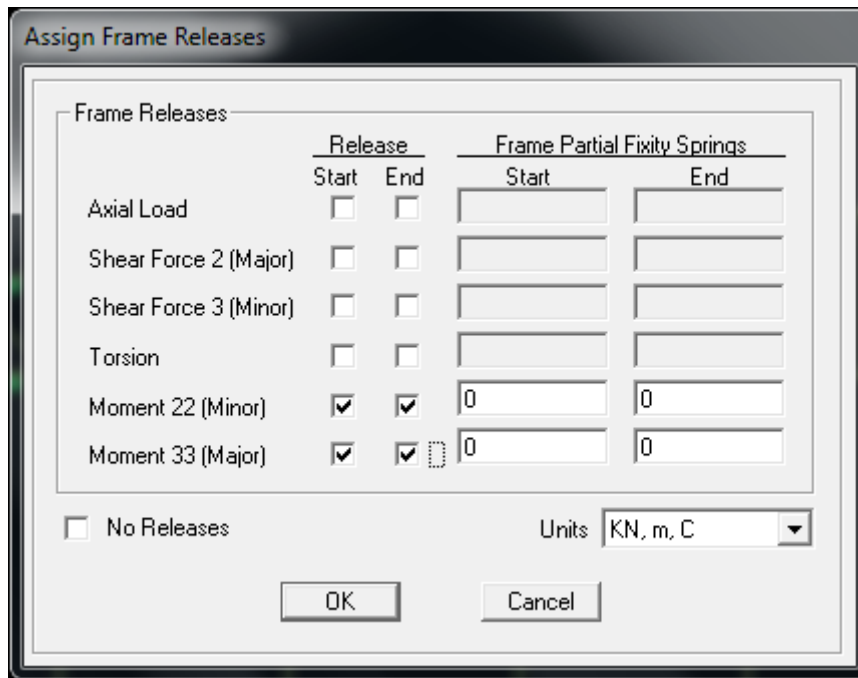
Έχοντας ήδη εισάγει ένα ενδιάμεσο πλαίσιο, εύκολα στήθηκαν και τα υπόλοιπα πλαίσια που είναι παράλληλα διατεταγμένα ανά 5,4 m. Στη συνέχεια, τοποθετήθηκαν οι κεφαλοδοκοί και οι τεγίδες και τέλος οι οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Όσον αφορά τα φορτία λόγω ιδίου βάρους επικάλυψης, λόγω μηχανολογικών εγκαταστάσεων, το χιόνι και ο άνεμος αυτά τοποθετούνται τώρα ως ομοιόμορφα γραμμικά κατανεμημένα στις τεγίδες.

Σχ.4.12 Προσομοίωση ομοιόμορφου γραμμικού φορτίου στο SAP2000

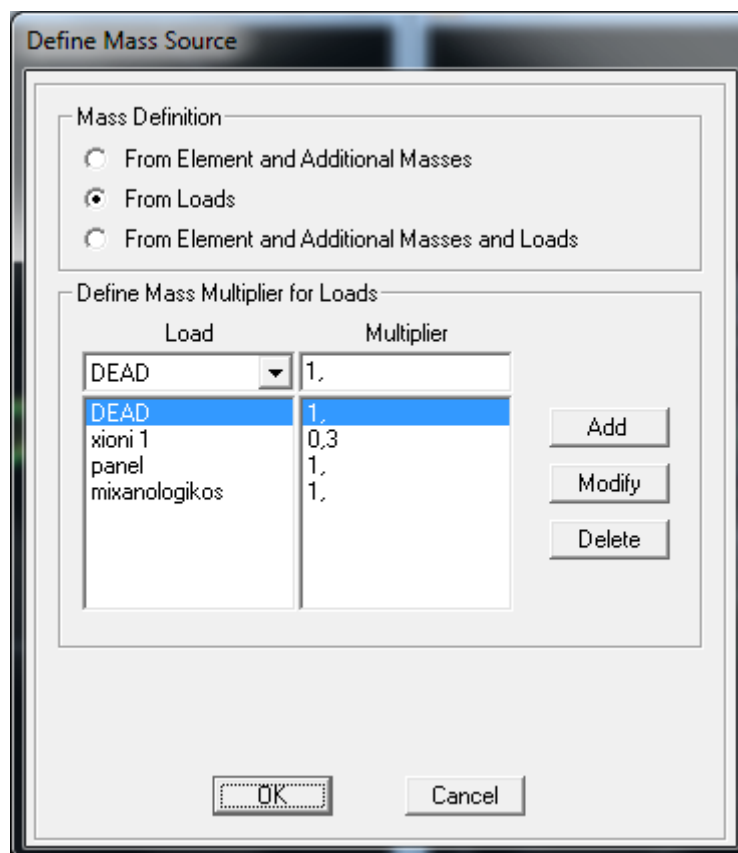
Trapezoidal Loads		1.	2.	3.	4.
Distance		0,	0,25	0,75	1,
Load		0,	0,	0,	0,

Όσον αφορά τη συμμετοχή των κόμβων στην κατανομή των εντατικών μεγεθών στον φορέα, οι τεγίδες, οι κεφαλοδοκοί, τα κατακόρυφα και διαγώνια στοιχεία του δικτυωτού ζυγώματος σχεδιάστηκαν ως αμφιαρθρωτά. Αυτό έγινε με τον παρακάτω τρόπο στο πρόγραμμα:



Σχ.4.13 Απεικόνιση αμφιαρθρωτού στοιχείου

Είναι ακόμη πολύ σημαντικός ο ορισμός της μάζας που ταλαντώνεται κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Στο Σχ.4.13 φαίνεται ο ορισμός της μάζας του φορέα με βάση τα φορτία:



Σχ.4.14 Ορισμός μάζας του φορέα

Κεφάλαιο 5: Έλεγχος επάρκειας διατομών και μελών

5.1 Έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας που θα εξετασθούν παρακάτω

5.1.1 Εφελκυσμός

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} 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:

α) 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

γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}}$$

όπου

A_{net} το εμβαδόν της καθαρής διατομής

f_u η εφελκυστική αντοχή (τάση θραύσης) του χάλυβα

γ_{M2} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

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

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

5.1.2 Θλίψη

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:

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

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

όπου

A η πλήρης διατομή

A_{eff} η ενεργός διατομή.

5.1.3 Μονοαξονική (ή απλή) Κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} 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:

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

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

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

όπου W_{el} και W_{eff} αντιστοιχούν στην πρώτη διαρροή της ακραίας θλιβόμενης ίνας και στην ενεργό διατομή αντίστοιχα.

5.1.4 Τέμνουσα

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:

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

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης

5.1.5 Κάμψη και διάτμηση

Όταν υπάρχει διατμητική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής.

Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας (διατμητική κύρτωση) μειώνει την αντοχή της διατομής σύμφωνα με το πρότυπο EN 1993-1-5.

Διαφορετικά, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η μειωμένη ροπή αντοχής, που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση και για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{y,v,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \text{ αλλά πρέπει } M_{y,v,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$$

όπου

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

5.1.6 Κάμψη και αξονική δύναμη

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής.

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

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

όπου

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

Για ορθογωνικές συμπαγείς διατομές χωρίς οπές λόγω κοχλιών, το $M_{N,Rd}$ λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]$$

όπου

$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_0}$ η αξονική δύναμη σχεδιασμού διαρροής της διατομής

A το εμβαδόν της διατομής

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

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

και

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

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:

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

Για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι σπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω προσεγγιστικές σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5a) \text{ αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{Για } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{Για } n > a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

όπου

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A}, \text{ πρέπει όμως } a \leq 0,5.$$

5.1.7 Αντοχή των μελών σε λυγισμό/ Μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη

5.1.7.1 Αντοχή σε λυγισμό

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 μέλους σε λυγισμό λαμβάνεται από:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3}$$

όπου

χ μειωτικός συντελεστής

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση ως συνάρτηση της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$ και του συντελεστή ατελειών α , ο οποίος εξαρτάται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ αλλά } \chi \leq 1,0$$

όπου

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3}$$

α είναι ο συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 5.1, σε σχέση και με τον Πίνακα 5.2.

N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής

Πίνακας 5.1 Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

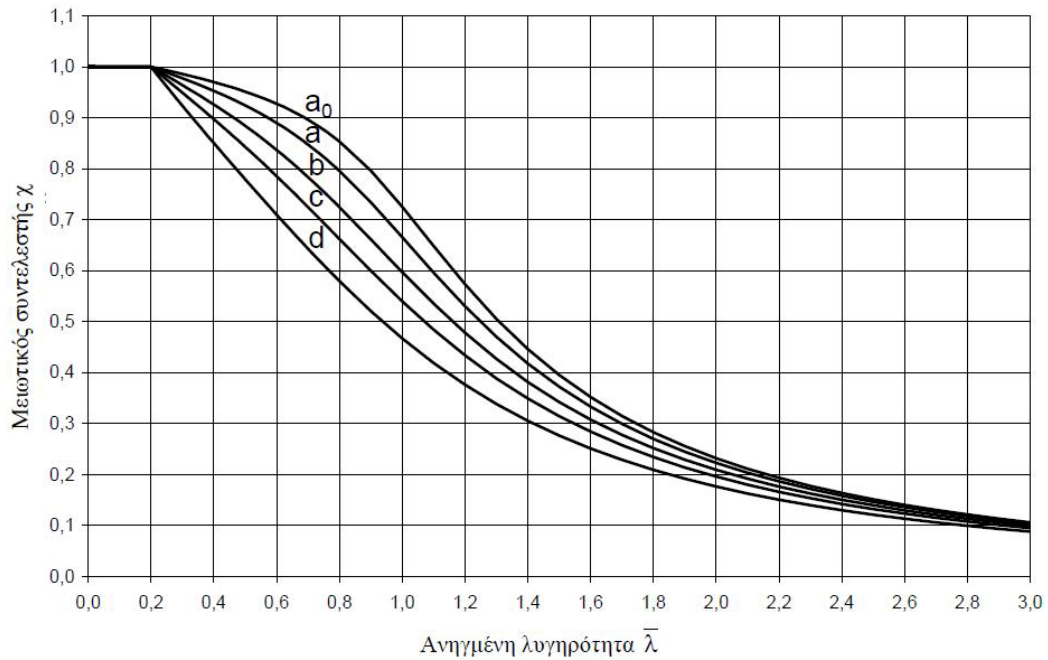
Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχ.5.1.

Για λυγηρότητα:

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

(μικρή λυγηρότητα), η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν εκδηλωθεί λυγισμός. Επομένως, οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Σχ.5.1 Καμπύλες λυγισμού



5.1.7.2 Λυγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ δίνεται από:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3}$$

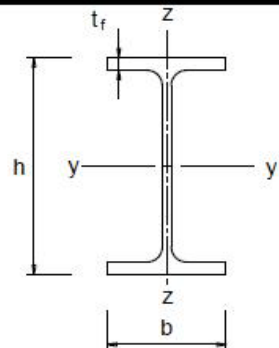
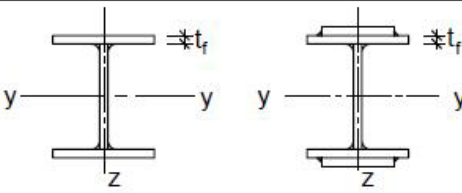
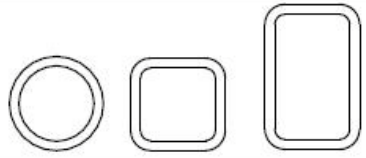
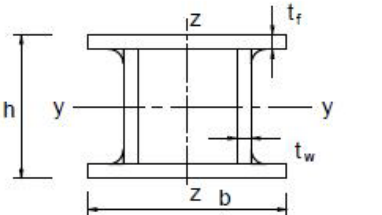
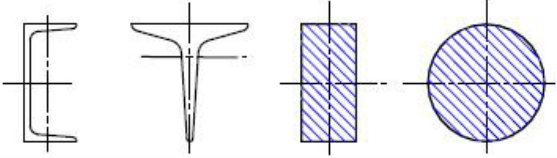
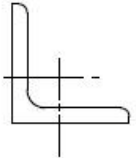
όπου L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

$i = \sqrt{I/A}$ είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ σε N/mm}^2)$$

Πίνακας 5.2 Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί των άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελαττές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d
Κούλες Διατομές 	Εν θερμό έλαση	Κάθε	a	a ₀
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
Συγκολλητές κιβωτοειδείς 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-, I- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	c	c
L-διατομές 		Κάθε	b	b

5.1.7.3 Λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_T$ για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr,T}}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3}$$

Για στρεπτικό λυγισμό, η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να καθορίζεται από τον Πίνακα 5.2, θεωρώντας αυτήν που σχετίζεται με τον άξονα z. Πρακτικά ο στρεπτικός λυγισμός είναι δυσμενέστερος του καμπτικού για περιορισμένο αριθμό διατομών.

5.1.8 Αντοχή των μελών σε λυγισμό/ Μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη

5.1.8.1 Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$, πρέπει να καθορίζεται από τη σχέση:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} είναι ο συντελεστής ατελειών (από Πίνακα 5.3)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \text{ η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού}$$

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 5.3 Συντελεστές ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Η κατάλληλη καμπύλη λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιείται, δίνεται στον

παρακάτω Πίνακα 5.4:

Πίνακας 5.4 Καμπύλες πλευρικού λυγισμού

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

Οι τιμές του μειωτικού συντελεστή χ_{LT} μπορούν να προσδιορίζονται και από το Σχ.5.1, συναρτήσει της αντίστοιχης ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}_{LT}$.

Για λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2 \text{ ή για } \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04 \text{ (} \bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4 \text{ και } \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16 \text{ για ελατές διατομές)}$$

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

5.1.9 Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

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:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

όπου:

C_1 , C_2 και C_3 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 $y-y$

$$z_j = z_s - \left[0,5 \int_A z(y^2 + z^2) dA \right] / I_y$$

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.


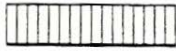

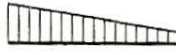





Για δοκούς διπλής συμμετρίας είναι $z_j = 0$, ενώ όταν τα εξωτερικά φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της διατομής είναι $z_g = 0$.

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 για 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.

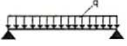

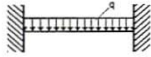

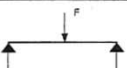
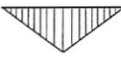
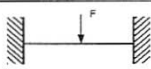

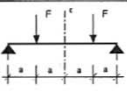

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και λαμβάνεται ίσος προς 1,0 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνίσταται, γενικά, και σε άλλες περιπτώσεις να χρησιμοποιείται η συντηρητική τιμή $k_w = 1$.

Οι συντελεστές C_1, C_2 και C_3 δίνονται στους Πίνακες 5.5 και 5.6 για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του k , ανάλογα με τη μορφή του διαγράμματος καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ πλευρικών στηρίξεων.

Πίνακας 5.5 Συντελεστές C_1, C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k , σε περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές

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

Πίνακας 5.6 Συντελεστές C_1, C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k , σε περίπτωση 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

5.1.10 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη

Εκτός εάν εκτελείται ανάλυση δεύτερης τάξης, η ευστάθεια μελών σταθερής διατομής διπλής συμμετρίας, που δεν είναι ευαίσθητη σε στρεπτικές παραμορφώσεις, πρέπει να ελέγχεται σύμφωνα με τις παρακάτω παραγράφους, όπου διάκριση γίνεται μεταξύ:

- Μελών που δεν είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. κοίλες κυκλικές διατομές ή διατομές όπου η στρέψη παρεμποδίζεται, στα οποία λαμβάνεται $\chi_{LT}=1,0$.
- Μελών που είναι ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, π.χ. μέλη με ανοιχτές διατομές, στα οποία δεν παρεμποδίζεται η στρέψη, όπου ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός αποτελεί πιθανή μορφή αστοχίας, οπότε πρέπει να υπολογίζεται ο χ_{LT}

Για μέλη δομικών συστημάτων ο έλεγχος αντοχής μπορεί να γίνεται βασιζόμενος στα μεμονωμένα μέλη ενός ανοίγματος, θεωρούμενα αποκομμένα από το σύστημα.

Επομένως, μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

όπου

$N_{Ed}, M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ 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 λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4, βλ. Πίνακα 5.7

χ_y και 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 $\chi_{LT}=1,0$.

$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ οι συντελεστές αλληλεπίδρασης, εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί.

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Πίνακας 5.7 Τιμές για $N_{Rk}=f_y A_i$, $M_{i,Rk}=f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} μπορούν να λαμβάνονται από δύο εναλλακτικές μεθόδους, με το Εθνικό Προσάρτημα να επιτρέπει τη χρήση και των δύο. Στα πλαίσια των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν σε αυτήν τη διπλωματική επιλέχθηκε η 2η μέθοδος, σύμφωνα με την οποία οι τιμές των k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} υπολογίζονται με βάση τους παρακάτω Πίνακες 5.8, 5.9 και 5.10.

Πίνακας 5.8 Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις σύμφωνα με τη 2^η μέθοδο


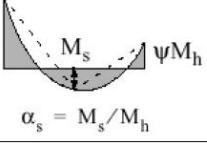
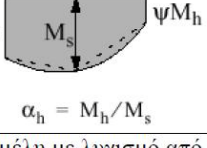
Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
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	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

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 5.9 Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις σύμφωνα με τη 2^η μέθοδο

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	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}	$\left[1 - \frac{0,05 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ για $\bar{\lambda}_z < 0,4$: $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
	k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1

Πίνακας 5.10 Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής στους Πίνακες 5.8 και 5.9

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		

5.2 Ικανοτικός έλεγχος

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

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

- στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους, όπως στη συγκεκριμένη περίπτωση, θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι,
- στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους σχήματος V, θα λαμβάνονται υπόψη τόσο οι εφελκόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι.

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 θα πρέπει να περιορίζεται σε: $1,3 < \bar{\lambda} < 2,0$.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Το όριο του 1,3 ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστρωμάτων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται από μια ανάλυση στο οριακό στάδιο αστοχίας, όπου λαμβάνεται ως ενεργή μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος.

Σε φορείς που διαθέτουν έως και δύο ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο $\bar{\lambda}$.

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

Οι συνδέσεις των διαγωνίων με οποιοδήποτε άλλο μέλος θα πρέπει να ικανοποιούν τους παρακάτω κανόνες σχεδιασμού:

Ο σχεδιασμός των συνδέσεων θα είναι τέτοιος ώστε να περιορίζει την τοπική συγκέντρωση πλαστικών παραμορφώσεων, τις υψηλές τάσεις αποφόρτισης και να αποτρέπει τα ελαττώματα της παραγωγής.

Για συγκόλληση με παράθεση ή κοχλιωτές μη πλάστιμες συνδέσεις, θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$$

όπου

R_d είναι η αντοχή της σύνδεσης σύμφωνα με το EN 1993,

R_{fy} είναι η πλαστική αντοχή του συνδεδεμένου πλάστιμου μέλο φ η οποία βασίζεται στην τάση διαρροής σχεδιασμού του υλικού όπως ορίζεται στο EN 1993.

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής (βλέπε 6.1.3(2) και 6.2 Ευρωκώδικα 8).

Για κοχλιωτές συνδέσεις τέμνουσας, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού των κοχλιών θα πρέπει να είναι υψηλότερη από 1,2 φορές τη φέρουσα αντοχή σχεδιασμού.

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i η οποία ορίζεται παρακάτω δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%.

5.2.2 Δοκοί και υποστυλώματα

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει αν πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_o \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

όπου

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,G}$ είναι η αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού,

- γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής (βλέπε 6.1.3(2) και 6.2(3) Ευρωκώδικα 8) Η τιμή η οποία αποδίδεται στο γ_{ov} για χρήση σε μία Χώρα μπορεί να δίδεται στο Εθνικό Προσάρτημά της. Η προτεινόμενη τιμή είναι $\gamma_{ov} = 1,25$
- Ω είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγώνιες το π πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου
- $N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγώνιου i ,
- $N_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

5.3 Έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν

5.3.1 Κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι κατά Υ

Σύμφωνα με την παράγραφο 5.2.1 θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι στους διαγώνιους συνδέσμους.

➤ Στοιχεία διαγώνιου μέλους

Διαγώνιο μήκος: $L=6,63m$

Μήκος λυγισμού: $L_{cr}=3,32m$

$$\tan a = \frac{3,85}{5,4} = 0,71$$

$a = 35,5^\circ$ (γωνία κλίσης)

Επιλέγεται κοίλη τετραγωνική διατομή **80X80X5** με τα εξής χαρακτηριστικά:

$$A = 14,73cm^2$$

$$I_y = 141,3cm^4$$

$$I_z = 141,3cm^4$$

$$h = 80mm$$

$$b = 80mm$$

$$t = 5mm$$

➤ Έλεγχος λυγηρότητας

Ανηγγμένη λυγηρότητα : $\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{Af_y}{I_y E}} = 1,401$ ως προς τον άξονα y

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{Af_y}{I_y E}} = 1,401 \text{ ως προς τον άξονα } z$$

Επομένως, ισχύει η απαίτηση για την αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, όπως ορίζεται στο EN 1993-1-1:2004 για πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους: $1,3 < \bar{\lambda} = 1,401 < 2,0$.

Σε φορείς που διαθέτουν έως και δύο ορόφους, δεν εφαρμόζονται περιορισμοί στο $\bar{\lambda}$ (βλ. 5.2.1).

➤ **Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου**

Αντοχή διαρροής της διατομής της διαγωνίου(βλ.5.1.1):

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{14,73cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,0} = 522,9kN \gg N_{Ed} = 2 \times 46,7 = 93,4kN$$

όπου N_{Ed} είναι η δρώσα αξονική εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου που προκύπτει από το σεισμικό συνδυασμό (9.1) θεωρώντας το διπλάσιο της δύναμης που προκύπτει από την ανάλυση του προγράμματος SAP και

$$f_y = 35,5kN/cm^2 \text{ η τάση διαρροής για χάλυβα ποιότητας S355.}$$

➤ **Έλεγχος σε εφελκυσμό διατομής ελάσματος σύνδεσης**

Για τη σύνδεση των διαγώνιων συνδέσμων στους κόμβους χρησιμοποιείται έλασμα και έστω ότι το πάχος του ελάσματος θεωρείται ότι είναι 1 mm. Οι χρησιμοποιούμενοι κοχλίες θα είναι ποιότητας 10.9 και M20. Επομένως ισχύουν τα παρακάτω:

Κοχλίες 10.9

$$f_{yb} = 90kN/cm^2 \text{ (όριο διαρροής κοχλία)}$$

$$f_{ub} = 100kN/cm^2 \text{ (εφελκυστική αντοχή κοχλία)}$$

$a_v = 0,6$ θεωρώντας ότι το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία

M20

$d = 20mm$ η διάμετρος κορμού του κοχλία

$d_o = d + a = 22mm$ η διάμετρος της οπής

Η βασική επιδίωξη είναι η διαρροή να γίνεται στη βασική διατομή της διαγωνίου και όχι στο έλασμα σύνδεσης. Το βοηθητικό έλασμα σχεδιάζεται, λοιπόν, ώστε να έχει υπεραντοχή έναντι της βασικής διατομής της διαγωνίου. Επισημαίνεται ότι οι συνδέσεις σε περιοχές πλαστικών αρθρώσεων πρέπει να έχουν επαρκή υπεραντοχή, ώστε να περιορίζουν τη διαρροή στα πλαστικά μέλη και πρέπει να ικανοποιούν την παρακάτω σχέση:

$$R_d \geq 1,20 R_{fy}$$

όπου

R_d είναι η οριακή αντοχή της σύνδεσης

R_{fy} είναι η αντοχή διαρροής του πλαστικού μέλους

$$tb \geq 1,2A \rightarrow b \geq \frac{1,2 \times 14,73 \text{ cm}^2}{1,2 \text{ cm}} = 14,73 \text{ cm}$$

και

$$1,2N_{pl,Rd} = \frac{1,2 \times 14,73 \times 35,5}{1,0} = 627,5 \text{ kN} \leq N_{u,Rd,ελασμ} = \frac{0,9 \times (b - 2,2 \text{ cm}) \times 1,2 \text{ cm} \times 51 \text{ kN / cm}^2}{1,25}$$

$$\rightarrow b \geq 16,44 \text{ cm}$$

$$f_u = 51 \text{ kN / cm}^2 \text{ για S355}$$

Επιλέγεται λοιπόν πλάτος ελάσματος (στη θέση της πρώτης οπής) ίσο με $b = 17 \text{ cm}$.

➤ Αντοχή συγκόλλησης

Το πάχος της συγκόλλησης επιλέγεται ίσο με 3mm.

$a = 3 \text{ mm} = 0,3 \text{ cm} < 0,7 \times t_{\min} = 0,7 \times 0,5 = 0,35 \text{ cm}$ (το μέγιστο πάχος της συγκόλλησης συνιστάται να είναι ίσο προς 0,7t, όπου t είναι το μικρότερο από τα πάχη των προς σύνδεση ελασμάτων).

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση $f_{vw,d}$ της συγκόλλησης δίνεται από τη σχέση:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{51 \text{ kN / cm}^2}{\sqrt{3} \times 0,9 \times 1,25} = 26,17 \text{ kN / cm}^2$$

όπου:

f_u η ονομαστική εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέρη

β_w ο συντελεστής συσχέτισης του Πίνακα 5.11

Πίνακας 5.11 Συντελεστής συσχέτισης β_w εξωραφών

Ποιότητα χάλυβα	S235	S275	S355	S420 και S460
Συντελεστής συσχέτισης	0,80	0,85	0,90	1,0

Το απαιτούμενο μήκος συγκόλλησης υπολογίζεται ως εξής:

$$1,2N_{pl,Rd} \leq 4laf_{vw,d} \rightarrow l \geq \frac{1,2 \times 522,9kN}{4 \times 0,3cm \times 26,17kN/cm^2} = 19,98cm \approx 20cm$$

➤ **Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση**

Όπως αναφέρεται και παραπάνω οι χρησιμοποιούμενοι κοχλίες θα είναι ποιότητας 10.9 και M20 (Κατηγορία Α-δεν απαιτείται προένταση). Θεωρείται ότι οι κοχλίες διαμορφώνονται ως μονότμητοι με χρήση ενός κομβοελάσματος.

$$F_{v,Rd} = n \frac{a_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}} m$$

όπου:

n τα επίπεδα διάτμησης

$a_v = 0,6$ θεωρώντας ότι το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times (2,0cm)^2}{4} = 3,14cm^2 \text{ το εμβαδόν της διατομής ενός κοχλία}$$

$$f_{ub} = 100kN/cm^2 \text{ (εφελκυστική αντοχή κοχλία)}$$

m το πλήθος των κοχλιών

Επομένως:

$$F_{v,Rd} = 1 \times \frac{0,6 \times 3,14cm^2 \times 100kN/cm^2}{1,25} m = 150,7m > 1,2 \times N_{pl,Rd} = 1,2 \times 522,9 = 627,5kN$$

$$\rightarrow m > \frac{627,5}{150,7} = 4,16 \rightarrow m = 5$$

Όπως αναφέρεται και παραπάνω(βλ.5.2.1) για κοχλιωτές συνδέσεις τέμνουσας, η διατμητική αντοχή σχεδιασμού των κοχλιών θα πρέπει να είναι υψηλότερη από 1,2 φορές τη φέρουσα αντοχή σχεδιασμού.

Η αντοχή λοιπόν 5 κοχλιών M20 ποιότητας 10.9 σε διάτμηση είναι:

$$F_{v,Rd} = 1 \times \frac{0,6 \times 3,14cm^2 \times 100kN/cm^2}{1,25} \times 5 = 753,6kN$$

➤ Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών με υπόθεση διαβρωτικού περιβάλλοντος

Ελάχιστες αποστάσεις:

$$\min e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \times 2,2cm = 2,64cm$$

$$\min e_2 = 1,2d_0 = 1,2 \times 2,2cm = 2,64cm$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \times 2,2cm = 4,84cm$$

$$\min p_2 = 2,4d_0 = 2,4 \times 2,2cm = 5,28cm$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$\max e_1 = 4t + 40mm = 4 \times 1,2 + 4 = 8,8cm$$

$$\max e_2 = 4t + 40mm = 4 \times 1,2 + 4 = 8,8cm$$

$$\max p_1 = \min(14t, 200mm) = \min(16,8cm, 20cm) = 16,8cm$$

$$\max p_2 = \min(14t, 200mm) = \min(16,8cm, 20cm) = 16,8cm$$

όπου t το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους

$$t = \min(1,2cm, 1,2cm) = 1,2cm$$

Επιλέγουμε:

$$2,64cm < e_1 = 4,5cm < 8,8cm$$

$$4,84cm < p_1 = 5,5cm < 16,8cm$$

➤ Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας οπών

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_{b,Rd} = n \frac{k_1 a_b f_u d t_{\min}}{\gamma_{M2}}$$

όπου:

n είναι το πλήθος των οπών

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1, 0 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2, 8 \frac{e_2}{d_0} - 1, 7; 1, 4 \frac{p_2}{d_0} - 1, 7; 2, 5 \right\}$$

$f_u = 51 \text{ kN/cm}^2$ η εφελκυστική αντοχή σε θραύση του ελάσματος

d η διάμετρος του κοχλία

d_0 η διάμετρος της οπής

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{4,5 \text{ cm}}{3 \times 2,2 \text{ cm}}; \frac{5,5 \text{ cm}}{3 \times 2,2 \text{ cm}} - \frac{1}{4}; \frac{100}{51}; 1,0 \right\} =$$

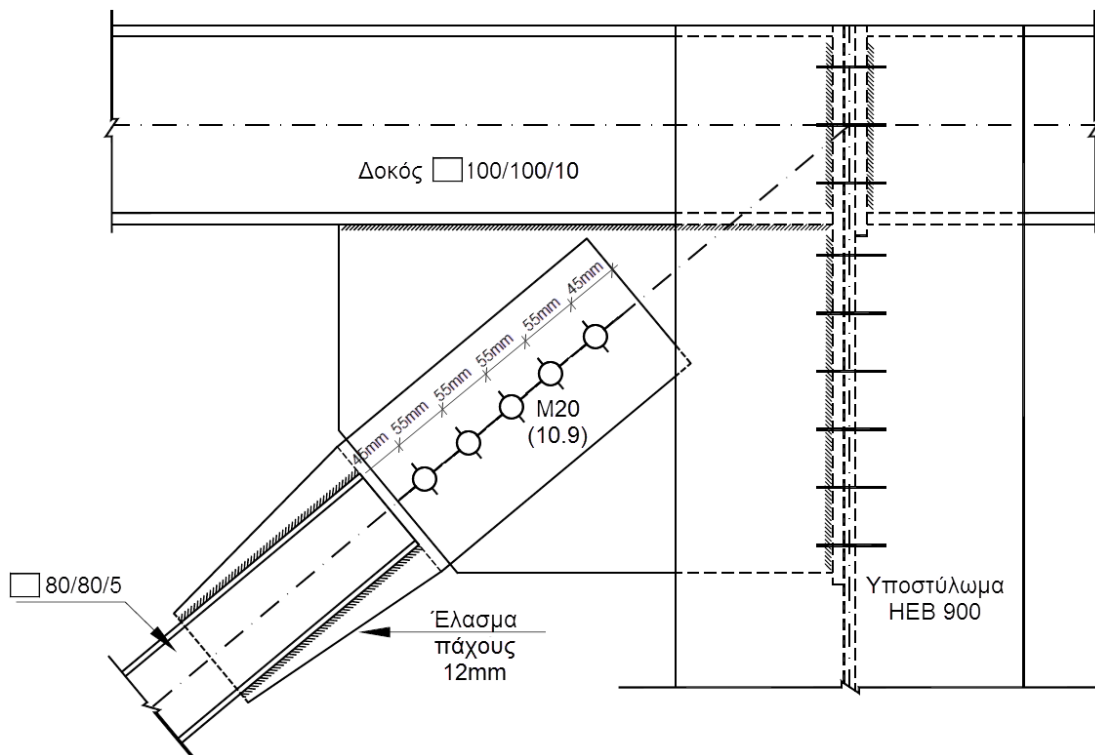
$$= \min \{0,68; 0,583; 1,96; 1,0\} = 0,583$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5 \text{ για πλευρικά ακραίους κοχλίες}$$

$$F_{b,Rd} = n \frac{k_1 a_b f_u d t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 5 \times \frac{2,5 \times 0,583 \times 51 \text{ kN/cm}^2 \times 2,0 \text{ cm} \times 1,2 \text{ cm}}{1,25} = 713,6 \text{ kN}$$

Όμως, πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο πλαστιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική θα πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών. Δηλαδή:

$$1,2 N_{pl,Rd} = 627,5 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 713,6 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 753,6 \text{ kN}$$



Σχ.5.1 Λεπτομέρεια σύνδεσης

Πίνακας 5.12 Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και από τα άκρα

Αποστάσεις, βλέπε Σχήμα 3.1	Ελάχιστη	Μέγιστη ^{1) 2) 3)}		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση από άκρο e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$		Η μεγαλύτερη από $8t$ ή 125 mm
Απόσταση e_3 σε επιμήκειες οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Απόσταση e_4 σε επιμήκειες οπές	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Βήμα p_1	$2,2d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm
Βήμα $p_{1,0}$		Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm		
Βήμα $p_{1,i}$		Η μικρότερη από $28t$ ή 400 mm		
Βήμα p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t$ ή 200 mm	Η μικρότερη από $14t_{\min}$ ή 175 mm

5.3.2 Ικανοτικός Έλεγχος Κεφαλοδοκού

➤ Ικανοτικός συντελεστής Ω

Σύμφωνα με όσα αναφέρονται παραπάνω (βλ. 5.2.2 του παρόντος και 6.7.4

Ευρωκώδικα 8), ο συντελεστής Ω ορίζεται ως η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

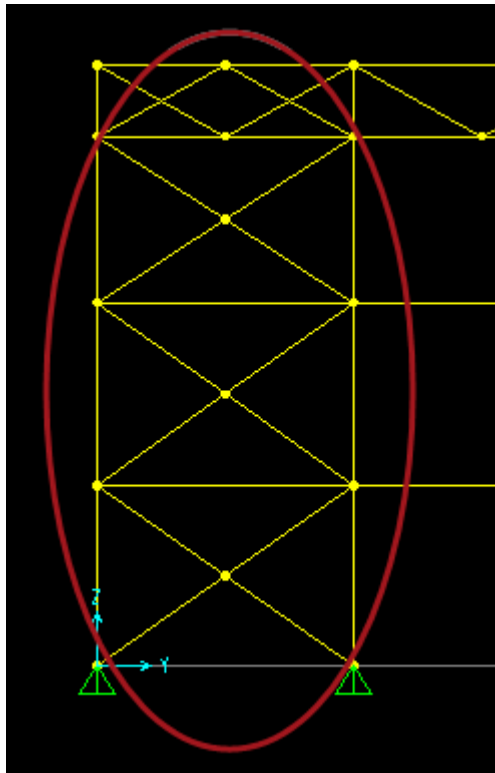
$N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i ,

$N_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Επομένως :

$$\Omega_i = \min \{ \Omega_1, \Omega_2, \Omega_3 \} = \min \left\{ \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}} \right\} = \min \left\{ \frac{522,9}{93,4}, \frac{522,9}{92,2}, \frac{522,9}{89,8} \right\} = 5,6$$

όπου Ω_i είναι ο ικανοτικός συντελεστής που αντιστοιχεί σε κάθε ζεύγος διαγωνίων που αποτελούν τον κάθε κατακόρυφο σύνδεσμο.



Σχ.5.2 Μορφή κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο κεφάλαιο 5.2.1, προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστικη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή Ω_i η οποία ορίζεται παρακάτω δεν διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω κατά περισσότερο από 25%, κάτι που ισχύει:

$$\Omega_3 = \Omega_{\max} = \frac{522,9}{89,8} = 5,82 < 1,25\Omega_{\min} = 1,25 \times \frac{522,9}{93,4} = 7,0$$

➤ **Στοιχεία οριζόντιας δοκού**

Η οριζόντια δοκός-κεφαλοδοκός ελέγχεται σε λυγισμό σύμφωνα με το κεφάλαιο 5.1.5 και 5.2.2 του παρόντος.

Κοίλη τετραγωνική διατομή: **100X100X10**

$$A = 36,0 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 492 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 492 \text{ cm}^4$$

$$h = 100 \text{ mm}$$

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 3,70 \text{ cm} \quad (\text{ακτίνα αδρανείας περί τον άξονα } y-y)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 3,70 \text{ cm} \quad (\text{ακτίνα αδρανείας περί τον άξονα } z-z)$$

Μήκος μέλους: $L=5,4\text{m}$

Μήκος λυγισμού: $L_{cr}=L_y=L_z=5,4\text{m}$ δεδομένου ότι πρόκειται για αμφιαρθρωτό μέλος

➤ **Κατάταξη διατομής**

$\frac{c}{t} = \frac{100 - 2 \times 10}{10} = 8 < 33\varepsilon = 33\sqrt{\frac{235}{355}} = 26,8$ από Πίνακα 5.13 για τμήματα που υπόκεινται σε θλίψη.

Επομένως, η διατομή 100X100X10 είναι **Κατηγορίας 1**.

Πίνακας 5.13 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία-για κορμούς

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Άξονας κάμψης		
				Άξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	$\text{όταν } \alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ $\text{όταν } \alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	$\text{όταν } \alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ $\text{όταν } \alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	$\text{όταν } \psi > -1 : c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ $\text{όταν } \psi \leq -1^{\text{*)} : c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 5.14 Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία-για πέλματα

Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

➤ **Εντατικά μεγέθη**

Από κεφάλαιο 5.2.2 θα πρέπει να ισχύει:

$$N_{PRd}(M_{dE}) \geq N_{EdG} + 1,1\gamma_o \cdot \Omega \cdot N_{EdE}$$

Επομένως, η επαυξημένη δράσα αξονική στην οριζόντια δοκό-κεφαλοδοκό είναι:

$$N_{ικανोट.} = N_{Ed,g} + 1,1\gamma_{ov} \cdot \Omega N_{Ed,E} = 304,2kN$$

όπου:

$N_{Ed,g} = 0kN$ είναι η αξονική δύναμη στην δοκό που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (δηλαδή $G+0,3Q$)

$N_{Ed,E} = 76,1kN$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού (δηλαδή από το σεισμικό συνδυασμό $E_y+0,3E_x$).

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής (βλέπε 6.1.3(2) και 6.2(3) Ευρωκώδικα 8).
Η προτεινόμενη τιμή είναι $\gamma_{ov} = 1,25$

$\Omega = 5,6$ όπως υπολογίστηκε παραπάνω αλλά επειδή δεν ικανοποιείται ο περιορισμός
 $1,1\gamma_{ov}\Omega < q$ αφού $1,1\gamma_{ov}\Omega = 7,7 >> 4$ θεωρείται $1,1\gamma_{ov}\Omega = q = 4$

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

➤ Λυγηρότητες

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον ισχυρό άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y}{i_y \times \lambda_1} = \frac{540cm}{3,7cm \times 76,41} = 1,91$$

όπου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000MPa}{355MPa}} = 76,41$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον ισχυρό άξονα z-z δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_z}{i_z \times \lambda_1} = \frac{540cm}{3,7cm \times 76,41} = 1,91$$

όπου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000MPa}{355MPa}} = 76,41$$

➤ Συντελεστές χ_y και χ_z

Από Πίνακα 5.2 για κοίλες διατομές εν θερμό έλαση και λυγισμό πρέπει
οποιοδήποτε άξονα η καμπύλη λυγισμού που αντιστοιχεί είναι η a.

Επομένως:

$\alpha=0,21$ είναι ο συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού a από Πίνακα 5.1

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (1,91 - 0,2) + 1,91^2 \right] = 2,51$$

και

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{2,51 + \sqrt{2,51^2 - 1,91^2}} = 0,242 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

Ενώ για λυγισμό περί τον άξονα z ισχύει:

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (1,91 - 0,2) + 1,91^2 \right] = 2,51$$

και

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2,51 + \sqrt{2,51^2 - 1,91^2}} = 0,242 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,242$$

➤ Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 5.1.5.1 του παρόντος η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους λαμβάνεται από:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,242 \times 36 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 309,53 \text{ kN} > N_{\text{ικανοτ.}} = 304,2 \text{ kN}$$

5.3.3 Ικανοτικός Έλεγχος Υποστυλώματος

➤ Στοιχεία διατομής υποστυλώματος

HEB900:

$$A = 371,3 \text{ cm}^2$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

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

$$d = 770 \text{ mm}$$

$$t_w = 1,85 \text{ cm}$$

$$t_f = 3,5 \text{ cm}$$

$$I_y = 494100 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl,y} = 12580 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 36,48 \text{ cm}$$

$$I_z = 15820 \text{ cm}^4$$

$$i_z = 6,53 \text{ cm}$$

$$I_t = 946 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 21840000 \text{ cm}^6$$

➤ Κατάταξη διατομής

Κορμός (υπόκειται κυρίως σε κάμψη):

$\frac{c}{t} = \frac{77}{1,85} = 41,62 < 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{355}} = 58,58$ από Πίνακα 5.13 για τμήματα που υπόκεινται σε κάμψη. Επομένως, ο κορμός είναι **Κατηγορίας 1**.

Πέλμα (υπόκειται σε θλίψη):

$\frac{c}{t} = \frac{(b-t_w)/2-r}{t_f} = \frac{(30-1,85)/2-3}{3,5} = 3,16 < 9\varepsilon = 7,32$ από Πίνακα 5.14 για τμήματα που υπόκεινται σε θλίψη. Επομένως, το πέλμα είναι **Κατηγορίας 1**.

Επομένως, συνολικά η διατομή είναι **Κατηγορίας 1**.

➤ Εντατικά μεγέθη

Από κεφάλαιο 5.2.2 θα πρέπει να ισχύει:

$$N_{pRI}(M_{dE}) \geq N_{EG} \pm 1,1\gamma_o \Omega N_{EE}$$

Επομένως, η επαυξημένη δρώσα αξονική στο υποστύλωμα είναι:

$$N_{ικανοστ.} = N_{Ed,g} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} = 794,3 \text{ kN}$$

όπου:

$N_{Ed,g} = 577,44 \text{ kN}$ είναι η αξονική δύναμη στο υποστύλωμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (δηλαδή G+0,3Q)

$N_{Ed,E} = 54,2 \text{ kN}$ είναι η αξονική δύναμη στο υποστύλωμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού (δηλαδή από το σεισμικό συνδυασμό E_y+0,3E_x).

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής (βλέπε 6.1.3(2) και 6.2(3) Ευρωκώδικα 8). Η προτεινόμενη τιμή είναι $\gamma_{ov} = 1,25$

$\Omega = 5,6$ όπως υπολογίστηκε παραπάνω αλλά επειδή δεν ικανοποιείται ο περιορισμός $1,1\gamma_{ov}\Omega < q$ αφού $1,1\gamma_{ov}\Omega = 7,7 >> 4$ θεωρείται $1,1\gamma_{ov}\Omega = q = 4$

Δρώσα ροπή:

Από σεισμικό συνδυασμό 9.1:

$$M_{sd} = 1981 kNm$$

Δρώσα τέμνουσα:

Από σεισμικό συνδυασμό 9.1:

$$V_{sd} = 509,7 kN < V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{188,80 cm^2 \times 35,5 kN / cm^2}{\sqrt{3} \times 1,0} = 3869,6 kN$$

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 υποστυλώματος υπό κάμψη και θλίψη

Σύμφωνα με το κεφάλαιο 5.1.6:

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

$$N_{Ed} = 794,3 kN \leq 0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} = 0,25 \times \frac{371,3 cm^2 \times 35,5 kN / cm^2}{1,0} = 3295,3 kN$$

και

$$N_{Ed} = 794,3 kN \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times (90 - 2 \times 3,5) \times 1,85 \times 35,5}{1,0} = 2725,5 kN$$

όπου

h_w είναι η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων

t_w είναι το πάχος του κορμού

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

$$M_{N,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12580 \text{ cm}^3 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 4465,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1981 \text{ kNm}$$

➤ Έλεγχος μέλους υπό θλίψη και κάμψη

Ισοδύναμα μήκη λυγισμού:

$$L_y = 12,65 \text{ m}$$

$$L_z = 3,85 \text{ m}$$

Για διατομές κατηγορίας 1 και για μονοαξονική κάμψη περί τον άξονα y, θα πρέπει να ισχύει:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

➤ Λυγηρότητες

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον ισχυρό άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y}{i_y \times \lambda_1} = \frac{1265 \text{ cm}}{36,48 \text{ cm} \times 76,41} = 0,45$$

όπου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}} = 76,41$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον ισχυρό άξονα z-z δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_z}{i_z \times \lambda_1} = \frac{385 \text{ cm}}{6,53 \text{ cm} \times 76,41} = 0,77$$

όπου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000MPa}{355MPa}} = 76,41$$

➤ Συντελεστές χ_y και χ_z

Από Πίνακα 5.2 για ελατές διατομές :

$$\frac{h}{b} = \frac{90}{30} = 3 > 1,2$$

και

$$t_f = 35mm < 40mm$$

η καμπύλη λυγισμού περί τον άξονα y-y είναι η a (συντελεστής ατελειών $\alpha=0,21$) ενώ περί τον άξονα z-z είναι η b (συντελεστής ατελειών $\alpha=0,34$)

Επομένως:

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,45 - 0,2) + 0,45^2 \right] = 0,63$$

και

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,63 + \sqrt{0,63^2 - 0,45^2}} = 0,94 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

Ενώ για λυγισμό περί τον άξονα z ισχύει:

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,77 - 0,2) + 0,77^2 \right] = 0,89$$

και

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,77^2}} = 0,74 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

➤ **Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

Σύμφωνα με το κεφάλαιο 5.1.9, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού, όπως προβλέπεται στο Παράρτημα F του EC3-Μέρος 1.1 (έκδοση 1992), δίνεται από το γενικό τύπο:

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

όπου:

$$C_1 = 1,0$$

$$C_2 = 0$$

$C_3 = 1,0$ με βάση τον Πίνακα 5.5 θεωρώντας συντηρητικά ορθογωνικό διάγραμμα ροπών

$$I_t = 946 \text{ cm}^4 \quad \text{η σταθερά στρέψης για HEB900}$$

$$I_w = 21840000 \text{ cm}^6 \quad \text{η σταθερά στρέβλωσης}$$

$$I_z = 15820 \text{ cm}^4 \quad \text{η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα}$$

$$L = 3,85 \text{ m} \quad \text{το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων}$$

$k = 1,0$ Θεωρούμε ότι τα δύο άκρα του υποστυλώματος μπορούν να προσομοιωθούν με απλές στρεπτικές στηρίξεις

$k_w = 1,0$ Θεωρούμε ότι τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση

$z_j = 0$ για διατομή διπλής συμμετρίας

$$G = 8077 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Επόμενως, ισχύει:

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

$$= C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0.5} \right\}$$

$$= 1,0 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \text{ kN/cm}^2 \times 15820 \text{ cm}^4}{(1,0 \times 385 \text{ cm})^2} \times \left[1,0^2 \times \frac{21840000 \text{ cm}^6}{15820 \text{ cm}^4} + \frac{(1,0 \times 385)^2 \times 8077 \text{ kN/cm}^2 \times 946 \text{ cm}^4}{\pi^2 \times 21000 \text{ kN/cm}^2 \times 15820 \text{ cm}^4} \right]^{0,5} = 919003,7 \text{ kNcm}$$

➤ **Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

Η ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού θα είναι:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{12580 \text{ cm}^3 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{919003,7 \text{ kNcm}}} = 0,70$$

Επειδή είναι:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,70 > 0,20$$

η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δε μπορεί να αγνοηθεί

➤ **Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}**

Ισχύει:

$$\frac{h}{b} = \frac{90}{30} = 3 > 2$$

από Πίνακα 5.4 η αντίστοιχη καμπύλη πλευρικού λυγισμού είναι η b και ο συντελεστής ατελειών θα είναι: $\alpha_{LT} = 0,34$.

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,7 - 0,2) + 0,7^2 \right] = 0,83$$

και ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} θα είναι:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,83 + \sqrt{0,83^2 - 0,7^2}} = 0,79$$

➤ **Συντελεστές αλληλεπίδρασης**

$$C_{my} = 0,9, C_{mLT} = 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y - 0,2 = 0,25$$

Από Πίνακες 5.8 και 5.9:

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,9 \times \left(1 + 0,25 \times \frac{794,3}{0,94 \times 371,3 \times 35,5} \right) = 0,91$$

$$\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,95$$

και

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = \left[1 - \frac{0,1 \times 0,77}{(0,9 - 0,25)} \frac{794,3}{0,74 \times 371,3 \times 35,5 / 1,0} \right] = 0,99$$

$$\geq k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,99$$

Ικανοποιούνται και οι δύο περιορισμοί.

➤ Έλεγχος σύμφωνα με τη δεύτερη μέθοδο

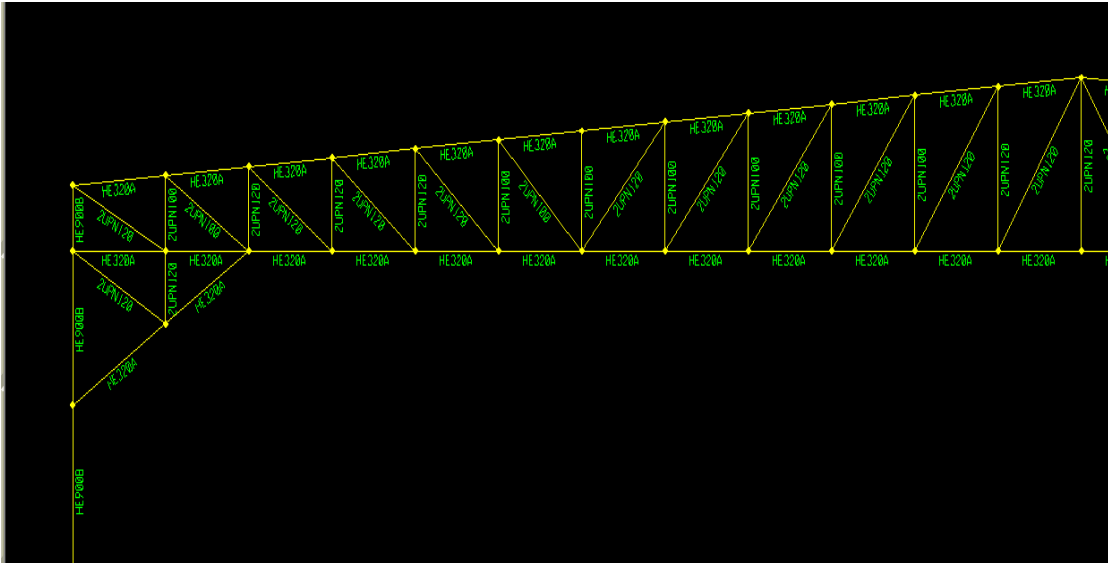
Ο τελικός έλεγχος για το υποστύλωμα για τα ικανοτικά εντατικά μεγέθη είναι:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{794,3 \times 1,0}{0,94 \times 371,3 \times 35,5} + 0,91 \times \frac{1981 \times 1,0}{0,79 \times 4465,9} = 0,58 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{794,3 \times 1,0}{0,74 \times 371,3 \times 35,5} + 0,99 \times \frac{1981 \times 1,0}{0,79 \times 4465,9} = 0,64 \leq 1$$

5.3.4 Έλεγχος επάρκειας διατομής UPN

Για τη μόρφωση του δικτύματος του ζυγώματος χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφα και διαγώνια μέλη 2UPN100 και 2UPN120 (2UPN όπου τα δύο UPN απέχουν απόσταση 0,310 m) τα οποία καταπονούνται ως μέλη δικτύματος σε εφελκυσμό ή θλίψη. Παρακάτω φαίνονται οι έλεγχοι επάρκειας των μελών αυτών σε θλίψη και εφελκυσμό θεωρώντας τις δυσμενέστερες δρώσες εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις που δίνει το πρόγραμμα.



Σχ.5.2 Μέλη δικτύωματος UPN100 και UPN120

➤ **2UPN100 :**

$$2A = 27 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0,6 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 206 \text{ cm}^4 \text{ (για ένα UPN)}$$

$$I_{zz} = 29,3 \text{ cm}^4 \text{ (για ένα UPN)}$$

$$y_s = 1,55 \text{ cm}$$

$a = 31 \text{ cm}$ απόσταση μεταξύ των 2UPN

Η διατομή ανήκει, ως θλιβόμενη, στην κατηγορία 1 επειδή:

$$\text{Κορμός } \frac{c}{t} = \frac{64}{6} = 10,7 < 33\varepsilon = 26,8$$

$$\text{Πέλιμα } \frac{c}{t} = \frac{50 - 6 - 8,5}{8,5} = 4,2 < 9\varepsilon = 7,3$$

➤ **Διαγώνια μέλη 2UPN100**

○ **Εφελκυσμός**

Από την ανάλυση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι:

$$N_{Ed} = 442,0kN$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,0} = 958,5kN > N_{Ed} = 442,0kN$$

Έλεγχος απομειωμένης διατομής

Χρησιμοποιείται μία σειρά κοχλιών M20

$$A_{net} = A - n d_0 t = 27cm^2 - 2 \times 0,6cm \times 2,2cm = 24,36cm^2 \text{ όπου}$$

$d_0 = 2,2cm$ η διάμετρος της οπής για κοχλίες M20

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 24,36cm^2 \times 51kN/cm^2}{1,25} = 894,5kN > N_{Ed} = 442,0kN$$

○ **Θλίψη**

Από την ανάλυση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι:

$$N_{Ed} = -103,3kN \text{ που καλούνται να παραλάβουν τα 2UPN100}$$

$$N_{Ed} / 2 = -51,65kN$$

Κατηγορία διατομής 1 για καθαρή θλίψη (S355)

$$\text{Μήκος λυγισμού: } \underline{L_{cr,y} = L_{cr,z} = 364,8cm}$$

Η σύνδεση των δύο U γίνεται με ζεύγη ελασμάτων διαστάσεων $390mm \times 10mm$ συγκολλημένων ανά αποστάσεις στα δύο πέλματα των U.

Για τα 2UPN100 ισχύει:

• **Λυγισμός περί τον άξονα yy**

$$I_{yy}^{2UPN100} = 2I_{yy}^{UPN100} = 2 \times 206 = 412cm^4$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον ισχυρό άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y}{i_y \times \lambda_1} = \frac{364,8 \text{ cm}}{3,91 \text{ cm} \times 76,41} = 1,22$$

όπου

$$i_y = 3,91 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}} = 76,41$$

➤ **Συντελεστές χ_y**

Από Πίνακα 5.2 η αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού για UPN διατομές είναι η c (συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού c: a=0,49 Πίνακας 5.1)

Επομένως:

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (1,22 - 0,2) + 1,22^2 \right] = 1,50$$

και

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,50 + \sqrt{1,50^2 - 1,22^2}} = 0,42 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,42 \times 13,5 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 203,1 \text{ kN} > N_{Ed} / 2 = 51,65 \text{ kN}$$

• **Λυγισμός περί τον άξονα zz**

Ενεργός ροπή αδρανείας του σύνθετου μέλους:

$$I_{eff} = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2 \mu I_{ch} = 0,5 \times (31)^2 \times 13,5 + 2 \times 1,0 \times 29,3 = 6545,4 \text{ cm}^4$$

Όπου

$$\lambda = \frac{L}{i_0}, i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$$

$$I_1 = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2 I_{ch} = 0,5 \times 31^2 \times 13,5 + 2 \times 29,3 = 6545,4 \text{ cm}^4$$

$$i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}} = \sqrt{\frac{6545,4}{2 \times 13,5}} = 15,57 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{364,8}{15,57} = 23,4 < 75 \rightarrow \mu = 1,0$$

Κριτήριο	Συντελεστής αποδοτικότητας μ
$\lambda \geq 150$	0
$75 < \lambda < 150$	$\mu = 2 - \frac{\lambda}{75}$
$\lambda \leq 75$	1,0
όπου $\lambda = \frac{L}{i_0}$; $i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$; $I_1 = 0,5h_0^2 A_{ch} + 2I_{ch}$	

Πίνακας 5.15 Τιμές συντελεστή μ

Κρίσιμο φορτίο λυγισμού σύνθετης διατομής θεωρούμενης ως μονομελούς:

$$N_{cr} = \pi^2 EI_{eff} / (kl)^2 = \pi^2 \times 21000 \times 6545,4 / (364,8)^2 = 10194,0kN$$

Διατμητική δυσκαμψία του σύνθετου μέλους:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2 \left[1 + \frac{2I_{ch}h_0}{nI_b a} \right]} = \frac{24 \times 21000 \times 29,3}{364,8^2 \times \left[1 + \frac{2 \times 29,3 \times 31}{2 \times 281,3 \times 364,8} \right]} = 110,0kN \geq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} = 91,3kN$$

όπου

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{15^3 \times 1,0}{12} = 281,3cm^4$$

(η εντός επιπέδου ροπή αδρανείας για μία λεπίδα σύνδεσης)

I_{ch} η εντός επιπέδου ροπή αδρανείας για ένα πέλμα

Αρχική ατέλεια

$$e_0 = \frac{kl}{500} = 0,73cm$$

Ροπή δεύτερης τάξης:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} = \frac{103,3 \times 0,73}{1 - \frac{103,3}{10194,0} - \frac{103,3}{91,3}} = -532,7 \text{ kNcm}$$

$$N_{ch.Ed} = 0,50N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}} = 0,50 \times 103,3 + \frac{532,7 \times 31 \times 13,5}{2 \times 6545,4} = 68,7 \text{ kN}$$

Λυγηρότητα

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{364,8}{15,57} = 23,4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{23,4}{76,41} = 0,31$$

Από Πίνακα 5.2 η αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού για UPN διατομές είναι η c (συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού c: $\alpha=0,49$ Πίνακας 5.1)

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,31 - 0,2) + 0,31^2 \right] = 0,58$$

και

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,31^2}} = 0,93 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,93 \times 13,5 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 445,7 \text{ kN} > N_{ch.Ed} = 68,7 \text{ kN}$$

➤ **2UPN120 :**

$$2A = 34 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 0,7 \text{ cm}$$

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 364 \text{ cm}^4 \quad (\text{για ένα UPN})$$

$$I_{zz} = 43,2 \text{ cm}^4 \quad (\text{για ένα UPN})$$

$$y_s = 1,6 \text{ cm}$$

$a = 31\text{cm}$ απόσταση μεταξύ των 2UPN

Η διατομή ανήκει, ως θλιβόμενη, στην κατηγορία 1 επειδή:

$$\text{Κορμός } \frac{c}{t} = \frac{82}{7} = 11,7 < 33\varepsilon = 26,8$$

$$\text{Πέλμα } \frac{c}{t} = \frac{55-7-9}{9} = 4,3 < 9\varepsilon = 7,3$$

➤ Διαγώνια μέλη 2UPN120

○ Εφελκυσμός

Από την ανάλυση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι:

$$N_{Ed} = 995,98\text{kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34\text{cm}^2 \times 35,5\text{kN/cm}^2}{1,0} = 1207,0\text{kN} > N_{Ed} = 996,0\text{kN}$$

Έλεγχος απομειωμένης διατομής

Χρησιμοποιείται μία σειρά κοχλιών M20

$$A_{net} = A - n d_0 t = 34\text{cm}^2 - 2 \times 0,7\text{cm} \times 2,2\text{cm} = 30,92\text{cm}^2 \text{ όπου}$$

$d_0 = 2,2\text{cm}$ η διάμετρος της οπής για κοχλίες M20

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 30,92\text{cm}^2 \times 51\text{kN/cm}^2}{1,25} = 1135,4\text{kN} > N_{Ed} = 996,0\text{kN}$$

○ Θλίψη

Από την ανάλυση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι:

$$N_{Ed} = -335,6\text{kN} \text{ που καλούνται να παραλάβουν τα 2UPN120}$$

$$N_{Ed} / 2 = -167,8\text{kN}$$

Κατηγορία διατομής 1 για καθαρή θλίψη (S355)

Μήκος λυγισμού: $L_{cr,y} = L_{cr,z} = 394,0\text{cm}$

Η σύνδεση των δύο U γίνεται με ζεύγη ελασμάτων διαστάσεων $390mm \times 10mm$ συγκολλημένων ανά αποστάσεις στα δύο πέλματα των U.

Για τα 2UPN120 ισχύει:

- Λυγισμός περί τον άξονα yy

$$I_{yy}^{2UPN120} = 2I_{yy}^{UPN120} = 2 \times 364 = 728 \text{ cm}^4$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον ισχυρό άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y}{i_y \times \lambda_1} = \frac{394,0 \text{ cm}}{4,62 \text{ cm} \times 76,41} = 1,12$$

όπου

$$i_y = 4,62 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}} = 76,41$$

- Συντελεστές χ_y

Από Πίνακα 5.2 η αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού για UPN διατομές είναι η c (συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού c: $a=0,49$ Πίνακας 5.1)

Επομένως:

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (1,12 - 0,2) + 1,12^2 \right] = 1,35$$

και

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,35 + \sqrt{1,35^2 - 1,12^2}} = 0,48 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,48 \times 17 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 287,1 \text{ kN} > N_{Ed} / 2 = 167,8 \text{ kN}$$

- Λυγισμός περί τον άξονα zz

Ενεργός ροπή αδρανείας του σύνθετου μέλους:

$$I_{eff} = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2 \mu I_{ch} = 0,5 \times (31)^2 \times 17 + 2 \times 1,0 \times 43,2 = 8254,9 \text{ cm}^4$$

όπου

$$\lambda = \frac{L}{i_0}, i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$$

$$I_1 = 0,5h_0^2 A_{ch} + 2I_{ch} = 0,5 \times 31^2 \times 17 + 2 \times 43,2 = 8254,9 \text{ cm}^4$$

$$i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}} = \sqrt{\frac{8254,9}{2 \times 17}} = 15,58 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{394,0}{15,58} = 25,3 < 75 \rightarrow \mu = 1,0$$

Κρίσιμο φορτίο λυγισμού σύνθετης διατομής θεωρούμενης ως μονομελούς:

$$N_{cr} = \pi^2 EI_{eff} / (kl)^2 = \pi^2 \times 21000 \times 8254,9 / (394,0)^2 = 11021,4 \text{ kN}$$

Διατμητική δυσκαμψία του σύνθετου μέλους:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2 \left[1 + \frac{2I_{ch}h_0}{nI_b a} \right]} = \frac{24 \times 21000 \times 43,2}{394^2 \times \left[1 + \frac{2 \times 43,2 \times 31}{2 \times 281,3 \times 394} \right]} = 138,6 \text{ kN} \geq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} = 115,4 \text{ kN}$$

όπου

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{15^3 \times 1,0}{12} = 281,3 \text{ cm}^4$$

Αρχική ατέλεια

$$e_0 = \frac{kl}{500} = 0,79 \text{ cm}$$

Ροπή δεύτερης τάξης:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} = \frac{335,6 \times 0,79}{1 - \frac{335,6}{11021,4} - \frac{335,6}{115,4}} = -136,8 \text{ kNcm}$$

$$N_{ch,Ed} = 0,50 N_{Ed} + \frac{M_{Ed} h_0 A_{ch}}{2I_{eff}} = 0,50 \times 335,6 + \frac{136,8 \times 31 \times 17}{2 \times 8254,9} = 172,2 \text{ kN}$$

$$\text{Λυγηρότητα } \lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{394}{15,58} = 25,3$$

$$\bar{\lambda} = \frac{25,3}{76,41} = 0,33$$

Από Πίνακα 5.2 η αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού για UPN διατομές είναι η c (συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού c: $a=0,49$ Πίνακας 5.1)

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,33 - 0,2) + 0,33^2 \right] = 0,59$$

και

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,59 + \sqrt{0,59^2 - 0,33^2}} = 0,93 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,93 \times 17 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 561,3 \text{ kN} > N_{ch.Ed} = 172,2 \text{ kN}$$

➤ Κατακόρυφα μέλη 2UPN100

○ Εφελκυσμός

Από την ανάλυση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι:

$$N_{Ed} = 179,4 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{27 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 958,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 179,4 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομειωμένης διατομής

Χρησιμοποιείται μία σειρά κοχλιών M20

$$A_{net} = A - n d_0 t = 27 \text{ cm}^2 - 2 \times 0,6 \text{ cm} \times 2,2 \text{ cm} = 24,36 \text{ cm}^2 \quad \text{όπου}$$

$d_0 = 2,2 \text{ cm}$ η διάμετρος της οπής για κοχλίες M20

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 24,36 \text{ cm}^2 \times 51 \text{ kN / cm}^2}{1,25} = 894,5 \text{ kN} > N_{Ed} = 179,4 \text{ kN}$$

○ Θλίψη

Από την ανάλυση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι:

$N_{Ed} = -379,1kN$ που καλούνται να παραλάβουν τα 2UPN100

$$N_{Ed} / 2 = -189,6kN$$

Κατηγορία διατομής 1 για καθαρή θλίψη (S355)

Μήκος λυγισμού: $L_{cr,y} = L_{cr,z} = 354,8cm$

Η σύνδεση των δύο U γίνεται με ζεύγη ελασμάτων διαστάσεων $390mm \times 10mm$ συγκολλημένων ανά αποστάσεις στα δύο πέλματα των U.

Για τα 2UPN100 ισχύει:

- Λυγισμός περί τον άξονα yy

$$I_{yy}^{2UPN100} = 2I_{yy}^{UPN100} = 2 \times 206 = 412cm^4$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον ισχυρό άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y}{i_y \times \lambda_1} = \frac{354,8cm}{3,91cm \times 76,41} = 1,19$$

όπου

$$i_y = 3,91cm$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000MPa}{355MPa}} = 76,41$$

➤ Συντελεστές χ_y

Από Πίνακα 5.2 η αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού για UPN διατομές είναι η c (συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού c: $a=0,49$ Πίνακας 5.1)

Επομένως:

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (1,19 - 0,2) + 1,19^2 \right] = 1,45$$

και

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,45 + \sqrt{1,45^2 - 1,19^2}} = 0,44 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,44 \times 13,5 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 210,9 \text{ kN} > N_{Ed} / 2 = 189,6 \text{ kN}$$

- Λογισμός περί τον άξονα zz

Ενεργός ροπή αδρανείας του σύνθετου μέλους:

$$I_{eff} = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2 \mu I_{ch} = 0,5 \times (31)^2 \times 13,5 + 2 \times 1,0 \times 29,3 = 6545,4 \text{ cm}^4$$

Όπου

$$\lambda = \frac{L}{i_0}, i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$$

$$I_1 = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2 I_{ch} = 0,5 \times 31^2 \times 13,5 + 2 \times 29,3 = 6545,4 \text{ cm}^4$$

$$i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}} = \sqrt{\frac{6545,4}{2 \times 13,5}} = 15,57 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{354,8}{15,57} = 22,8 < 75 \rightarrow \mu = 1,0$$

Κρίσιμο φορτίο λογισμού σύνθετης διατομής θεωρούμενης ως μονομελούς:

$$N_{cr} = \pi^2 EI_{eff} / (kl)^2 = \pi^2 \times 21000 \times 6545,4 / (354,8)^2 = 10776,8 \text{ kN}$$

Διατμητική δυσκαμψία του σύνθετου μέλους:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2 \left[1 + \frac{2I_{ch}h_0}{nI_b a} \right]} = \frac{24 \times 21000 \times 29,3}{354,8^2 \times \left[1 + \frac{2 \times 29,3 \times 31}{2 \times 281,3 \times 354,8} \right]} = 116,3 \text{ kN} \geq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} = 96,5 \text{ kN}$$

όπου

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{15^3 \times 1,0}{12} = 281,3 \text{ cm}^4$$

Αρχική ατέλεια

$$e_0 = \frac{kl}{500} = 0,71 \text{ cm}$$

Ροπή δεύτερης τάξης:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} = \frac{379,1 \times 0,71}{1 - \frac{379,1}{10776,8} - \frac{379,1}{96,5}} = -90,8 \text{ kNcm}$$

$$N_{ch.Ed} = 0,50N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}} = 0,50 \times 379,1 + \frac{90,8 \times 31 \times 13,5}{2 \times 6545,4} = 192,5 \text{ kN}$$

Λυγηρότητα

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{354,8}{15,57} = 22,8$$

$$\bar{\lambda} = \frac{22,8}{76,41} = 0,30$$

Από Πίνακα 5.2 η αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού για UPN διατομές είναι η c (συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού c: a=0,49 Πίνακας 5.1)

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,30 - 0,2) + 0,30^2 \right] = 0,57$$

και

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,30^2}} = 0,95 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,95 \times 13,5 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 445,3 \text{ kN} > N_{ch.Ed} = 192,5 \text{ kN}$$

➤ Κατακόρυφα μέλη 2UPN120

○ Εφελκυσμός

Από την ανάλυση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι:

$$N_{Ed} = 28,2 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 1207,0 \text{ kN} > N_{Ed} = 28,2 \text{ kN}$$

Έλεγχος απομειωμένης διατομής

Χρησιμοποιείται μία σειρά κοχλιών M20

$$A_{net} = A - nd_0t = 34cm^2 - 2 \times 0,7cm \times 2,2cm = 30,92cm^2 \text{ όπου}$$

$d_0 = 2,2cm$ η διάμετρος της οπής για κοχλίες M20

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 30,92cm^2 \times 51kN/cm^2}{1,25} = 1135,4N > N_{Ed} = 28,2kN$$

ο **Θλίψη**

Από την ανάλυση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι:

$$N_{Ed} = -727,4kN \text{ που καλούνται να παραλάβουν τα 2UPN120}$$

$$N_{Ed} / 2 = -363,7kN$$

Κατηγορία διατομής 1 για καθαρή θλίψη (S355)

$$\text{Μήκος λυγισμού: } \underline{L_{cr,y} = L_{cr,z} = 233,2cm}$$

Η σύνδεση των δύο U γίνεται με ζεύγη ελασμάτων διαστάσεων $390mm \times 10mm$ συγκολλημένων ανά αποστάσεις στα δύο πέλματα των U.

Για τα 2UPN120 ισχύει:

• **Λυγισμός περί τον άξονα yy**

$$I_{yy}^{2UPN120} = 2I_{yy}^{UPN120} = 2 \times 364 = 728cm^4$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον ισχυρό άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y}{i_y \times \lambda_1} = \frac{233,2cm}{4,62cm \times 76,41} = 0,66$$

όπου

$$i_y = 4,62cm$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000MPa}{355MPa}} = 76,41$$

➤ **Συντελεστές χ_y**

Από Πίνακα 5.2 η αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού για UPN διατομές είναι η c (συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού c: $a=0,49$ Πίνακας 5.1)

Επομένως:

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,66 - 0,2) + 0,66^2 \right] = 0,83$$

και

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,83 + \sqrt{0,83^2 - 0,66^2}} = 0,75 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,75 \times 17 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 452,0 \text{ kN} > N_{Ed} / 2 = 363,7 \text{ kN}$$

• **Λυγισμός περί τον άξονα zz**

Ενεργός ροπή αδρανείας του σύνθετου μέλους:

$$I_{eff} = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2 \mu I_{ch} = 0,5 \times (31)^2 \times 17 + 2 \times 1,0 \times 43,2 = 8254,9 \text{ cm}^4$$

όπου

$$\lambda = \frac{L}{i_0}, i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$$

$$I_1 = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2 I_{ch} = 0,5 \times 31^2 \times 17 + 2 \times 43,2 = 8254,9 \text{ cm}^4$$

$$i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}} = \sqrt{\frac{8254,9}{2 \times 17}} = 15,58 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{233,2}{15,58} = 14,97 < 75 \rightarrow \mu = 1,0$$

Κρίσιμο φορτίο λυγισμού σύνθετης διατομής θεωρούμενης ως μονομελούς:

$$N_{cr} = \pi^2 E I_{eff} / (kl)^2 = \pi^2 \times 21000 \times 8254,9 / (233,2)^2 = 31461,1 \text{ kN}$$

Διατμητική δυσκαμψία του σύνθετου μέλους:

$$S_v = \frac{24EI_{ch}}{a^2 \left[1 + \frac{2I_{ch}h_0}{nI_b a} \right]} = \frac{24 \times 21000 \times 43,2}{233,2^2 \times \left[1 + \frac{2 \times 43,2 \times 31}{2 \times 281,3 \times 233,2} \right]} = 392,4kN \geq \frac{2\pi^2 EI_{ch}}{a^2} = 329,3kN$$

όπου

$$I_b = \frac{b^3 t}{12} = \frac{15^3 \times 1,0}{12} = 281,3cm^4$$

Αρχική ατέλεια

$$e_0 = \frac{kl}{500} = 0,46cm$$

Ροπή δεύτερης τάξης:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} = \frac{727,4 \times 0,46}{1 - \frac{727,4}{31461,1} - \frac{727,4}{329,3}} = -271,6kNcm$$

$$N_{ch.Ed} = 0,50N_{Ed} + \frac{M_{Ed} h_0 A_{ch}}{2I_{eff}} = 0,50 \times 727,4 + \frac{271,6 \times 31 \times 17}{2 \times 8254,9} = 372,4kN$$

Λυγηρότητα

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{233,2}{15,58} = 14,97$$

$$\bar{\lambda} = \frac{14,97}{76,41} = 0,20$$

Από Πίνακα 5.2 η αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού για UPN διατομές είναι η c (συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού c: a=0,49 Πίνακας 5.1)

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,2 - 0,2) + 0,2^2 \right] = 0,52$$

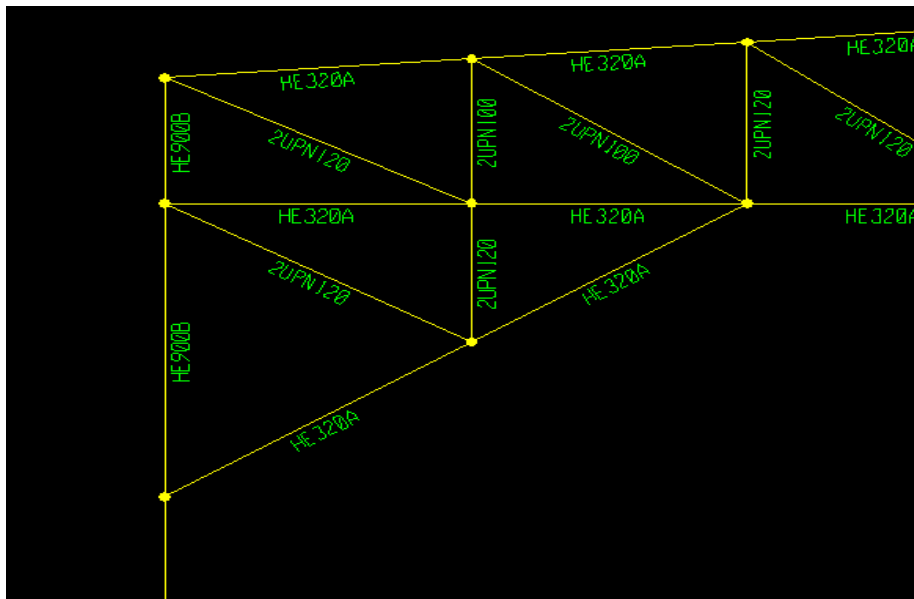
και

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,2^2}} = 1,0 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,0 \times 17cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,0} = 603,5kN > N_{ch.Ed} = 372,4kN$$

➤ **Κάτω διαγώνια μέλη 2UPN120**

Υπόκεινται σε εφελκυσμό μόνο.



Σχ.5.3 Κάτω κατακόρυφα και διαγώνια μέλη δικτύωματος UPN120

ο **Εφελκυσμός**

Από την ανάλυση που πραγματοποίησε το πρόγραμμα η μέγιστη εφελκυστική δύναμη είναι:

$$N_{Ed} = 233,9kN$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,0} = 1207,0kN > N_{Ed} = 233,9kN$$

Έλεγχος απομειωμένης διατομής

Χρησιμοποιείται μία σειρά κοχλιών M20

$$A_{net} = A - nd_0t = 34cm^2 - 2 \times 0,7cm \times 2,2cm = 30,92cm^2 \text{ όπου}$$

$d_0 = 2,2cm$ η διάμετρος της οπής για κοχλίες M20

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 30,92cm^2 \times 51kN/cm^2}{1,25} = 1135,4N > N_{Ed} = 233,9kN$$

➤ **Κάτω κατακόρυφα μέλη 2UPN120**

Υπόκεινται σε θλίψη μόνο.

ο **Θλίψη**

Από την ανάλυση που πραγματοποιήσε το πρόγραμμα η μέγιστη θλιπτική δύναμη είναι:

$$N_{Ed} = -203,3kN \text{ που καλούνται να παραλάβουν τα 2UPN120}$$

$$N_{Ed} / 2 = -101,7kN$$

Κατηγορία διατομής 1 για καθαρή θλίψη (S355)

$$\text{Μήκος λυγισμού: } \underline{L_{cr,y} = L_{cr,z} = 165,5cm}$$

Η σύνδεση των δύο U γίνεται με ζεύγη ελασμάτων διαστάσεων $390mm \times 10mm$ συγκολλημένων ανά αποστάσεις στα δύο πέλματα των U.

Για τα 2UPN120 ισχύει:

• **Λυγισμός περί τον άξονα yy**

$$I_{yy}^{2UPN120} = 2I_{yy}^{UPN120} = 2 \times 364 = 728cm^4$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον ισχυρό άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y}{i_y \times \lambda_1} = \frac{165,5cm}{4,62cm \times 76,41} = 0,47$$

όπου

$$i_y = 4,62cm$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000MPa}{355MPa}} = 76,41$$

➤ **Συντελεστές χ_y**

Από Πίνακα 5.2 η αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού για UPN διατομές είναι η c (συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού c: $a=0,49$ Πίνακας 5.1)

Επομένως:

$$\Phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,47 - 0,2) + 0,47^2 \right] = 0,68$$

και

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,68 + \sqrt{0,68^2 - 0,47^2}} = 0,86 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,86 \times 17 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN / cm}^2}{1,0} = 519,2 \text{ kN} > N_{Ed} / 2 = 101,7 \text{ kN}$$

- Λυγισμός περί τον άξονα zz

Ενεργός ροπή αδρανείας του σύνθετου μέλους:

$$I_{eff} = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2 \mu I_{ch} = 0,5 \times (31)^2 \times 17 + 2 \times 1,0 \times 43,2 = 8254,9 \text{ cm}^4$$

όπου

$$\lambda = \frac{L}{i_0}, i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}}$$

$$I_1 = 0,5 h_0^2 A_{ch} + 2 I_{ch} = 0,5 \times 31^2 \times 17 + 2 \times 43,2 = 8254,9 \text{ cm}^4$$

$$i_0 = \sqrt{\frac{I_1}{2A_{ch}}} = \sqrt{\frac{8254,9}{2 \times 17}} = 15,58 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{165,5}{15,58} = 10,62 < 75 \rightarrow \mu = 1,0$$

Κρίσιμο φορτίο λυγισμού σύνθετης διατομής θεωρούμενης ως μονομελούς:

$$N_{cr} = \pi^2 E I_{eff} / (kl)^2 = \pi^2 \times 21000 \times 8254,9 / (165,5)^2 = 62464,7 \text{ kN}$$

Διατμητική δυσκαμψία του σύνθετου μέλους:

$$S_v = \frac{24 E I_{ch}}{a^2 \left[1 + \frac{2 I_{ch} h_0}{n I_b a} \right]} = \frac{24 \times 21000 \times 43,2}{165,5^2 \times \left[1 + \frac{2 \times 43,2 \times 31}{2 \times 281,3 \times 165,5} \right]} = 772,7 \text{ kN} \geq \frac{2 \pi^2 E I_{ch}}{a^2} = 653,8 \text{ kN}$$

όπου

$$I_b = \frac{b^3 t}{12} = \frac{15^3 \times 1,0}{12} = 281,3 \text{ cm}^4$$

Αρχική ατέλεια

$$e_0 = \frac{kl}{500} = 0,33 \text{ cm}$$

Ροπή δεύτερης τάξης:

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}e_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} - \frac{N_{Ed}}{S_v}} = \frac{203,3 \times 0,33}{1 - \frac{203,3}{62464,7} - \frac{203,3}{653,8}} = -97,8 \text{ kNcm}$$

$$N_{ch.Ed} = 0,50N_{Ed} + \frac{M_{Ed}h_0A_{ch}}{2I_{eff}} = 0,50 \times 203,3 + \frac{97,8 \times 31 \times 17}{2 \times 8254,9} = 104,8 \text{ kN}$$

Λυγηρότητα

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = \frac{165,5}{15,58} = 10,62$$

$$\bar{\lambda} = \frac{10,62}{76,41} = 0,14$$

Από Πίνακα 5.2 η αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού για UPN διατομές είναι η c (συντελεστής ατελειών για καμπύλη λυγισμού c: a=0,49 Πίνακας 5.1)

$$\Phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 \times (0,14 - 0,2) + 0,14^2 \right] = 0,50$$

και

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,5 + \sqrt{0,5^2 - 0,14^2}} = 1,0 \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{\min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1,0 \times 17 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,0} = 603,5 \text{ kN} > N_{ch.Ed} = 104,8 \text{ kN}$$

Κεφάλαιο 6: Έλεγχος επάρκειας διατομών και μελών από το SAP2000

➤ Μετωπικά Υποστυλώματα HEB320

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τα μετωπικά υποστυλώματα εντοπίζεται στους ακριανούς μετωπικούς στύλο ζ και οφείλεται στο συνδυασμό 36. : $1,35G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή ($\theta=0^\circ$).

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 336 Analysis Section: HE320B
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE320B

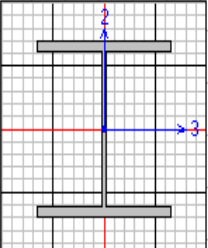
COMBO ID	STATION LOC	Ratio	MOMENT INTERACTION CHECK	MAJ-SHR Ratio	MIN-SHR Ratio
(3.4)1.35	5,58	0,291 (C)	= 0,162 + 0,129 + 0,000	0,000	0,000
(3.4)1.35	11,15	0,324 (C)	= 0,324 + 0,000 + 0,000	0,000	0,012
(3.5)1.35	0,00	0,000 (T)	= 0,000 + 0,000 + 0,000	0,000	0,058
(3.5)1.35	5,58	1,022 (C)	= 0,005 + 1,017 + 0,000	0,000	0,000
(3.5)1.35	11,15	0,236 (C)	= 0,236 + 0,000 + 0,000	0,000	0,058
(3.6)1.35	0,00	0,000 (T)	= 0,000 + 0,000 + 0,000	0,000	0,058
(3.6)1.35	5,58	1,022 (C)	= 0,005 + 1,017 + 0,000	0,000	0,000

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

Strength Deflection

Stylesheet: Default

Το μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης της διατομής είναι 102% της αντοχής του στη θέση $z=5,58\text{m}$ του υποστυλώματος που θεωρείται αποδεκτό.

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File						Units: KN, m, C	
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : (3.6)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2							
Units : KN, m, C							
							
Frame	: 336	Design Sect:	HE320B				
X Mid	: -26,250	Design Type:	Column				
Y Mid	: 48,600	Frame Type :	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 5,575	Sect Class :	Class 1				
Length	: 11,150	Major Axis :	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 5,575	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,016	SMajor	: 0,002	rMajor	: 0,138	AUMajor	: 0,004
IMajor	: 3,082E-04	SMinor	: 6,159E-04	rMinor	: 0,076	AUMinor	: 0,010
IMinor	: 9,239E-05	ZMajor	: 0,002	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 9,390E-04	Fy	: 355000,000		
DESIGN MESSAGES							
Error: Section overstressed							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
5,575	-28,536	0,000	338,701	0,000	0,000	0,000	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status	
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check	
(6.62)	1,022	= 0,005	+ 1,017	+ 0,000	0,950	Overstress	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd		
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor		
Axial	-28,536	241,678	5715,500	241,678	5715,500		
MOMENT DESIGN							
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd			
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity			
Major Moment	0,000	762,895	762,895	762,895			
Minor Moment	338,701	333,345	333,345				
	K	L	k	kzy	kyz	C1	
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	
Major Moment	4,453	1,000	1,094	0,985		1,000	
Minor Moment	0,200	1,000	1,001		0,601		
SHEAR DESIGN							
	Ned	Uc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major Shear	0,000	754,250	0,000	OK	0,000		
Minor Shear	0,000	2100,833	0,000	OK	0,000		

Για τα ενδιάμεσα μετωπικά υποστυλώματα η δυσμενέστερη καταπόνηση εντοπίζεται επίσης για τον συνδυασμό 3.6 : $1,35G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή ($\theta=0^\circ$).

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID	<input type="text" value="341"/>	Analysis Section	<input type="text" value="HE320B"/>
Design Code	<input type="text" value="Eurocode 3-2005"/>	Design Section	<input type="text" value="HE320B"/>

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT INTERACTION CHECK----	MAJ-SHR	MIN-SHR
		RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
(3.4)1.35	5,58	0,287 (C) = 0,162 + 0,126 + 0,000	0,000	0,000
(3.4)1.35	11,15	0,324 (C) = 0,324 + 0,000 + 0,000	0,000	0,012
(3.5)1.35	0,00	0,000 (T) = 0,000 + 0,000 + 0,000	0,000	0,056
(3.5)1.35	5,58	0,993 (C) = 0,005 + 0,988 + 0,000	0,000	0,000
(3.5)1.35	11,15	0,236 (C) = 0,236 + 0,000 + 0,000	0,000	0,056
(3.6)1.35	0,00	0,000 (T) = 0,000 + 0,000 + 0,000	0,000	0,056
(3.6)1.35	5,58	0,993 (C) = 0,005 + 0,988 + 0,000	0,000	0,000

Modify/Show Overwrites

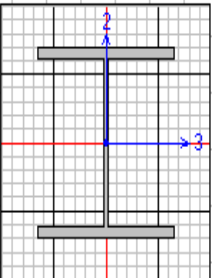
Display Details for Selected Item

Display Complete Details

Stylesheet: Default

Strength
 Deflection

Table Format File

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005						
File						Units: KN, m, C
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						
Combo : (3.6)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2						
Units : KN, m, C						
						
Frame : 341	Design Sect: HE320B					
X Mid : 0,000	Design Type: Column					
Y Mid : 48,600	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 5,575	Sect Class : Class 1					
Length : 11,150	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 5,575	RLLF : 1,000					
Area : 0,016	SMajor : 0,002	rMajor : 0,138	AUMajor: 0,004			
IMajor : 3,002E-04	SMinor : 6,159E-04	rMinor : 0,076	AUMinor: 0,010			
IMinor : 9,239E-05	ZMajor : 0,002	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 9,390E-04	Fy : 355000,000				
DESIGN MESSAGES						
Error: Section overstressed						
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
5,575	-28,536	0,000	329,144	0,000	0,000	0,000
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.62)	0,993	= 0,005	+ 0,988	+ 0,000	0,950	Overstress
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-28,536	241,678	5715,500	241,678	5715,500	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	0,000	762,895	762,895	762,895		
Minor Moment	329,144	333,345	333,345			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	4,453	1,000	1,094	0,985		1,000
Minor Moment	0,200	1,000	1,001		0,601	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	0,000	754,250	0,000	OK	0,000	
Minor Shear	0,000	2100,833	0,000	OK	0,000	

➤ **Υποστυλώματα HEB900 στη θέση των κατακόρυφων συνδέσμων**

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τα υποστυλώματα στη θέση των κατακόρυφων συνδέσμων οφείλεται στο συνδυασμό 3.3 : $1,35G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι κλειστή ($\theta=\pm 90^\circ$).

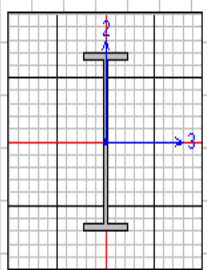
Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 563 Analysis Section: HE900B
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE900B

COMBO ID	STATION LOC	Ratio	MOMENT INTERACTION CHECK	MAJ-SHR Ratio	MIN-SHR Ratio
(3.1)1.35	0,00	0,915 (C)	= 0,086 + 0,823 + 0,007	0,136	0,000
(3.1)1.35	1,93	0,712 (C)	= 0,088 + 0,621 + 0,003	0,138	0,000
(3.1)1.35	3,85	0,507 (C)	= 0,090 + 0,416 + 0,000	0,141	0,000
(3.2)1.35	0,00	0,750 (C)	= 0,072 + 0,671 + 0,007	0,110	0,000
(3.2)1.35	1,93	0,585 (C)	= 0,075 + 0,507 + 0,003	0,112	0,000
(3.2)1.35	3,85	0,418 (C)	= 0,077 + 0,340 + 0,000	0,115	0,000
(3.3)1.35	0,00	0,982 (C)	= 0,088 + 0,887 + 0,007	0,139	0,000

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

Strength Deflection Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005						
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						Units KN, m, C
Combo : (3.3)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2						
Units : KN, m, C						
						
Frame : 563	Design Sect: HE900B					
X Mid : 31,800	Design Type: Column					
Y Mid : 5,400	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 5,725	Sect Class : Class 1					
Length : 3,850	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,037	SMajor : 0,011	rMajor : 0,365	AUMajor: 0,017			
IMajor : 0,005	SMInor : 0,001	rMinor : 0,065	AUMInor: 0,018			
IMInor : 1,582E-04	ZMajor : 0,013	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	U2	U3	T
0,000	-1159,290	-3962,450	-3,997	-474,040	-1,071	-0,090
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check
(6.2)	0,982	= 0,088	+ 0,887	+ 0,007	0,950	Overstress
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-1159,290	13170,500	13170,500	13170,500	13170,500	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-3962,450	4465,900	4465,900	4465,900		
Minor Moment	-3,997	588,590	588,590			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,987	1,007	0,754		1,294
Minor Moment	0,200	1,000	0,572		0,343	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	474,040	3412,573	0,139	OK	0,000	
Minor Shear	1,071	3586,789	0,000	OK	0,000	

➤ **Υποστυλώματα HEB900 εκτός των συνδέσμων**

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τα υποστυλώματα HEB900 που βρίσκονται εκτός των κατακόρυφων συνδέσμων οφείλεται στο συνδυασμό 3.5 : **1,35G_k+1,5W+1,5·0,5S** (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή ($\theta=0^\circ$).

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

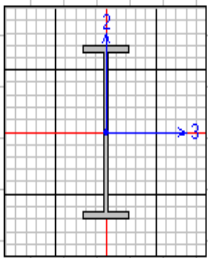
Frame ID: 567 Analysis Section: HE900B
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE900B

COMBO ID	STATION LOC	Ratio	Interaction Check	MAJ-Ratio	MIN-Ratio
(3.3)1.35	0,00	0,814(C)	= 0,073 + 0,738 + 0,004	0,113	0,000
(3.3)1.35	1,93	0,644(C)	= 0,075 + 0,567 + 0,002	0,120	0,000
(3.3)1.35	3,85	0,463(C)	= 0,077 + 0,385 + 0,000	0,126	0,000
(3.4)1.35	0,00	0,642(C)	= 0,059 + 0,579 + 0,004	0,086	0,000
(3.4)1.35	1,93	0,511(C)	= 0,061 + 0,448 + 0,002	0,093	0,000
(3.4)1.35	3,85	0,371(C)	= 0,064 + 0,307 + 0,000	0,099	0,000
(3.5)1.35	0,00	0,894(C)	= 0,067 + 0,822 + 0,004	0,131	0,000

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

Strength Deflection

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005						
File						
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						Units KN, m, C
Combo : (3.5)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2						
Units : KN, m, C						
						
Frame : 567	Design Sect: HE900B					
X Mid : 31,800	Design Type: Column					
Y Mid : 10,800	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 5,725	Sect Class : Class 1					
Length : 3,850	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0,000	RLLF : 1,000					
Area : 0,037	SMajor : 0,011	rMajor : 0,365	AUMajor : 0,017			
IMajor : 0,005	SMinor : 0,001	rMinor : 0,065	AUMinor : 0,018			
IMinor : 1,582E-04	ZMajor : 0,013	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 0,002	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-884,253	-3671,314	-2,549	-448,610	-0,711	0,000
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2)	0,894	= 0,067	+ 0,822	+ 0,004	0,950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
Axial	-884,253	13170,500	13170,500	13170,500	13170,500	
MOMENT DESIGN						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Nb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	-3671,314	4465,900	4465,900	4465,900		
Minor Moment	-2,549	588,590	588,590			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	1,000	1,987	1,005	0,754		1,299
Minor Moment	0,200	1,000	0,559		0,336	
SHEAR DESIGN						
	Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	448,610	3412,573	0,131	OK	0,000	
Minor Shear	0,711	3586,789	0,000	OK	0,000	

➤ Κεφαλοδοκοί

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τις κεφαλοδοκούς κοίλης τετραγωνικής διατομής 100X100X10 οφείλεται στο συνδυασμό 3.9 : $1,35G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή ($\theta=-90^\circ$).

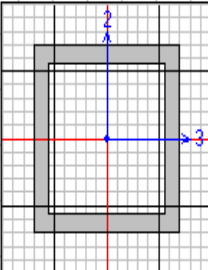
Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 292 Analysis Section: TUBO100X100X10
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: TUBO100X100X10

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION =	AXL + B-MAJ + B-MIN	----MAJ-SHR RATIO	----MIN-SHR RATIO
(3.9)1.35	0,00	0,232 (C)	=	0,232 + 0,000 + 0,000	0,008	0,000
(3.9)1.35	0,49	0,264 (C)	=	0,232 + 0,000 + 0,032	0,006	0,000
(3.9)1.35	0,98	0,290 (C)	=	0,232 + 0,000 + 0,058	0,005	0,000
(3.9)1.35	1,47	0,309 (C)	=	0,232 + 0,000 + 0,077	0,003	0,000
(3.9)1.35	1,96	0,322 (C)	=	0,232 + 0,000 + 0,090	0,002	0,000
(3.9)1.35	2,45	0,328 (C)	=	0,232 + 0,000 + 0,096	0,000	0,000
(3.9)1.35	2,95	0,328 (C)	=	0,232 + 0,000 + 0,096	0,000	0,000

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

Strength Deflection Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File						Units: KN, m, C	
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : (3.9)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2							
Units : KN, m, C							
							
Frame	: 292	Design Sect:	TUB0100X100X10				
X Mid	: -31,800	Design Type:	Beam				
Y Mid	: 29,700	Frame Type	: Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 12,650	Sect Class	: Class 1				
Length	: 5,400	Major Axis	: 0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 2,945	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,004	SMajor	: 9,840E-05	rMajor	: 0,037	AUMajor: 0,002	
IMajor	: 4,920E-06	SMinor	: 9,840E-05	rMinor	: 0,037	AUMinor: 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	U2	U3	T
2,945		-71,788	4,137	0,000	0,281	0,000	-0,011
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.61)	0,328	= 0,232	+ 0,000	+ 0,096	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-71,788	309,526	1278,000	309,526	309,526		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	4,137	43,310	43,310	43,310			
Minor Moment	0,000	43,310	43,310				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1,000	1,000	1,186	0,969		1,000	
Minor Moment	1,000	1,000	1,186		0,711		
SHEAR DESIGN							
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	0,281	409,919	0,001	OK	0,000		
Minor Shear	0,000	409,919	0,000	OK	0,000		

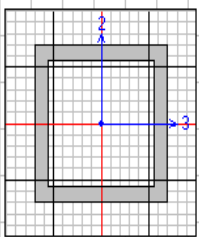
Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 288 Analysis Section: TUBO100x100x10
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: TUBO100x100x10

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
(3.9)1.35	0,00	0,226 (C)	= 0,226 + 0,000 + 0,000	0,008	0,000
(3.9)1.35	0,49	0,257 (C)	= 0,226 + 0,000 + 0,032	0,006	0,000
(3.9)1.35	0,98	0,283 (C)	= 0,226 + 0,000 + 0,057	0,005	0,000
(3.9)1.35	1,47	0,302 (C)	= 0,226 + 0,000 + 0,076	0,003	0,000
(3.9)1.35	1,96	0,315 (C)	= 0,226 + 0,000 + 0,089	0,002	0,000
(3.9)1.35	2,45	0,321 (C)	= 0,226 + 0,000 + 0,096	0,000	0,000
(3.9)1.35	2,95	0,321 (C)	= 0,226 + 0,000 + 0,096	0,000	0,000

Strength Deflection

Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005						
File						
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						Units: KN, m, C
Combo : (3.9)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2						
Units : KN, m, C						
						
Frame : 288	Design Sect: TUB0100X100X10					
X Mid : -31,800	Design Type: Beam					
Y Mid : 0,100	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 12,650	Sect Class : Class 1					
Length : 5,400	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 2,945	RLLF : 1,000					
Area : 0,004	SMajor : 9,840E-05	rMajor : 0,037	AMMajor : 0,002			
IMajor : 4,920E-06	SMinor : 9,840E-05	rMinor : 0,037	AMMinor : 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	U2	U3	T
2,945	-69,810	4,137	0,000	0,281	0,000	-0,055
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (6.61)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
	0,321	= 0,226	+ 0,000	+ 0,096	0,950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	-69,810	309,526	1278,000	309,526	309,526	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	4,137	43,310	43,310	43,310		
Minor Moment	0,000	43,310	43,310			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	1,180	0,970		1,000
Minor Moment	1,000	1,000	1,180		0,708	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	0,281	409,919	0,001	OK	0,000	
Minor Shear	0,000	409,919	0,000	OK	0,000	

➤ Τεγίδες

Η δυσμενέστερη φόρτιση για τις τεγίδες διατομής HEA140 εντοπίζεται σε ακραία τεγίδα και οφείλεται στο συνδυασμό 3.9 : **1,35G_k+1,5W+1,5·0,5S** (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή ($\theta=-90^\circ$).

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

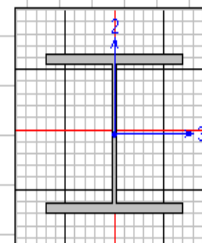
Frame ID: 429 Analysis Section: HE140A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE140A

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	---MAJ-SHR---MIN-SHR---/ RATIO	RATIO
(3.9)1.35	0,00	0,372 (C)	= 0,372 + 0,000 + 0,000	0,107	0,006
(3.9)1.35	0,49	0,523 (C)	= 0,372 + 0,056 + 0,096	0,087	0,005
(3.9)1.35	0,98	0,645 (C)	= 0,372 + 0,101 + 0,172	0,068	0,004
(3.9)1.35	1,47	0,736 (C)	= 0,372 + 0,134 + 0,230	0,049	0,003
(3.9)1.35	1,96	0,796 (C)	= 0,372 + 0,157 + 0,268	0,029	0,002
(3.9)1.35	2,45	0,827 (C)	= 0,372 + 0,168 + 0,287	0,010	0,000
(3.9)1.35	2,95	0,827 (C)	= 0,372 + 0,168 + 0,287	0,010	0,000

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

Strength Deflection Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						Units KN, m, C	
Combo : (3.9)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2							
Units : KN, m, C							
Frame	: 429	Design Sect:	HE140A				
X Mid	: 26,250	Design Type:	Beam				
Y Mid	: 40,500	Frame Type :	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 13,078	Sect Class :	Class 2				
Length	: 5,400	Major Axis :	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 2,945	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,003	SMajor	: 1,553E-04	rMajor	: 0,057	AUMajor	: 7,315E-04
IMajor	: 1,033E-05	SMinor	: 5,557E-05	rMinor	: 0,035	AUMinor	: 0,002
IMinor	: 3,890E-06	ZMajor	: 1,730E-04	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 8,480E-05	Fy	: 355000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
2,945		-80,744	21,466	3,328	1,458	0,226	-0,003
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.62)	0,827	= 0,372	+ 0,168	+ 0,287	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd		
Axial	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor		
	-80,744	217,212	1114,700	513,864	217,212		
MOMENT DESIGN							
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd			
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity			
Major Moment	21,466	61,415	61,415	34,254			
Minor Moment	3,328	30,104	30,104				
	K	L	k	kzy	kyz	C1	
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	
Major Moment	1,000	1,000	1,126	0,950		1,000	
Minor Moment	1,000	1,000	1,520		0,912		
SHEAR DESIGN							
	Ued	Uc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major Shear	1,458	149,928	0,010	OK	0,000		
Minor Shear	0,226	406,503	0,001	OK	0,000		



Όσον αφορά τις μεσαίες τεγίδες, η δυσμενέστερη φόρτιση οφείλεται και πάλι στο συνδυασμό 3.9 : $1,35G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή ($\theta=-90^\circ$).

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 511 Analysis Section: HE140A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE140A

COMBO ID	STATION LOC	MOMENT RATIO	INTERACTION CHECK	MAJ-SHR RATIO	MIN-SHR RATIO
(3.9)1.35	0,00	0,281 (C)	= 0,281 + 0,000 + 0,000	0,107	0,006
(3.9)1.35	0,49	0,430 (C)	= 0,281 + 0,051 + 0,097	0,087	0,005
(3.9)1.35	0,98	0,548 (C)	= 0,281 + 0,092 + 0,174	0,068	0,004
(3.9)1.35	1,47	0,637 (C)	= 0,281 + 0,123 + 0,233	0,049	0,003
(3.9)1.35	1,96	0,697 (C)	= 0,281 + 0,144 + 0,271	0,029	0,002
(3.9)1.35	2,45	0,726 (C)	= 0,281 + 0,154 + 0,291	0,010	0,000
(3.9)1.35	2,95	0,726 (C)	= 0,281 + 0,154 + 0,291	0,010	0,000

 Stylesheet: Default
 Strength Deflection

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
File							Units KN, m, C
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							
Combo : (3.9)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2							
Units : KN, m, C							
Frame : 511	Design Sect: HE140A						
X Mid : 2,625	Design Type: Beam						
Y Mid : 35,100	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 14,898	Sect Class : Class 2						
Length : 5,400	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 2,945	RLLF : 1,000						
Area : 0,003	SMajor : 1,553E-04	rMajor : 0,057	AVMajor: 7,315E-04				
IMajor : 1,033E-05	SMinor : 5,557E-05	rMinor : 0,035	AVMinor: 0,002				
IMinor : 3,890E-06	ZMajor : 1,730E-04	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 8,480E-05	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
2,945	-61,129	21,466	3,328	1,458	0,226	-6,019E-05	
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.62)	0,726	= 0,281	+ 0,154	+ 0,291	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-61,129	217,212	1114,700	513,864	217,212		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	21,466	61,415	61,415	34,254			
Minor Moment	3,328	30,104	30,104				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1,000	1,000	1,095	0,962		1,000	
Minor Moment	1,000	1,000	1,394		0,836		
SHEAR DESIGN							
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	1,458	149,928	0,010	OK	0,000		
Minor Shear	0,226	406,503	0,001	OK	0,000		

➤ Άνω πέλμα δικτυωτού ζυγώματος

Η δυσμενέστερη φόρτιση για το άνω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος διατομής HEA320 οφείλεται στο συνδυασμό 3.3 : **1,35G_k+1,5W+1,5•0,5S** (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι κλειστή ($\theta=\pm 90^\circ$).

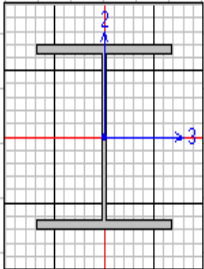
Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 1266 Analysis Section: HE320A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE320A

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION =	AXL + B-MAJ + B-MIN	CHECK-----//	MAJ-SHR	MIN-SHR-
{3.1}1.35	0,00	0,693 (C)	=	0,609 + 0,064 + 0,020		0,019	0,003
{3.1}1.35	1,32	0,693 (C)	=	0,609 + 0,083 + 0,001		0,019	0,000
{3.1}1.35	2,63	0,667 (C)	=	0,609 + 0,036 + 0,022		0,019	0,005
{3.2}1.35	0,00	0,529 (C)	=	0,473 + 0,044 + 0,012		0,013	0,004
{3.2}1.35	1,32	0,542 (C)	=	0,474 + 0,065 + 0,003		0,013	0,000
{3.2}1.35	2,63	0,514 (C)	=	0,474 + 0,022 + 0,018		0,013	0,005
{3.3}1.35	0,00	0,816 (C)	=	0,700 + 0,082 + 0,034		0,027	0,003

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

Strength Deflection Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						Units: KN, m, C	
Combo : (3.3)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2							
Units : KN, m, C							
							
Frame	: 1266	Design Sect:	HE320A				
X Mid	: 3,938	Design Type:	Brace				
Y Mid	: 5,400	Frame Type:	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 14,797	Sect Class:	Class 3				
Length	: 2,633	Major Axis:	0,000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 0,000	RLLF	: 1,000				
Area	: 0,012	SMajor	: 0,001	rMajor	: 0,136	AVMajor	: 0,003
IMajor	: 2,293E-04	SMinor	: 4,657E-04	rMinor	: 0,075	AVMinor	: 0,008
IMinor	: 6,985E-05	ZMajor	: 0,002	E	: 210000000,00		
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 7,100E-04	Fy	: 355000,000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location		P	M33	M22	U2	U3	T
0,000		-2666,415	-23,374	-11,467	-15,166	5,518	0,064
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.62)	0,816	= 0,700	+ 0,082	+ 0,034	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd		
Axial	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor		
	-2666,415	3810,324	4402,000	4402,000	3810,324		
MOMENT DESIGN							
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd			
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity			
Major Moment	-23,374	525,171	525,171	525,171			
Minor Moment	-11,467	165,312	165,312				
	K	L	k	kzy	kyz	C1	
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	
Major Moment	1,000	1,000	0,437	0,893		2,700	
Minor Moment	1,000	1,000	1,182		1,182		
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major Shear	15,166	571,837	0,027	OK	0,000		
Minor Shear	5,518	1588,435	0,003	OK	0,000		

Δυσμενής φόρτιση για το άνω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος διατομής HEA320 οφείλεται και στο συνδυασμό 3.9 : $1,35G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή ($\theta=-90^\circ$).

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

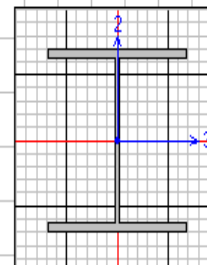
Frame ID: 2029 Analysis Section: HE320A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE320A

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION =	AXL + B-MAJ + B-MIN	CHECK-----//	MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO	RATIO
(3.7)1.35	0,00	0,671 (C)	=	0,581 + 0,065 + 0,025		0,020	0,002
(3.7)1.35	1,32	0,659 (C)	=	0,581 + 0,076 + 0,002		0,020	0,000
(3.7)1.35	2,63	0,642 (C)	=	0,582 + 0,040 + 0,021		0,020	0,004
(3.8)1.35	0,00	0,359 (C)	=	0,322 + 0,027 + 0,009		0,010	0,003
(3.8)1.35	1,32	0,367 (C)	=	0,323 + 0,042 + 0,002		0,010	0,000
(3.8)1.35	2,63	0,350 (C)	=	0,323 + 0,014 + 0,013		0,010	0,004
(3.9)1.35	0,00	0,795 (C)	=	0,670 + 0,085 + 0,040		0,028	0,002

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

Strength Deflection Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005							
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK							Units: KN, m, C
Combo : (3.9)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2							
Units : KN, m, C							
Frame : 2029	Design Sect: HE320A						
X Mid : 3,938	Design Type: Brace						
Y Mid : 43,200	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid : 14,797	Sect Class : Class 3						
Length : 2,633	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 0,000	RLLF : 1,000						
Area : 0,012	SMajor : 0,001	rMajor : 0,136	AUMajor: 0,003				
IMajor : 2,293E-04	SMinor : 4,657E-04	rMinor : 0,075	AUMinor: 0,008				
IMinor : 6,985E-05	ZMajor : 0,002	E : 210000000,00					
Ixy : 0,000	ZMinor : 7,100E-04	Fy : 355000,000					
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0,000	-2553,345	27,163	-11,862	16,277	3,732	-0,056	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(6.62)	0,795	= 0,670	+ 0,085	+ 0,040	0,950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor		
Axial	-2553,345	3810,324	4402,000	4402,000	3810,324		
MOMENT DESIGN							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major Moment	27,163	525,171	525,171	525,171			
Minor Moment	-11,862	165,312	165,312				
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	
Major Moment	1,000	1,000	0,435	0,897		2,700	
Minor Moment	1,000	1,000	1,178		1,178		
SHEAR DESIGN							
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
Major Shear	16,277	571,837	0,028	OK	0,000		
Minor Shear	3,732	1588,435	0,002	OK	0,000		



➤ **Κάτω πέλαμα δικτυωτού ζυγώματος**

Η δυσμενέστερη φόρτιση για το κάτω πέλαμα του δικτυωτού ζυγώματος διατομής HEA320 οφείλεται στο συνδυασμό 3.5 : **1,35G_k+1,5W+1,5·0,5S** (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή ($\theta=0^\circ$).

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 2069 Analysis Section: HE320A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE320A

COMBO ID	STATION LOC	Ratio	MOMENT INTERACTION CHECK	MAJ-SHR Ratio	MIN-SHR Ratio
(3.5)1.35	0,00	0,658 (C)	= 0,631 + 0,027 + 0,000	0,004	0,008
(3.5)1.35	0,44	0,640 (C)	= 0,631 + 0,008 + 0,001	0,004	0,009
(3.5)1.35	0,88	0,648 (C)	= 0,631 + 0,014 + 0,004	0,004	0,010
(3.5)1.35	1,31	0,675 (C)	= 0,631 + 0,038 + 0,006	0,004	0,011
(3.5)1.35	1,75	0,703 (C)	= 0,631 + 0,065 + 0,008	0,004	0,012
(3.5)1.35	2,19	0,735 (C)	= 0,631 + 0,094 + 0,010	0,004	0,013
(3.5)1.35	2,63	0,769 (C)	= 0,631 + 0,125 + 0,012	0,004	0,014

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

Strength Deflection Stylesheet: Default

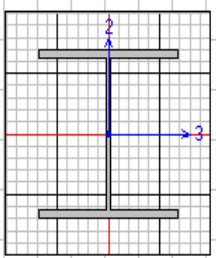
Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005

File

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK
 Combo : (3.5)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2
 Units : KN, m, C

Units: KN, m, C

Frame : 2069 Design Sect: HE320A
 X Mid : 24,938 Design Type: Beam
 Y Mid : 43,200 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 11,150 Sect Class : Class 3
 Length : 2,625 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 2,625 RLLF : 1,000



Area : 0,012 SMajor : 0,001 rMajor : 0,136 AUMajor: 0,003
 IMajor : 2,293E-04 SMinor : 4,657E-04 rMinor : 0,075 AUMinor: 0,008
 IMinor : 6,985E-05 ZMajor : 0,002 E : 210000000,00
 Ixy : 0,000 ZMinor : 7,100E-04 Fy : 355000,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
2,625	-1150,715	5,440	37,157	-2,198	-22,323	0,055

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)	0,769	0,631	0,125	0,012	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-1150,715	1824,203	4402,000	1824,203	3813,582

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	5,440	525,171	525,171	525,171
Minor Moment	37,157	165,312	165,312	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	5,250	1,378	0,979		1,967
Minor Moment	1,000	1,000	0,558		0,558	

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	2,198	571,837	0,004	OK	0,000
Minor Shear	22,323	1588,435	0,014	OK	0,000

Δυσμενής φόρτιση για το κάτω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος διατομής HEA320 οφείλεται και στο συνδυασμό 3.9 : $1,35G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή ($\theta=-90^\circ$).

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 2063 Analysis Section: HE320A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE320A

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION =	AXL + B-MAJ + B-MIN	CHECK-----RATIO	MAJ-SHR---MIN-SHR-/ RATIO
(3.8)1.35	1,75	0,236 (T)	=	0,196 + 0,003 + 0,037	0,001	0,000
(3.8)1.35	2,19	0,229 (T)	=	0,196 + 0,002 + 0,031	0,001	0,002
(3.8)1.35	2,63	0,218 (T)	=	0,196 + 0,001 + 0,020	0,001	0,003
(3.9)1.35	0,00	0,708 (T)	=	0,638 + 0,018 + 0,052	0,002	0,003
(3.9)1.35	0,44	0,721 (T)	=	0,638 + 0,019 + 0,065	0,002	0,002
(3.9)1.35	0,88	0,730 (T)	=	0,638 + 0,020 + 0,072	0,002	0,001
(3.9)1.35	1,31	0,734 (T)	=	0,638 + 0,021 + 0,075	0,002	0,000

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

Strength Deflection Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005						
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						Units: KN, m, C
Combo : (3.9)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2						
Units : KN, m, C						
Frame : 2063	Design Sect: HE320A					
X Mid : 9,188	Design Type: Beam					
Y Mid : 43,200	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 11,150	Sect Class : Class 3					
Length : 2,625	Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 1,313	RLLF : 1,000					
Area : 0,012	SMajor : 0,001	rMajor : 0,136	AMMajor : 0,003			
IMajor : 2,293E-04	SMinor : 4,657E-04	rMinor : 0,075	AMMinor : 0,008			
IMinor : 6,985E-05	ZMajor : 0,002	E : 210000000,00				
Ixy : 0,000	ZMinor : 7,100E-04	Fy : 355000,000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
1,313	2807,385	-11,032	-12,426	1,293	0,274	-0,047
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2.1)	0,734	= 0,638	+ 0,021	+ 0,075	0,950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	
Axial	2807,385	1824,203	4402,000	1824,203	3813,582	
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity		
Major Moment	-11,032	525,171	525,171	525,171		
Minor Moment	-12,426	165,312	165,312			
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	5,250	1,923	0,974		1,133
Minor Moment	1,000	1,000	1,187		1,187	
SHEAR DESIGN						
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	
Major Shear	1,293	571,837	0,002	OK	0,000	
Minor Shear	0,274	1588,435	0,000	OK	0,000	

➤ Διαγώνια μέλη HEA320

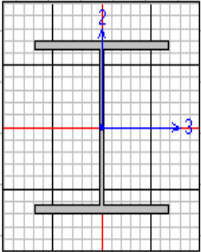
Η δυσμενέστερη φόρτιση για τα διαγώνια μέλη διατομής HEA320 οφείλεται στο συνδυασμό 3.5 : $1,35G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι ανοιχτή ($\theta=0^\circ$).

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 1283 Analysis Section: HE320A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE320A

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION =	AXL + B-MAJ + B-MIN	CHECK-----//	MAJ-SHR	MIN-SHR-
ID	LOC	RATIO	=	AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO	
(3.3)1.35	0,00	0,886 (C)	=	0,836 + 0,000 + 0,050	0,030	0,000	▲
(3.3)1.35	1,73	0,853 (C)	=	0,838 + 0,000 + 0,015	0,016	0,000	
(3.3)1.35	3,46	0,841 (C)	=	0,841 + 0,000 + 0,000	0,003	0,000	
(3.4)1.35	0,00	0,725 (C)	=	0,681 + 0,000 + 0,043	0,028	0,000	
(3.4)1.35	1,73	0,695 (C)	=	0,684 + 0,000 + 0,011	0,014	0,000	
(3.4)1.35	3,46	0,686 (C)	=	0,686 + 0,000 + 0,000	0,000	0,000	
(3.5)1.35	0,00	0,901 (C)	=	0,855 + 0,000 + 0,047	0,025	0,000	▼

 Stylesheet: Default
 Strength Deflection

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005						
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK						Units KN, m, C
Combo : (3.5)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2						
Units : KN, m, C						
						
Frame	: 1283	Design Sect:	HE320A			
X Mid	: 30,338	Design Type:	Brace			
Y Mid	: 5,400	Frame Type :	Moment Resisting Frame			
Z Mid	: 8,572	Sect Class :	Class 3			
Length	: 3,458	Major Axis :	0,000 degrees counterclockwise from local 3			
Loc	: 0,000	RLLF	: 1,000			
Area	: 0,012	SMajor	: 0,001	rMajor	: 0,136	AUMajor: 0,003
IMajor	: 2,293E-04	SMinor	: 4,657E-04	rMinor	: 0,075	AUMinor: 0,008
IMinor	: 6,985E-05	ZMajor	: 0,002	E	: 210000000,00	
Ixy	: 0,000	ZMinor	: 7,100E-04	Fy	: 355000,000	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,000	-1735,228	-30,080	-4,669E-04	-14,464	-1,350E-04	0,043
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.62)	0,901	= 0,855	+ 0,000	+ 0,047	0,950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd	Nb33,Rd	Nb22,Rd	
Axial	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor	
	-1735,228	2030,589	4402,000	4190,475	2030,589	
MOMENT DESIGN						
	Med	Mc,Rd	Mv,Rd	Mb,Rd		
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity		
Major Moment	-30,080	525,171	525,171	525,171		
Minor Moment	-4,669E-04	165,312	165,312			
	K	L	k	kzy	kyz	C1
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Moment	1,000	1,000	0,650	0,943		1,000
Minor Moment	1,000	1,897	1,513		1,513	
SHEAR DESIGN						
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted	
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion	
Major Shear	14,464	571,837	0,025	OK	0,000	
Minor Shear	1,350E-04	1588,435	0,000	OK	0,000	

Δυσμενής φόρτιση για τα διαγώνια μέλη διατομής HEA3 20 οφείλεται και στο συνδυασμό 3.3 : $1,35G_k+1,5W+1,5\cdot 0,5S$ (άνεμος κύρια μεταβλητή δράση) και μάλιστα όταν η θύρα είναι κλειστή ($\theta=\pm 90^\circ$).

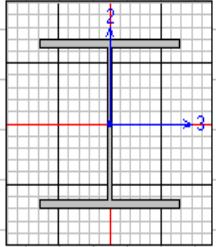
Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

Frame ID: 1281 Analysis Section: HE320A
 Design Code: Eurocode 3-2005 Design Section: HE320A

COMBO ID	STATION LOC	----MOMENT RATIO	INTERACTION =	AXL + B-MAJ + B-MIN	CHECK-----//	MAJ-SHR---MIN-SHR-/	RATIO	RATIO
(3.1)1.35	3,46	0,757 (C)	=	0,715 + 0,000 + 0,041			0,027	0,000
(3.2)1.35	0,00	0,566 (C)	=	0,566 + 0,000 + 0,000			0,003	0,000
(3.2)1.35	1,73	0,570 (C)	=	0,563 + 0,000 + 0,006			0,011	0,000
(3.2)1.35	3,46	0,595 (C)	=	0,561 + 0,000 + 0,034			0,025	0,000
(3.3)1.35	0,00	0,842 (C)	=	0,842 + 0,000 + 0,000			0,003	0,000
(3.3)1.35	1,73	0,854 (C)	=	0,839 + 0,000 + 0,015			0,017	0,000
(3.3)1.35	3,46	0,888 (C)	=	0,837 + 0,000 + 0,051			0,030	0,000

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

Strength Deflection Stylesheet: Default

Steel Stress Check Data Eurocode 3-2005																														
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK																														
Units KN, m, C																														
Combo : (3.3)1.35G+1.5Q3+1.5*0,5*Q2 Units : KN, m, C																														
Frame : 1281 Design Sect: HE320A X Mid : -30,338 Design Type: Brace Y Mid : 5,400 Frame Type : Moment Resisting Frame Z Mid : 8,576 Sect Class : Class 3 Length : 3,462 Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3 Loc : 3,462 RLLF : 1,000																														
																														
Area : 0,012 SMajor : 0,001 rMajor : 0,136 AUMajor: 0,003 IMajor : 2,293E-04 SMinor : 4,657E-04 rMinor : 0,075 AUMinor: 0,008 IMinor : 6,985E-05 ZMajor : 0,002 E : 210000000,00 Ixy : 0,000 ZMinor : 7,100E-04 Fy : 355000,000																														
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Location</th> <th>P</th> <th>M33</th> <th>M22</th> <th>U2</th> <th>U3</th> <th>T</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>3,462</td> <td>-1698,741</td> <td>-32,899</td> <td>1,296E-04</td> <td>17,403</td> <td>-3,744E-05</td> <td>-0,040</td> </tr> </tbody> </table>										Location	P	M33	M22	U2	U3	T	3,462	-1698,741	-32,899	1,296E-04	17,403	-3,744E-05	-0,040							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T																								
3,462	-1698,741	-32,899	1,296E-04	17,403	-3,744E-05	-0,040																								
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Governing Equation</th> <th>Total Ratio</th> <th>P Ratio</th> <th>MMajor Ratio</th> <th>MMinor Ratio</th> <th>Ratio Limit</th> <th>Status Check</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(6.62)</td> <td>0,888</td> <td>= 0,837</td> <td>+ 0,000</td> <td>+ 0,051</td> <td>0,950</td> <td>OK</td> </tr> </tbody> </table>										Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	(6.62)	0,888	= 0,837	+ 0,000	+ 0,051	0,950	OK							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check																								
(6.62)	0,888	= 0,837	+ 0,000	+ 0,051	0,950	OK																								
AXIAL FORCE DESIGN																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Ned Force</th> <th>Nc,Rd Capacity</th> <th>Nt,Rd Capacity</th> <th>Nb33,Rd Major</th> <th>Nb22,Rd Minor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Axial</td> <td>-1698,741</td> <td>2030,589</td> <td>4402,000</td> <td>4189,799</td> <td>2030,589</td> </tr> </tbody> </table>											Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor	Axial	-1698,741	2030,589	4402,000	4189,799	2030,589									
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor																									
Axial	-1698,741	2030,589	4402,000	4189,799	2030,589																									
MOMENT DESIGN																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Med Moment</th> <th>Mc,Rd Capacity</th> <th>Mv,Rd Capacity</th> <th>Mb,Rd Capacity</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Major Moment</td> <td>-32,899</td> <td>525,171</td> <td>525,171</td> <td>525,171</td> </tr> <tr> <td>Minor Moment</td> <td>1,296E-04</td> <td>165,312</td> <td>165,312</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>											Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	Major Moment	-32,899	525,171	525,171	525,171	Minor Moment	1,296E-04	165,312	165,312							
	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity																										
Major Moment	-32,899	525,171	525,171	525,171																										
Minor Moment	1,296E-04	165,312	165,312																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>K Factor</th> <th>L Factor</th> <th>k Factor</th> <th>kzy Factor</th> <th>kyz Factor</th> <th>C1 Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Major Moment</td> <td>1,000</td> <td>1,000</td> <td>0,649</td> <td>0,944</td> <td></td> <td>1,000</td> </tr> <tr> <td>Minor Moment</td> <td>1,000</td> <td>1,895</td> <td>1,502</td> <td></td> <td>1,502</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>											K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor	Major Moment	1,000	1,000	0,649	0,944		1,000	Minor Moment	1,000	1,895	1,502		1,502	
	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor																								
Major Moment	1,000	1,000	0,649	0,944		1,000																								
Minor Moment	1,000	1,895	1,502		1,502																									
SHEAR DESIGN																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Ved Force</th> <th>Vc,Rd Capacity</th> <th>Stress Ratio</th> <th>Status Check</th> <th>Ted Torsion</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Major Shear</td> <td>17,403</td> <td>571,837</td> <td>0,030</td> <td>OK</td> <td>0,000</td> </tr> <tr> <td>Minor Shear</td> <td>3,744E-05</td> <td>1588,435</td> <td>0,000</td> <td>OK</td> <td>0,000</td> </tr> </tbody> </table>											Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion	Major Shear	17,403	571,837	0,030	OK	0,000	Minor Shear	3,744E-05	1588,435	0,000	OK	0,000			
	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion																									
Major Shear	17,403	571,837	0,030	OK	0,000																									
Minor Shear	3,744E-05	1588,435	0,000	OK	0,000																									

Κεφάλαιο 7: Συμπεράσματα

Μέσα από την παρούσα διπλωματική εργασία, μπορούν να εξαχθούν τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Κρίσιμη φόρτιση για τα περισσότερα μέλη της κατασκευής είναι ο άνεμος και σε ελάχιστες μόνο περιπτώσεις το χιόνι. Ο σεισμός και ο ικανοτικός έλεγχος υποστυλώματος και κεφαλοδοκού που πραγματοποιήθηκε 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 63,600x48,600 m²), υπάρχει μεγάλη ένταση λόγω ανέμου ενώ λόγω της μικρής μάζας της κατασκευής, οι εντάσεις λόγω σεισμού είναι σχετικά περιορισμένες.
- Επιπλέον, κρίθηκε απαραίτητη η αύξηση της διατομής των μετωπικών στύλων από HEB300 σε HEB320 και των υποστυλωμάτων των κύριων φορέων-πλαισίων από HEB800 σε HEB900 ώστε να εξασφαλιστεί η επάρκεια των διατομών και να αποφευχθεί η αστοχία. Το συμπέρασμα είναι ότι ο Ευρωκώδικας ως κανονισμός είναι αυστηρότερος και οδηγεί σε πιο συντηρητική διαστασιολόγηση. Επομένως, οι διατομές τείνουν να είναι μεγαλύτερες αυξάνοντας το κόστος κατασκευής σε σχέση με τους παλαιότερους Γερμανικούς κανονισμούς DIN.
- Το κάτω πέλμα του δικτυωτού ζυγώματος έπρεπε να εξασφαλιστεί πλευρικά στον χώρο. Έτσι εκτός από οριζόντιους χιαστί συνδέσμους περιμετρικά της κάτοψης του κάτω πέλματος, επιλέχθηκε να τοποθετηθούν και οριζόντιες αμφιέριστες δοκοί ανά αποστάσεις 5,25m, ακριβώς όπως είναι η διάταξη των τεγίδων του άνω πέλματος ώστε να επαρκεί έναντι αστοχίας το κάτω πέλμα.
- Στην ιδιομορφική ανάλυση, απαιτούνται 153 ιδιομορφές για την ικανοποίηση των απαιτήσεων του Ευρωκώδικα 8. Πιο συγκεκριμένα, κατά τη διεύθυνση x, το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών φτάνει το 97,4% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας (ήδη από την ιδιομορφή 13 το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη είναι τουλάχιστον το 90% (94,5%) της συνολικής μάζας του φορέα). Η ιδιομορφή 13 που είναι η πρώτη που συγκεντρώνει το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας κατά τη διεύθυνση x αντιστοιχεί σε ιδιοπερίοδο $T_{13}=1,02$ sec. Αντίθετα, κατά τη διεύθυνση y στην 153^η ιδιομορφή ικανοποιείται η απαίτηση του κανονισμού

και το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών φθάνει το 95,5% της συνολικής μάζας του φορέα. Ήδη από την ιδιομορφή 111 το αντίστοιχο ποσοστό φθάνει το 89,5% της συνολικής μάζας αλλά μόνο στην 15^η ιδιομορφή ξεπερνά το όριο του 90%. Η ιδιομορφή που συγκεντρώνει το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας κατά τη διεύθυνση y είναι η 21^η ($T_{21}=0,71$ sec).

Το γεγονός ότι για την ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής απαιτείται τόσο μεγάλος αριθμός ιδιομορφών (153) αποδίδεται στο γεγονός ότι η κατασκευή περιλαμβάνει πολύ μεγάλο αριθμό μελών (2180 μέλη) και πολλές από τις ιδιομορφές περιγράφουν τη συμπεριφορά ορισμένων μόνο μελών και έχουν πολύ μικρή συμβολή στην συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής.

Συμπερασματικά, από όσα φαίνονται παραπάνω, ο Ευρωκώδικας 1 δίνει αρκετά μεγαλύτερα φορτία πιέσεων και υποπιέσεων σε σχέση με τους Γερμανικούς Κανονισμούς DIN. Για το λόγο αυτό, κατά το σχεδιασμό του κτιρίου με βάση τους Ευρωκώδικες απαιτήθηκαν μεγαλύτερες διατομές σε συγκεκριμένα μέλη όπως είναι τα μετωπικά υποστυλώματα και τα υποστυλώματα των πλαισίων. Επιπλέον, για την εξασφάλιση της επάρκειας του δικτυωτού ζυγώματος έναντι δυνάμεων άνωσης λόγω ανέμου απαιτείται πλευρική εξασφάλιση του κάτω πέλματος στο χώρο με χρήση οριζόντιων ράβδων.

Βιβλιογραφία

- 1) Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης: «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005
- 2) Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος: «Ευρωκώδικας 1: Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί την κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2^η έκδοση
- 3) Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης: «ΣΙΔΗΡΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ: Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 ΤΟΜΟΣ Ι. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2^η έκδοση
- 4) Μ. Παπανδρακάκης: «ΜΑΘΗΜΑΤΑ ΣΤΑΤΙΚΗΣ V: ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΡΑΒΔΩΤΩΝ ΦΟΡΕΩΝ ΣΥΓΧΡΟΝΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ». Εκδόσεις ΕΜΠ 1996
- 5) Β. Κ. Παπαζάχος, Γ.Φ. Καρακαίσης, Π.Μ. Χατζηδημητρίου: «Εισαγωγή στη ΣΕΙΣΜΟΛΟΓΙΑ». Εκδόσεις ΖΗΤΗ, Θεσσαλονίκη 2005
- 6) EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια CEN, Απρίλιος 2002
- 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 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες- Γενικοί κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
- 10) EN 1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Γενικοί κανόνες- Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2003.
- 11) EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
- 12) Ηλεκτρονικές σημειώσεις μαθημάτων: Σιδηρές Κατασκευές Ι και Σιδηρές Κατασκευές ΙΙ
- 13) Ιστοσελίδα εταιρείας ISOBAU HELLAS:
http://www.isobau.gr/index.php?option=com_content&view=article&id=5&Itemid=26&lang=el
- 14) Ιστοσελίδα εταιρείας CSI (Computers and Structures, Inc.) για εγχειρίδια προγράμματος SAP2000: <http://www.csiberkeley.com/support/watch-and-learn>