

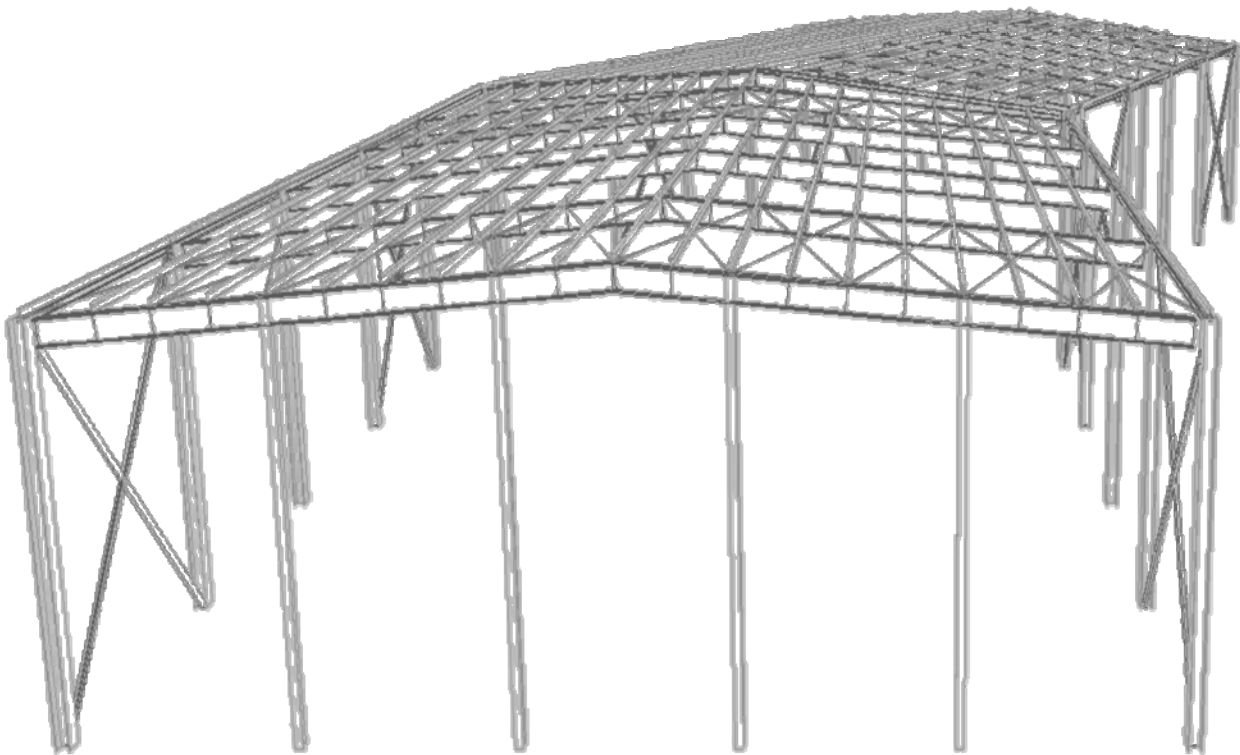


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:

**ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ
ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ**



Τζιούτζιας Γεώργιος

Επιβλέπων Καθηγητής: κ.Τ. Αβραάμ

ΕΜΚ ΔΕ 2014/22
Αθήνα, Νοέμβριος 2014

Τζιούτζιας Γ. (2014).
Ανάλυση και διαστασιολόγηση εμπορικού μεταλλικού κτιρίου
EMK ΔΕ 2014/22
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Tzioutzias G. (2014).
Analysis and dimensioning of a metal commercial building
Diploma Thesis EMK ΔΕ 2014/22
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Παρουσίαση του έργου	7
1.1 Σύντομη περιγραφή του έργου	7
1.2 Μεταλλικές κατασκευές	10
1.3 Υλικά κατασκευής	12
1.4 Στοιχεία του κτιρίου	13
1.4.1 Κύριοι Φορείς – Πλαίσια	13
1.4.2 Κεφαλοδοκοί	15
1.4.3 Μετωπικοί Στύλοι	16
1.4.4 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας	17
1.4.4.1 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας	17
1.4.4.2 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας	18
1.4.5 Τεγίδες	20
1.4.6 Μηκίδες	22
1.4.7 Επικάλυψη	23
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Παρουσίαση προγράμματος Fespa	25
2.1 Χαρακτηριστικά προγράμματος Fespa	25
2.1.1 Ελευθερίες κίνησης	26
2.1.2 Προσομοίωση μαζών	26
2.1.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων	26
2.1.4 Φορτίσεις	27
2.1.5 Συμβάσεις των αξόνων	27
2.1.6 Δυνατότητες ανάλυσης	27
2.1.7 Στατική ανάλυση	27
2.1.8 Δυναμική φασματική ανάλυση σεισμικής απόκρισης	28
2.1.9 Στατικό σύστημα	29
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Δράσεις επί της κατασκευής	31
3.1 Εισαγωγή	31
3.2 Μόνιμες Δράσεις	32
3.3 Μεταβλητές Δράσεις	32
3.3.1 Φορτίο Χιονιού	32
3.3.2 Δράσεις Ανέμου	37
3.3.3 Σεισμικές Δράσεις	56
3.3.3.1 Γενικά	56
3.3.3.2 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης	56
3.3.3.3 Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης	57
3.3.3.4 Φάσμα σχεδιασμού	57
3.3.3.5 Κατάταξη Εδαφών	58
3.3.3.6 Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους	60
3.3.3.7 Συντελεστής Σπουδαιότητας	61

3.3.3.8 Συντελεστής Συμπεριφοράς.....	61
3.3.3.9 Συντελεστής Θεμελίωσης.....	63
3.3.3.10 Διορθωτικός Συντελεστής Απόδοσης.....	63
3.3.3.11 Ιδιομορφές του Φορέα.....	65
3.4 Συνδιασμοί Δράσεων.....	71
3.4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ).....	72
3.4.2 Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (ΟΚΛ).....	74

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Ανάλυση-Διαστασιολόγηση και έλεγχοι στοιχείων του φορέα.....

4.1 Γενικά.....	75
4.2 Διαστασιολόγηση Χαλύβδινων μελών κτιρίου.....	79
4.2.1 Υποστυλώματα.....	80
4.2.2 Δοκοί Ζυγωμάτων Πλαισίων.....	81
4.2.3 Μετωπικοί Στύλοι.....	83
4.2.4 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας.....	84
4.2.5 Τεγίδες.....	85
4.2.6 Μηκίδες.....	87
4.2.6.1 Φορτία.....	87
4.2.6.2 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ).....	87
4.2.6.3 Εντατικά Μεγέθη.....	88
4.2.6.4 Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα	88
4.2.6.5 Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας.....	89
4.2.6.6 Πλαστικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη.....	89
4.2.6.7 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	89
4.2.6.8 Βέλη κάμψεως.....	89
4.3 Έλεγχος βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	91
4.3.1 Έλεγχος σε κατακόρυφα βέλη κάμψης.....	92
4.3.2 Έλεγχος σε οριζόντια μετατόπιση – Μετακινήσεις οροφής.....	93
4.4 Κανονισμοί ΕΑΚ.....	94
4.4.1 Έλεγχος επιρροών 2ας Τάξεως (ΕΑΚ 4.1.2.2)	94
4.4.2 Ικανοτικός Σχεδιασμός.....	96

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Διαμόρφωση των συνδέσεων στους κόμβους.....

5.1 Γενικές Αρχές.....	100
5.2 Έλεγχοι Συνδέσεων.....	102

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Συμπεράσματα.....

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2014/22

Ανάλυση και διαστασιολόγηση εμπορικού μεταλλικού κτιρίου

Τζιούτζιας Γεώργιος (Επιβλέπων: Αβραάμ Τ.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη ενός μεταλλικού εμπορικού μονώροφου κτιρίου κατασκευασμένου εξ ολοκλήρου από χάλυβα. Το μεταλλικό μονώροφο κτίριο, βρίσκεται στην περιοχή των Τρικάλων και χρησιμοποιείται ως κέντρο αναψυχής - αίθουσα δεξιώσεων και λοιπών εκδηλώσεων. Η κατασκευή του κτιρίου που μελετάται, επιλέχθηκε με προσωπική κρίση του γράφοντα για την ανάπτυξη της διπλωματικής εργασίας, δηλαδή για την εμπάθυνση στη μορφή και στη λειτουργία τέτοιου είδους κατασκευών, ώστε να αποκτηθεί χρήσιμη εμπειρία για το μέλλον. Η παρούσα διπλωματική εργασία λειτουργεί με θεμέλια γνώση που αποκτήθηκε από τη σχολή, ειδικότερα από τα μαθήματα που παρέχονται από τον Τομέα Μεταλλικών Κατασκευών.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με βάση τους Ευρωκώδικες αλλά και τους αντίστοιχους Ελληνικούς Κανονισμούς. Η ποιότητα του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε είναι S235 και όλες οι διατομές είναι πρότυπες και ελατές. Πιο συγκεκριμένα, έγινε χρήση των κανονισμών:

Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις Σχεδιασμού
Ευρωκώδικας 1 – Δράσεις επί των Κατασκευών
Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
ΕΑΚ 2003– Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών.

Ο σχεδιασμός, η διαστασιολόγηση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του εμπορικού προγράμματος Fespa και η διαμόρφωση των συνδέσεων στους κόμβους των μελών του κτιρίου επετεύχθη με τη χρήση του αντίστοιχου προγράμματος Fespa Συνδέσεις.

Η εργασία αποτελείται από κεφάλαια μέσα στα οποία γίνεται περιγραφή του σκελετού του υπόστεγου, παρουσιάζονται οι παραδοχές που πάρθηκαν για τον υπολογισμό των φορτίων που εφαρμόστηκαν στην κατασκευή και γίνεται διαστασιολόγηση και έλεγχος των μελών και των συνδέσεών τους. Επιπροσθέτως, η επίλυση των μηκίδων και των ελκυστήρων (ντιζών) έγινε με το χέρι.

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

DIPLOMA THESIS

EMK ΔΕ 2014/22

Analysis and dimensioning of a metal commercial building

Tzioutzias G. (supervised by Avraam T.)

Abstract

The subject of this thesis is concerned with the design and the study of a metal commercial, one-storey building constructed entirely of steel. The metal-storey building, located in the region of Trikala and is used as a leisure center - banquet hall and other events. The Construction of the building that being studied, was selected by personal judgment of the writer for the development of this thesis, for deepening in the form and the function of such constructions in order to obtain useful experience for the future. This thesis works with knowledge that gained from the University, particularly from the courses which offered by the Department of Steel Structures. The analysis and design of building was based on the Eurocodes and the corresponding Greek regulations. The quality of the structural steel which was used is S235 and all sections are standard.

Particularly, we use the following regulations:

Eurocode 0 - Basis of design

Eurocode 1 - Actions over the Structures

Eurocode 3 - Design of Steel

EAK 2003-Seismic Design of Structures.

The planning, design and analysis of the building was done using the commercial program Fespa and the configuration of connections to the nodes of the members of the building was achieved by using the the corresponding program Fespa Connections. This thesis is consisted by chapters into which is done the description of the skeleton of the shed, are presented the assumptions taken for the calculation of the loads applied to the structure and dimensioning and checking of all sections and their connections are carried out.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω πρωτίστως τους γονείς μου για την ηθική υποστήριξη που μου προσέφεραν στην πορεία όλων αυτών των χρόνων. Επίσης να ευχαριστήσω την κοπέλα μου, Χριστίνα για την αμέριστη συμπαράσταση και βοήθειά της καθώς και τους φίλους μου ,που ήταν πάντα δίπλα μου στις όμορφες αλλά και τις δύσκολες στιγμές που όλοι μας συναντήσαμε στη διάρκεια των σπουδών μας.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ στον επιβλέποντα καθηγητή μου, κύριο Τάσο Αβραάμ, που με ανέλαβε για την εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας, για τη βοήθεια και τις πολύτιμες συμβουλές του.

Γεώργιος Τζιούτζιας
Αθήνα
Νοέμβριος 2014

Κεφάλαιο 1: Παρουσίαση του έργου

1.1 Σύντομη περιγραφή του έργου

Τα μονώροφα κτίρια για εμπορικές, βιομηχανικές και αποθηκευτικές χρήσεις αλλά και άλλες παραγωγικές ή αθλητικές δραστηριότητες, ιδιαίτερα όταν τα ανοίγματα είναι σχετικά μεγάλα, αποτελούν, και στην Ελλάδα, παραδοσιακό και προνομιακό πεδίο εφαρμογής φερόντων οργανισμών από χάλυβα. Ένας φορέας από χάλυβα θα δώσει τη δυνατότητα δημιουργίας χώρων μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς να παρεμβάλλονται υποστυλώματα.

Το μεταλλικό υπόστεγο που κατασκευάσαμε είναι ένα μονώροφο κτίριο συνολικής επιφάνειας 1096 m². Ο φορέας του παρουσιάζει ιδιαίτερο αρχιτεκτονικό ενδιαφέρον καθώς έχει άξονα συμμετρίας επί του οποίου έχουμε επιλέξει να τοποθετήσουμε διπλό πλαίσιο με αρμό διαστολής (ανάμεσα στα δύο πλαίσια). Το ύψος του υποστέγου είναι 7,15 m στο χαμηλότερο σημείο και 8,03 m στο υψηλότερο σημείο (κορφιάς).

Ο σκελετός του υποστέγου απαρτίζεται από 12 δίστηλα δίρριχτα πλαίσια με κλίση 5,15° (8,60 %) , τα δέκα εκ των οποίων είναι διατεταγμένα παράλληλα μεταξύ τους και σε απόσταση 5,14 m και ανοίγματος 22,45 m το καθένα και τα δύο κεντρικά σε μορφή διπλού πλαισίου με άνοιγμα και υπό κλίση απ τα υπόλοιπα.

Στα ακραία φατνώματα, καθώς και σε δύο ενδιάμεσα φατνώματα, έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι και οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι μεν πρώτοι για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων (σεισμικών δράσεων και ανεμοπίεσεων) και οι δε δεύτεροι για την μεταφορά των οριζόντιων φορτίων στους κατακόρυφους συνδέσμους και για την εξασφάλιση διαφραγματικής λειτουργίας.

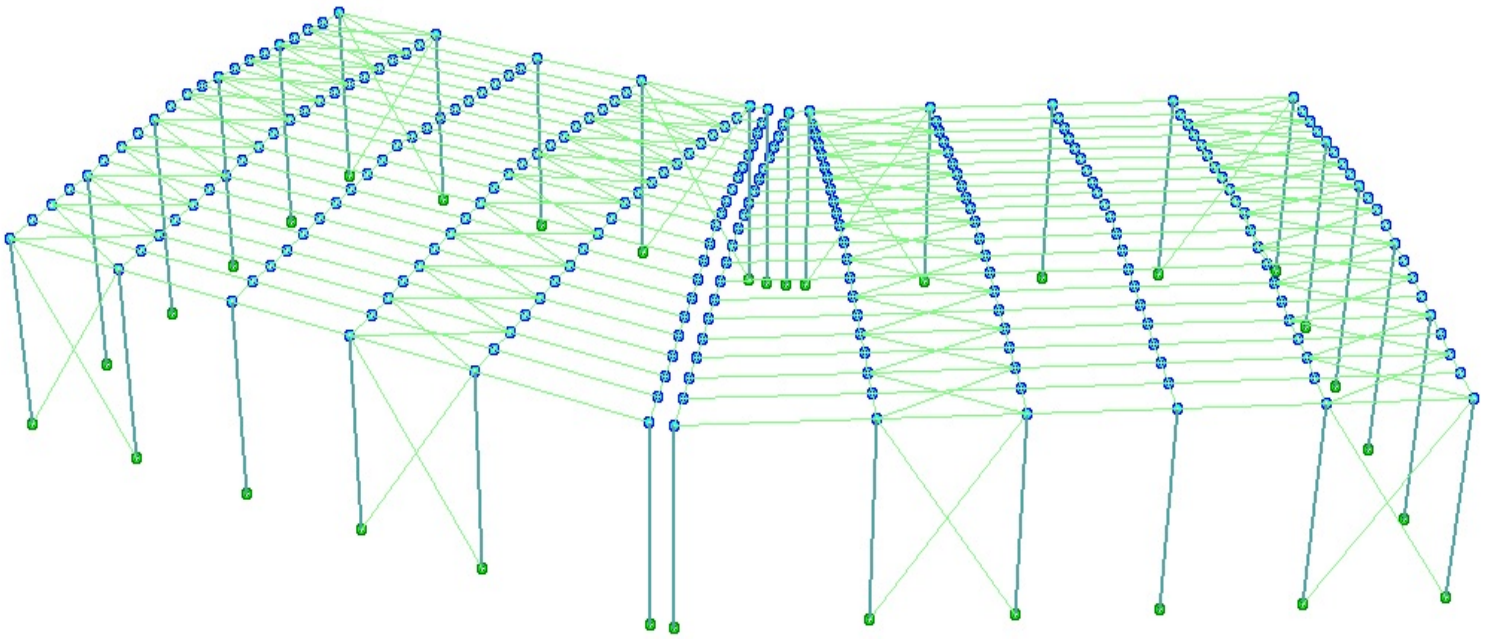
Το μονώροφο κτίριο έχει άξονα συμμετρίας επί του οποίου έχει τοποθετηθεί αρμός διαστολής. Έτσι επιλέγεται ο μισός φορέας να εισαχθεί και να επιλυθεί στο περιβάλλον λογισμικού του προγράμματος Fespa. Ό,τι αποτελέσματα εξαχθούν απ' τον μισό φορέα ισχύουν και για τον άλλο μισό καθώς είναι συμμετρικοί ως προς τον άξονα συμμετρίας τους.

Τοποθετήθηκε επίσης κεφαλοδοκός στο ύψος των 7,15m, η οποία συνδέει τις κεφαλές των υποστυλωμάτων κάθε κιονοστοιχίας στην κάθετη διεύθυνση του επιπέδου των κύριων φορέων.

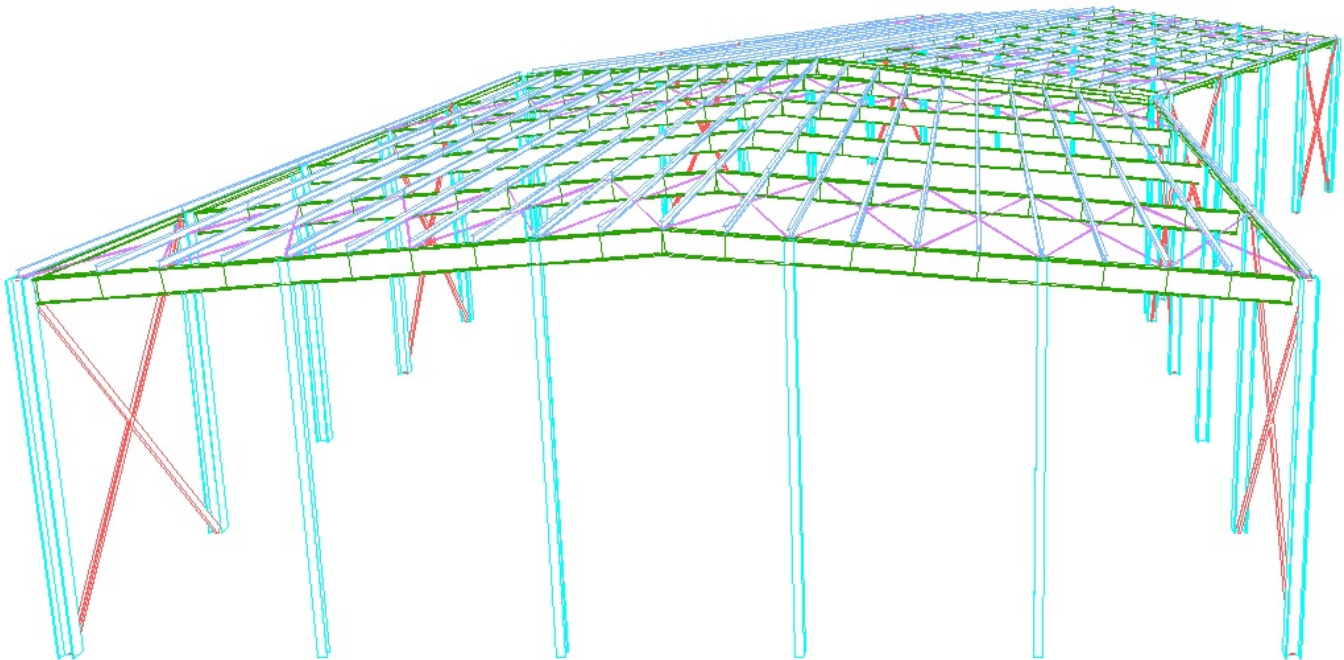
Μηκίδες ανά 1,79m και τεγίδες ανά 1,22m διατρέχουν τις πλευρικές όψεις και τη στέγη, αντίστοιχα, για την παραλαβή των φορτίων κυρίως από τα φύλλα επικάλυψης και πλευρικής επένδυσης, την ανεμοπίεση και το χιόνι, ενώ στα δύο ακραία πλαίσια, για τη στήριξη των μηκίδων, τοποθετήθηκαν μετωπικοί στύλοι σε απόσταση 4,49m μεταξύ τους.

Εκτενέστερη αναφορά στα επιμέρους στοιχεία του υποστέγου γίνεται στη συνέχεια του κεφαλαίου.

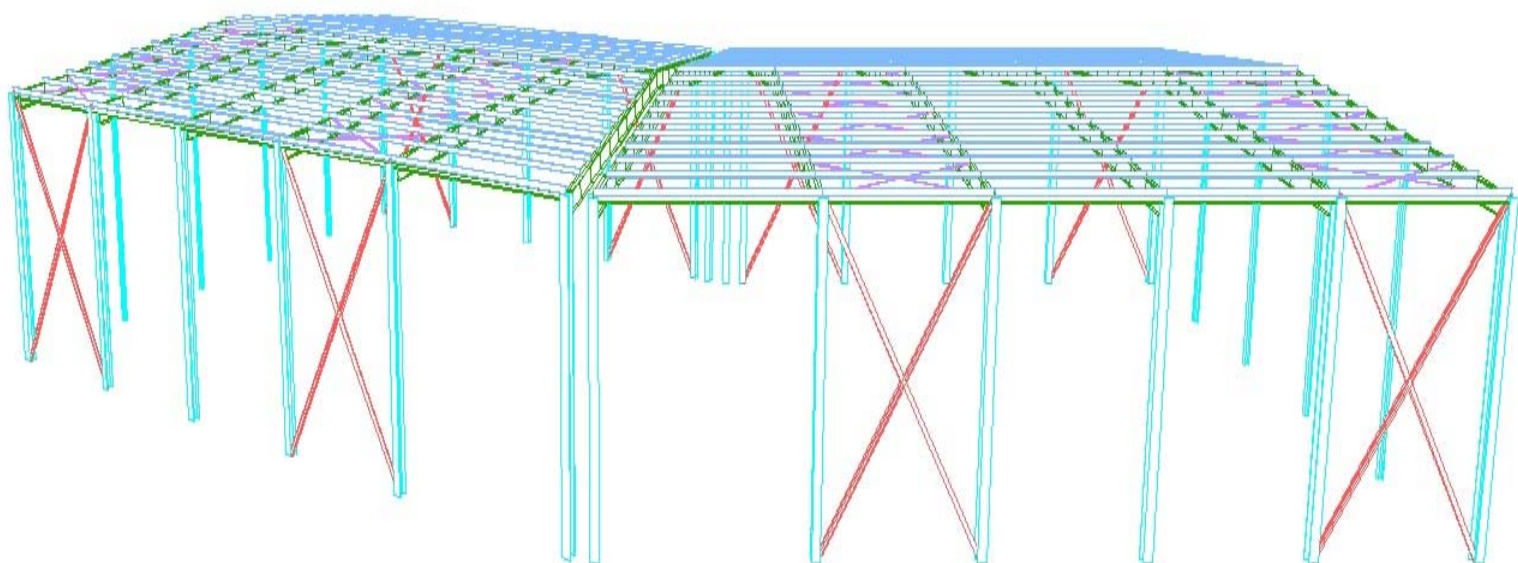
Παρακάτω παρατίθεται το 3D μοντέλο του φορέα καθώς και οι όψεις του κτιρίου.



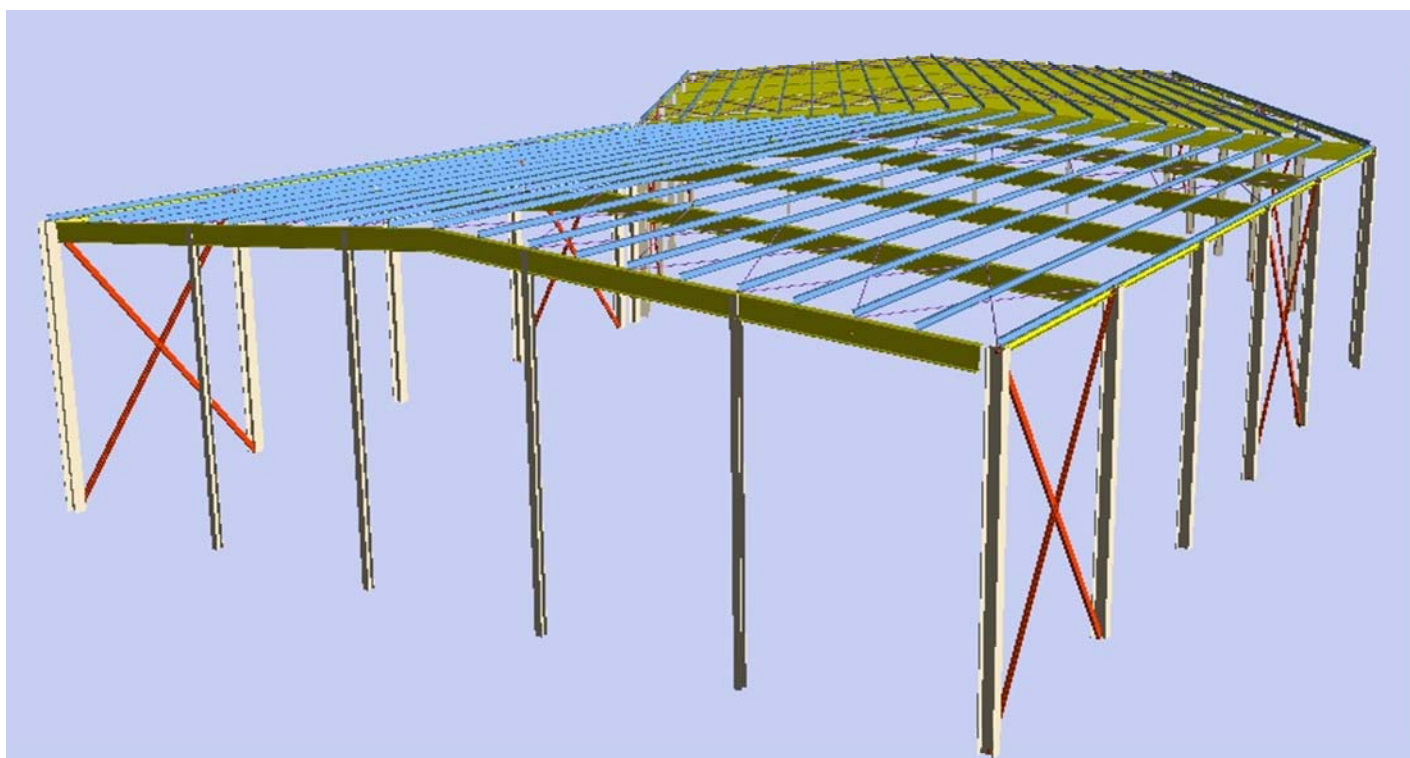
Σχήμα 1.1: Τρισδιάστατη άποψη του κτιρίου



Σχήμα 1.2: Όψη 1 του κτιρίου (ανατολικό μέτωπο)



Σχήμα 1.3: Όψη 2 του κτιρίου (νότια όψη)



Σχήμα 1.4: 3D μοντέλο του κτιρίου

1.2 Μεταλλικές κατασκευές

Η εφαρμογή μεταλλικών κατασκευών παρατηρείται ήδη από τα μέσα του αιώνα, όπου χρησιμοποιείται ο χυτοσίδηρος ως δομικό υλικό σε οικοδομικά έργα. Παράλληλα έχει δημιουργηθεί η ανάγκη στέγασης χώρων όπως σιδηροδρομικοί σταθμοί, εκθεσιακοί χώροι, δημοτικές αγορές, ναυπηγεία, οι φορείς των οποίων διέθεταν μεγάλα ανοίγματα. Η απαίτηση για μεγάλα ανοίγματα ικανοποιήθηκε με την κατασκευή επίπεδων τοξωτών φορέων.

Αρχικά η τεχνική κατασκευής χαλύβδινων κατασκευών περιλάμβανε αρθρωτές συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων και την τοιχοποιία να εξασφαλίζει το φορέα έναντι πλευρικής ευστάθειας. Η τεχνική αυτή χαρακτηριζόταν για την απλότητα των υπολογισμών και την ταχύτητα ανέγερσης. Στη συνέχεια εφαρμόστηκαν πλαισιακοί φορείς με άκαμπτες συνδέσεις, ελαφρύτερη τοιχοποιία και κατακόρυφους συνδέσμους για την παραλαβή των οριζόντιων δράσεων.

Στη Ευρώπη, και για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα μετά το 2ο Παγκόσμιο Πόλεμο, δεν γινόταν χρήση του χάλυβα σε οικοδομικά έργα λόγω έλλειψης χάλυβα, χαμηλών τιμών σκυροδέματος αλλά κυρίως λόγω του υψηλού κόστους πυροπροστασίας. Η κατάσταση αυτή άλλαξε ριζικά στην Ευρώπη από τις αρχές του 1980 με την υιοθέτηση των αμερικανικών μεθόδων διαχείρισης fast – track, με πρωτοπόρες την Αγγλία και τις σκανδιναβικές χώρες.

Η ανέγερση ουρανοξυστών πραγματοποιείται μέχρι και σήμερα και παρατηρείται ιδιαίτερα στις πολυπληθείς χώρες της ΝΑ Ασίας. Η ευρύτερη εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια παρατηρείται στην Ιαπωνία όπου λόγω των αυξημένων απαιτήσεων αντισεισμικότητας, το 65% των κτιρίων είναι μεταλλικά. Στις ΗΠΑ το αντίστοιχο ποσοστό είναι 50%. Η Ευρώπη υστερεί συγκριτικά με την Ιαπωνία και τις ΗΠΑ στη χρήση του χάλυβα σε ό,τι αφορά τα πολώροφα κτίρια με κατά μέσο όρο ποσοστό κτιρίων 33%.

Η Ελλάδα δεν παρακολούθησε τις παραπάνω εξελίξεις, αφού επί μεγάλο χρονικό διάστημα κυριάρχησε το οπλισμένο σκυρόδεμα ως δομικό υλικό. Από το τέλος του αιώνα σημειώνεται μία αξιόλογη δραστηριότητα σε σχέση με τις μεταλλικές κατασκευές κυρίως στη γεφυροποιία. Στην εποχή αυτή κατασκευάστηκε ένας μεγάλος αριθμός σιδηροδρομικών γεφυρών. Πριν το Β Παγκόσμιο πόλεμο παρατηρούνται αξιόλογες κατασκευές όπως στέγες Δημοτικών αγορών, σιδηροδρομικών σταθμών, βιομηχανικών χώρων, βιομηχανικά κτίρια και άλλες μικρότερης σημασίας κατασκευές. Μετά το τέλος του Β παγκοσμίου πολέμου κυριαρχεί η χρήση του οπλισμένου σκυροδέματος σε κάθε είδους έργα με αποτέλεσμα τον περιορισμό της χρήσης του χάλυβα. Από τα μέσα του 1990 παρατηρείται αναγέννηση στην εφαρμογή

μεταλλικών κατασκευών και ραγδαία ανάπτυξή τους. Έτσι λοιπόν, άρχισε η εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια γραφείων και ξενοδοχείων, πέρα από τις συνηθισμένες χρήσεις του σε βιομηχανικά, αγροτικά, εμπορικά και αθλητικά έργα. Σημαντικό ρόλο έπαιξε η καλή συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων κατά το μεγάλο σεισμό της Αθήνας το 1999. Σπουδαία παράμετρος, επιπλέον, στην ανάπτυξη των μεταλλικών κτιρίων στη χώρα μας αποτέλεσε η προετοιμασία των Ολυμπιακών Αγώνων της Αθήνας το 2004 καθώς η χρήση του χάλυβα στα έργα ήταν ευρεία.

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 κτίρια αυτά συνδέονται, κατά κανόνα, με την απουσία ωφελίμων φορτίων επί της οροφής τους και με τη χρήση ελαφρών υλικών για την επικάλυψη και πλευρική επένδυσή τους.

Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματα που χαρακτηρίζουν τα μονώροφα μεταλλικά κτίρια είναι:

1. το σχετικά μικρό ίδιο βάρος τους το οποίο συνεπάγεται ευχερέστερη θεμελίωση, ιδίως σε κακής ποιότητας εδάφη και μικρές σεισμικές δυνάμεις,
2. 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 επίχωσης και διαμόρφωσης της υπόβασης του δαπέδου, ενώ η εργοταξιακή συναρμολόγηση, που συνήθως εξελίσσεται με ταχείς ρυθμούς, μπορεί να αρχίσει αμέσως μετά,
3. το υψηλό ποσοστό βιομηχανικής προκατασκευής του έργου με θετικές συνέπειες και στην ποιότητά του,
4. η πολύ ικανοποιητική και ελεγχόμενη απόκρισή τους σε συνθήκες σεισμού, οφειλόμενη κυρίως στη μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα,
5. η επισκευασιμότητά τους και η ευχερής ενίσχυσή τους προς παραλαβή μεγαλύτερων φορτίων, εφ' όσον απαιτηθεί,
6. η δυνατότητα στέγασης μεγάλων ανοιγμάτων και οι μικρές διαστάσεις των υποστυλωμάτων προσφέρουν εσωτερικούς χώρους μεγάλης επιφάνειας, με ευελιξία στη διαμόρφωση και τη διαρρύθμισή τους,

Υπάρχουν, όμως, και κάποια μειονεκτήματα που παρουσιάζουν τα μεταλλικά κτίρια. Αυτά είναι:

1. οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων,
2. η ευαισθησία στη διάβρωση και την πυρκαγιά,
3. η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού

4. το μεγάλο κόστος μελέτης.

1.3 Υλικά Κατασκευής

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός του χαλύβδινου υποστέγου. Είναι κράμα με βασικό συστατικό τον σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως άνθρακας (C), μαγγάνιο (Mn), πυρίτιο (Si), νικέλιο (Ni), χαλκός (Cu), χρώμιο (Cr), μολυβδαίνιο (Mo), βανάδιο (V), ζιρκόνιο (Zr), θείο (S), φωσφόρος (P) κλπ., ορισμένα εκ των οποίων είναι ανεπιθύμητα, επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του χάλυβα.

Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, συγκολλησιμότητα, ευαισθησία στη διάβρωση, ολκιμότητα κλπ), μικρή δε μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Έτσι, αναφορικά με την περιεκτικότητα σε άνθρακα, που είναι από τα κυριότερα συστατικά του χάλυβα, αυτή ποικίλει από 0,15% έως 1,70%, οι συνήθεις δε δομικοί χάλυβες έχουν περιεκτικότητα σε άνθρακα μεταξύ 0,15% και 0,29%.

Για την κατασκευή του μεταλλικού υποστέγου της παρούσας εργασίας χρησιμοποιήθηκε δομικός χάλυβας ποιότητας S235 ($f_y=235\text{MPa}$).

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα, τα οποία του προσδίδουν το χαρακτηριστικό του πλέον ευέλικτου και ίσως του καλύτερου σήμερα δομικού υλικού, είναι τα εξής:

1. Μεγάλη αντοχή (λεπτότερες διατομές, μείωση των ιδίων βαρών του φέροντα οργανισμού, οικονομία χώρου και υλικού κλπ.)
2. Ομοιογένεια υλικού (σταθερά χαρακτηριστικά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού)
3. Μονιμότητα (εξασφάλιση απεριόριστης διάρκειας ζωής της κατασκευής με κατάλληλη συντήρηση)
4. Ελαστικότητα (ελαστική συμπεριφορά του χάλυβα μέχρι σχετικά υψηλές τάσεις)
5. Ολκιμότητα (ο χάλυβας υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί)
6. Ευχέρεια διάνοιξης οπών για τη διέλευση καναλιών κλιματισμού και άλλων εγκαταστάσεων
7. Δυνατότητα επαναχρησιμοποίησής του, ευκολία ενίσχυσης υπαρχουσών κατασκευών, ευκολία στην τυποποίηση και την προκατασκευή κλπ.

1.4 Στοιχεία του κτιρίου

1.4.1 Κύριοι Φορείς-Πλαίσια

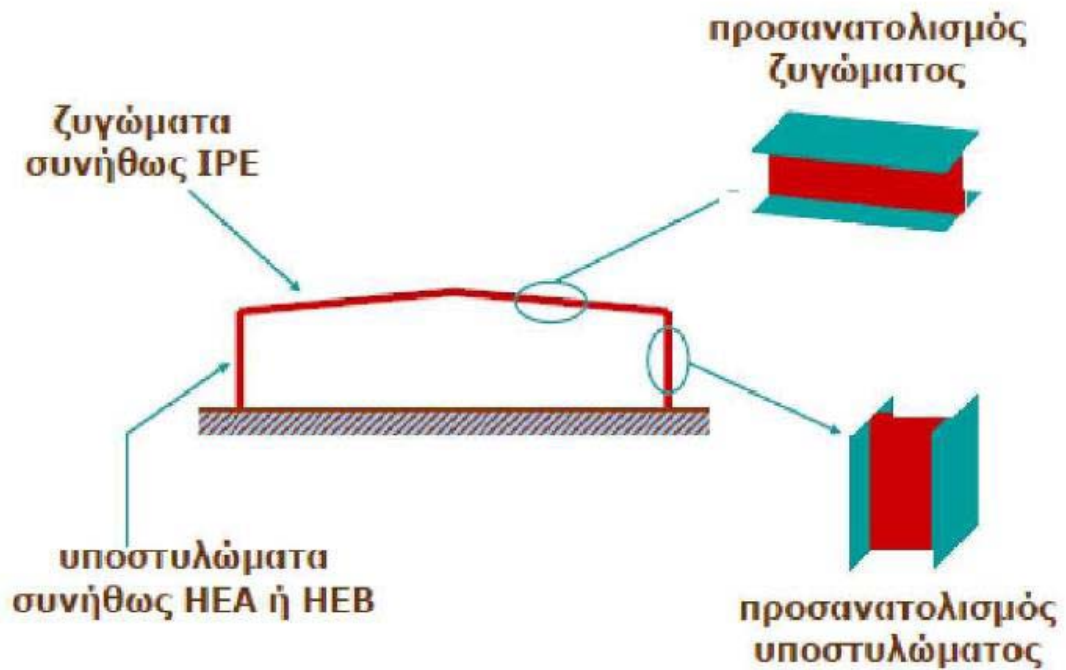
Οι κύριοι φορείς είναι τα πλαίσια, που διατάσσονται κατά κανόνα σε ίσες αποστάσεις μεταξύ τους και παραλαμβάνουν (μέσα στο επίπεδό τους) τα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία (ανέμου, σεισμού, από λειτουργία γερανογεφυρών). Οι κόμβοι των πλαισίων αυτών πρέπει να έχουν τη δυνατότητα παραλαβής ροπών (συνδέσεις ροπής). Τα πλαίσια είναι οι τελικοί αποδέκτες των φορτίων που δρουν επί της κατασκευής και τα μεταφέρουν μέσω της θεμελίωσής τους στο έδαφος.

Για δεδομένο μήκος κτιρίων, ο μελετητής ορίζει τις αποστάσεις μεταξύ των κύριων φορέων που θα προσφέρουν βέλτιστη διάταξη. Μικρότερες αποστάσεις οδηγούν σε περισσότερους κύριους φορείς, με μικρότερες όμως διαστάσεις. Ο μεγάλος αριθμός κυρίων φορέων έχει δυσμενή επίπτωση στο κόστος κατεργασίας και το κόστος ανέγερσης, οδηγεί όμως σε τεγίδες με μικρότερα ανοίγματα και επομένως μικρότερη διατομή. Με βασικό κριτήριο την οικονομικότητα της λύσης, συνήθως βέλτιστη απόφαση μεταξύ των κύριων φορέων είναι τα 6,0 m.

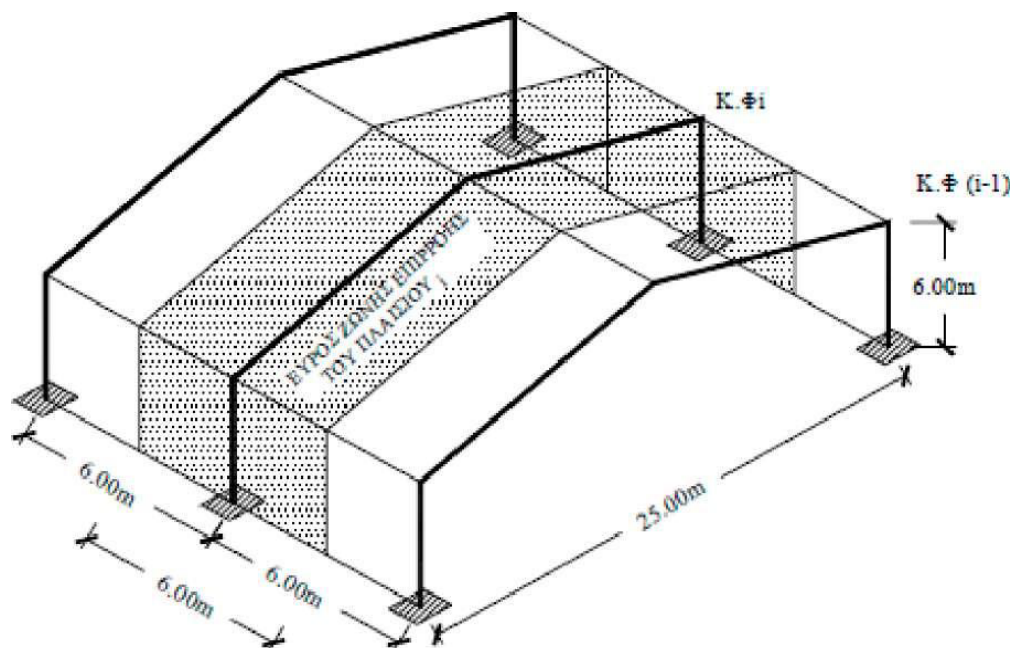
Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής, ή δικτυωτά. Εδώ επιλέξαμε ολόσωμα υποστυλώματα σταθερής διατομής HEB280 και ζυγώματα σταθερής διατομής IPE450.

Για τα υποστυλώματα προτιμήθηκε διατομή διπλού ταν και μάλιστα πλατύπελμα, διότι όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από τον ουδέτερο άξονα τόσο καλύτερη συμπεριφορά παρουσιάζει η διατομή αυτή έναντι κάμψης, αφού μεγαλώνει η ροπή αδράνειας και η ροπή αντίστασης που μετρούν την καμπτική δυσκαμψία και την καμπτική αντοχή αντίστοιχα. Οι διατομές των υποστυλωμάτων και των ζυγωμάτων είναι προσανατολισμένες με τέτοιο τρόπο, ώστε κατά τη δράση μεγάλων φορτίων σε μία διεύθυνση να ενεργοποιούνται οι ισχυροί άξονές τους (**Σχήμα 1.2**).

Το άνοιγμα των δέκα πλαισίων είναι 22,45 m και των δύο κεντρικών 23,48 m.

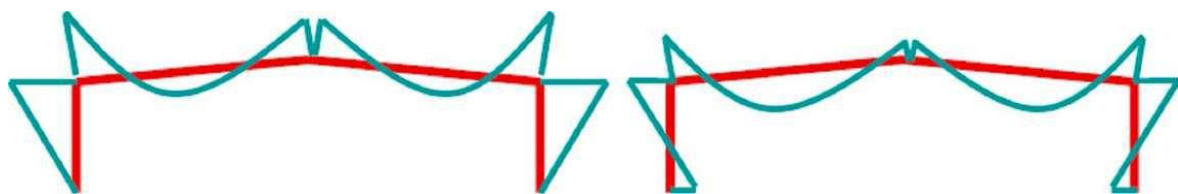


Σχήμα 1.2: Προσανατολισμός διατομών κύριων φορέων



1.3 Επιφάνεια επιρροής πλαισίου

Τα πλαίσια μπορούν να μορφωθούν ως αμφίπακτα ή αμφιαρθρωτά. Εδώ τα υποστυλωμάτα σχεδιάστηκαν ως αμφίπακτα που μπορεί να έχουν συνθετότερη



λεπτομέρεια έδρασης, ωστόσο παρουσιάζουν ευνοϊκότερη κατανομή των καμπτικών ροπών και κυρίως μειωμένη παραμορφωσιμότητα, γεγονός πολύ σημαντικό όσον αφορά τους ελέγχους λειτουργικότητας (βέλη).

Σχήμα 1.4 : Επιλέγεται η δεύτερη περίπτωση (αμφίπακτο πλαίσιο), δηλαδή ανακούφιση αναδωμής και επιβάρυνση θεμελίωσης

1.4.2 Κεφαλοδοκοί

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

Στο εξεταζόμενο υπόστεγο έχουν επιλεγεί κεφαλοδοκοί διατομής HEA140, στο ύψος των 7,15m.

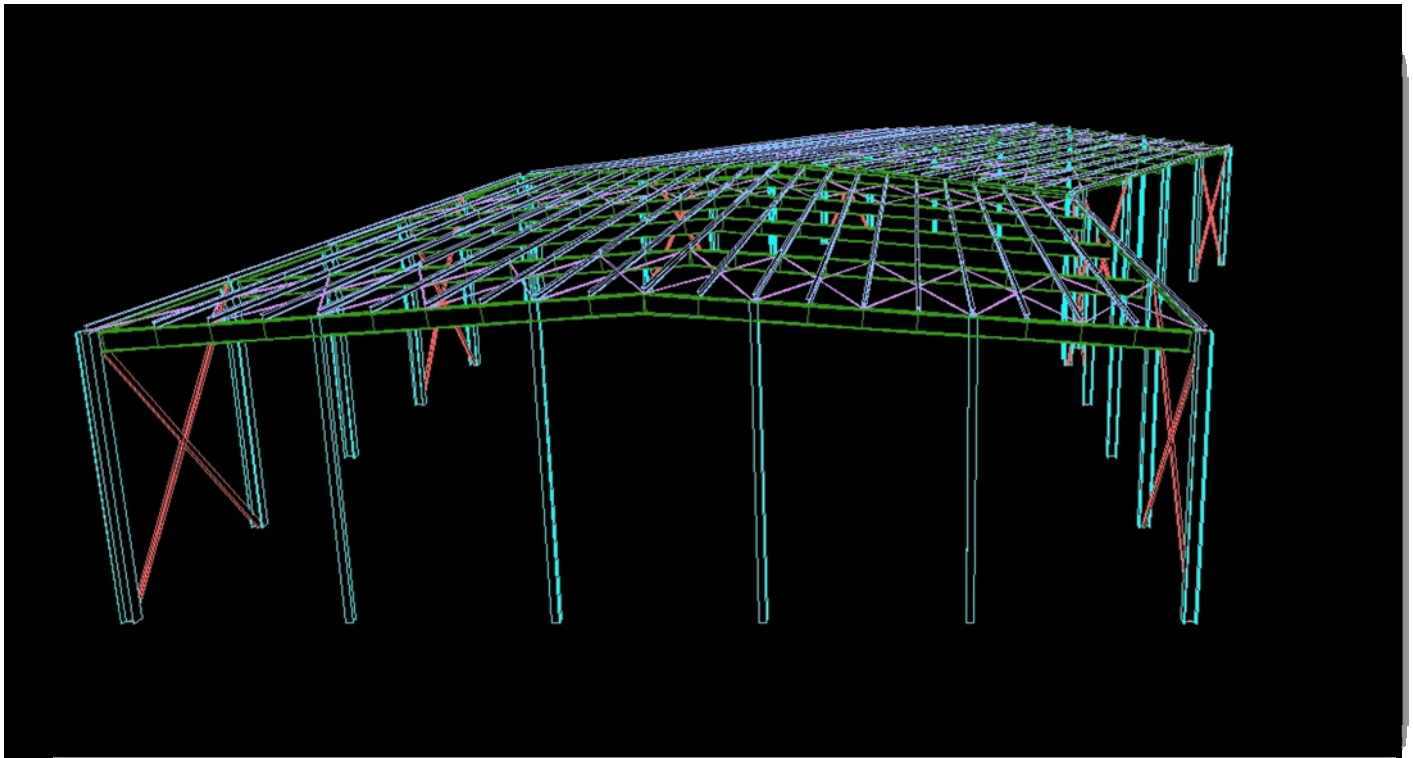
1.4.3 Μετωπικοί Στύλοι

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. Οι μετωπικοί στύλοι προσφέρουν στήριξη στις μηκίδες και επομένως οι αποστάσεις μεταξύ τους συνδέονται με το άνοιγμα που οι χρησιμοποιούμενες διατομές μηκίδων μπορούν να γεφυρώσουν

(συνήθως 4,00 έως 7,00m). Η θέση των μετωπικών στύλων καθορίζεται επίσης σε συνδυασμό με τη διάταξη των τεγίδων και των οριζόντιων συστημάτων δυσκαμψίας. Επιδιώκεται οι στύλοι να τοποθετούνται σε θέσεις στις οποίες αντιστοιχούν κόμβοι του οριζόντιου συνδέσμου. Η θέση, τέλος, καθορίζεται από τα ανοίγματα που διαμορφώνονται στην όψη, ώστε να εξυπηρετούνται οι λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου.

Κύρια φόρτιση για τους μετωπικούς στύλους είναι η ανεμοπίεση, πρόκειται δηλαδή για στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, ενώ κατά κανόνα χρησιμοποιούμενη διατομή είναι διπλό ταυ με πέλματα παράλληλα προς την όψη έτσι ώστε η κύρια φόρτισή τους, δηλαδή η ανεμοπίεση, να ενεργοποιεί τον ισχυρό άξονα αδρανείας τους.

Στο υπόστεγό μας επιλέξαμε πακτωμένα μετωπικά υποστυλώματα στα δύο ακραία πλαίσια του κτιρίου διατομής HEA160 διατεταγμένα ανά 4,49m.



Σχήμα 1.5: Όψη μετώπου με μετωπικούς στύλους (προοπτικό)

1.4.4 Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

1.4.4.1 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας (ή αλλιώς αντιανέμοι σύνδεσμοι), όπως έχει ήδη αναφερθεί, διατάσσονται στο επίπεδο των ζυγωμάτων,

παρακολουθούν την κλίση τους και διαμορφώνουν φατνώματα δυσκαμψίας μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων. Η δυσκαμψία του φατνώματος, στο επίπεδό του, επιτυγχάνεται με την προσθήκη ράβδων, οι οποίες σε συνδυασμό με άλλα στοιχεία του φέροντος οργανισμού (ζυγώματα των εκατέρωθεν πλαισίων και τεγίδες στις περισσότερες περιπτώσεις) διαμορφώνουν δικτυωτούς φορείς (τα ζυγώματα ως πέλματα, οι τεγίδες ως ορθοστάτες και οι πρόσθετες ράβδοι ως διαγώνιοι). Σε περιπτώσεις δικλινών πλαισίων με τις συνήθειες, σχετικά μικρές, κλίσεις οι δικτυωτοί αυτοί φορείς, όταν γίνονται αρχικοί ή απλοποιημένοι υπολογισμοί, επιτρέπεται να θεωρούνται ως επίπεδοι, χαρακτηρίζονται δε ως «οριζόντιοι», παρ' όλο που δεν είναι παράλληλοι προς το δάπεδο του κτιρίου.

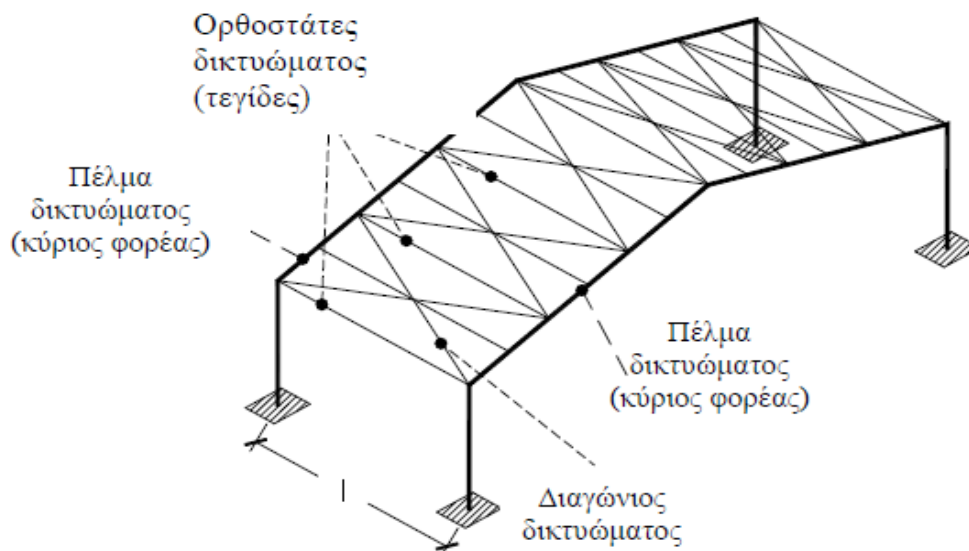
Οι κύριες λειτουργίες των συνδέσμων της κατηγορίας αυτής είναι:

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

Επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι δικτυωτοί φορείς όλα τους τα μέλη θεωρούνται ότι καταπονούνται αξονικά. Έτσι ακόμα και για τις τεγίδες (ορθοστάτες), αλλά και για τους κύριους φορείς (πέλματα), γίνεται η παραδοχή πως καταπονούνται μόνο αξονικά όταν συμμετέχουν στους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης. Οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται είτε θλίβονται και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία γιατί δεν έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, ενώ 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 γίνει με βάση τις διαγωνίους των ακραίων φατνωμάτων, οι οποίες είναι οι περισσότερο καταπονούμενες. Η συνήθως χρησιμοποιούμενη διατομή είναι τα ισοσκελή γωνιακά ή κοίλες διατομές.

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης τοποθετούνται υποχρεωτικά στα δύο ακραία φατνώματα της κατασκευής για να παραλάβουν τα θλιπτικά ή εφελκυστικά φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φατνώματα του υποστέγου, κρίνεται απαραίτητη για μεγάλου μήκους κτίρια.

Στην κατασκευή μας μορφώθηκαν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στα δύο ακραία φατνώματα και σε δύο ενδιάμεσα με την προσθήκη διαγωνίων διατομής CHS 21,3x3,2.



Σχήμα 1.6: Μέλη δικτύματος οριζόντιου σύνδεσμου δυσκαμψίας

1.4.4.2 Κατακόρυφοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι συνήθως δικτυωτοί σχηματισμοί διαφόρων μορφών, που τοποθετούνται μεταξύ δύο διαδοχικών υποστυλωμάτων και μεταφέρουν στη θεμελίωση τα οριζόντια φορτία, τα οποία παραλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους και τις κεφαλοδοκούς. Στα παραπάνω δικτυώματα, πέλματα αποτελούν τα εκατέρωθεν υποστυλώματα, ανώτερο οριζόντιο στοιχείο η κεφαλοδοκός, ορθοστάτες οι μηκίδες, συμπληρώνονται δε με πρόσθετα διαγώνια στοιχεία διατομής συνήθως διπλών γωνιακών ή διπλών U ή κοιλοδοκών.

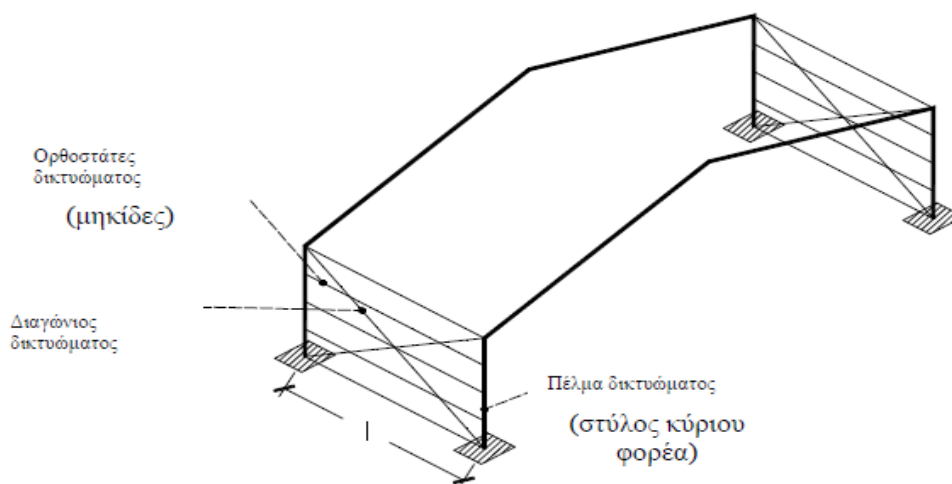
Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας των υποστέγων μπορούν να συνοψισθούν ως εξής:

1. Παραλαβή από τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν κατά τη διαμήκη διεύθυνση του υποστέγου και μεταφορά τους στη θεμελίωση.
2. Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος στο οποίο να απολήγουν οι μηκίδες που παρέχουν πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
3. Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά τη διάρκεια της

ανέγερσής της.

Επειδή οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θεωρούνται δικτυωτοί φορείς, ισχύει για αυτούς ό,τι ειπώθηκε παραπάνω για τους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης.

Στο έργο μας χρησιμοποιήθηκαν διαγώνια στοιχεία διατομής UPN 180, ενώ τα κατακόρυφα συστήματα δυσκαμψίας τοποθετήθηκαν στα ίδια φατνώματα με τα οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας, ώστε η μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων να γίνεται άμεσα και να διευκολύνεται παράλληλα η διαδικασία ανέγερσης.



Σχήμα 1.7: Μέλη πλευρικών συνδέσμων δυσκαμψίας

1.4.5 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, συνήθως μεταξύ 1,30m και 4,00m.

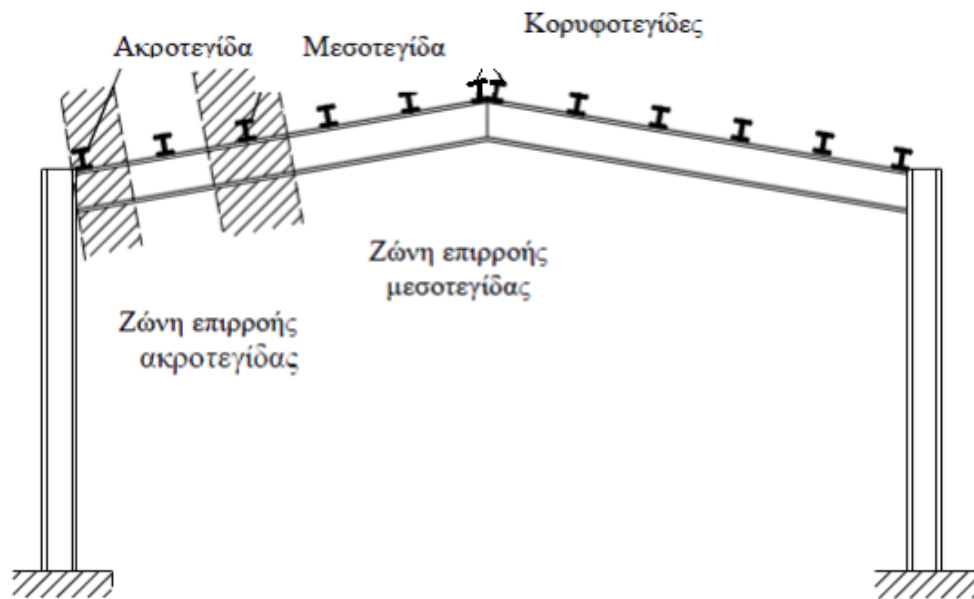
Ο ρόλος των τεγίδων στο κτίριο είναι, επομένως, κυρίως να μεταφέρουν τις δράσεις από τα φύλλα επικάλυψης στους κύριους φορείς και δευτερευόντως να συμμετέχουν στους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας και να προσφέρουν πλευρική στήριξη στα ζυγώματα.

Οι τεγίδες τοποθετούνται με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση του ισχυρού τους άξονα έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων του χιονιού, του ιδίου βάρους της επικάλυψης και του ανέμου. Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στο μέλος του ζυγώματος οι τεγίδες διακρίνονται σε ακροτεγίδες, μεσοτεγίδες και κορυφοτεγίδες.

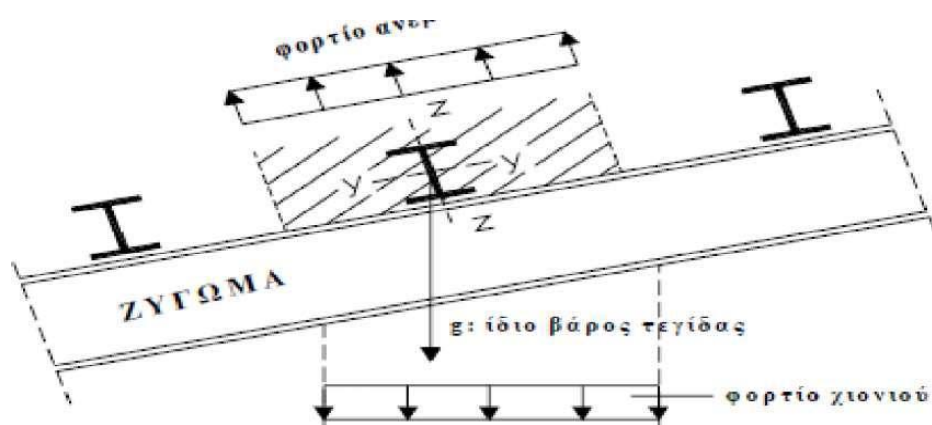
Οι τεγίδες είναι στοιχεία καταπονούμενα κυρίως σε κάμψη, μπορεί δε να σχεδιάζονται με ελατές ή διαμορφωμένες εν ψυχρώ διατομές. Από τις ελατές διατομές καταλληλότερες είναι οι διατομές I, συνηθέστερα από τη σειρά IPE (συνήθη μεγέθη από IPE100 έως IPE200). Χρησιμοποιούνται επίσης διατομές U. Σε περιπτώσεις μεγάλων κλίσεων όπου η κάμψη και ως προς τους δύο άξονες είναι έντονη, χρησιμοποιούνται πλατύπελμες διατομές διπλού ταυ (συνηθέστερα από τη σειρά HEA). Όταν ορισμένες τεγίδες χρησιμοποιούνται και ως θλιβόμενα στοιχεία οριζόντιων αντιανέμων συνδέσμων, πέραν της κύριας καμπτικής τους καταπόνησης, επιλέγονται συχνά γι' αυτές διατομές από τη σειρά HEB.

Ως προς το στατικό τους σύστημα, οι τεγίδες μπορεί να κατασκευάζονται ως αμφιέριστα στοιχεία μεταξύ διαδοχικών κύριων φορέων ή ως συνεχείς δοκοί.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση που μελετάμε, επιλέχθηκαν τεγίδες διατομής IPE140 και τοποθετήθηκαν έχοντας οριζόντια απόσταση μεταξύ τους 1,22m, ενώ σχεδιάστηκαν ως αμφιέριστες με μήκος ως επί το πλείστον 5,14m. Επίσης έγινε η παραδοχή ότι όλες οι μεσοτεγίδες έχουν την ίδια φόρτιση με πλάτος ζώνης επιρροής του φορτίου τους 1,22m (δυσμενέστερες) και οι ακροτεγίδες με τις κορυφοτεγίδες έχουν το μισό πλάτος ζώνης επιρροής (καταπονούνται λιγότερο).



Σχήμα 1.8: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής των τεγίδων



1.9 Διευθύνσεις φορτίου τεγίδας

1.4.6 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι οριζόντιοι δοκοί που τοποθετούνται, ανά ίσες αποστάσεις (συνήθως από 1,50m έως 2,50m), σε όλες τις όψεις του κτιρίου, γεφυρώνουν τις αποστάσεις μεταξύ των υποστυλωμάτων (πλαισιακών και μετωπικών) και δέχονται τα φύλλα πλευρικής επένδυσης της κατασκευής.

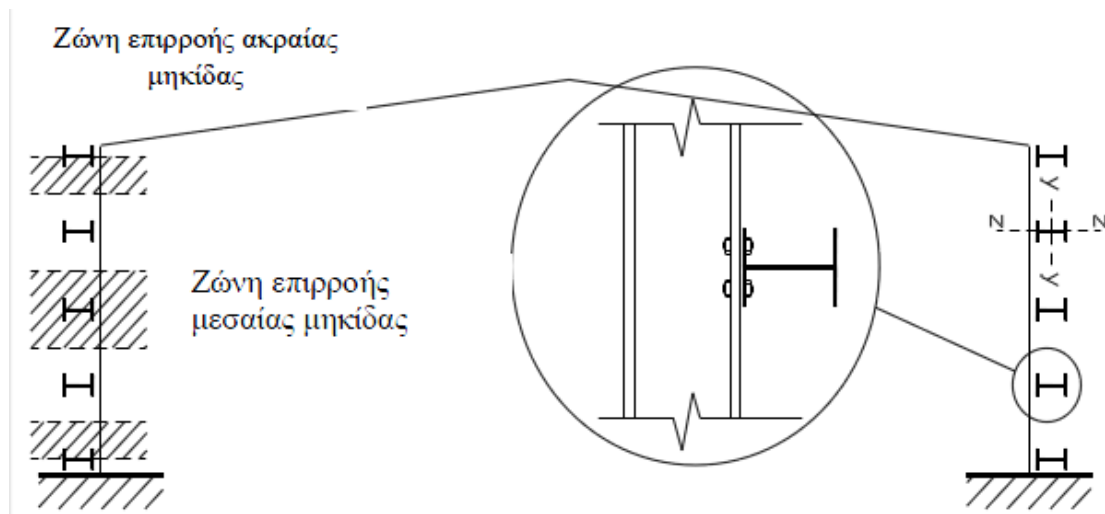
Οι μηκίδες σχεδιάζονται κατά τρόπο παρόμοιο με εκείνο των τεγίδων. Χρησιμοποιούνται οι ίδιες κατηγορίες, τύποι και μεγέθη διατομών που χρησιμοποιούνται και για τις τεγίδες, καθώς επίσης και οι ίδιοι τύποι στηριγμάτων. Κύρια φόρτιση για αυτές είναι η ανεμοπίεση, ενώ διαμορφώνονται συνήθως ως αμφιέριστα, για τα οριζόντια φορτία, στοιχεία. Μπορεί όμως να κατασκευάζονται και ως αρθρωτές δοκοί.

Συνοψίζοντας, οι μηκίδες:

1. Αποτελούν μέσα σύνδεσης των στύλων των παράλληλων ζευκτών αλλά και των στύλων των δύο ακραίων κύριων φορέων.
2. Αποτελούν βάση στήριξης της κατακόρυφης περιμετρικής επικάλυψης.
3. Παραλαμβάνουν όλα τα φορτία της πλευρικής επικάλυψης. Τα φορτία αυτά μαζί με το ίδιο βάρος τους- τα μεταβιβάζουν στους στύλους των κύριων φορέων.
4. Είναι σημαντικά στοιχεία οικονομίας του έργου, αφού λόγω του μεγάλου αριθμού τους αγγίζουν (μαζί με τις τεγίδες) το 30%-40% του συνολικού βάρους του φορέα που μελετάμε. Συνεπώς, έχει μεγάλη σημασία η σωστή επιλογή της διατομής τους, ο απαιτούμενος αριθμός τους, η μεταξύ τους απόσταση και η μόρφωση του καταλληλότερου στατικού τους συστήματος στην εκάστοτε κατασκευή.

Οι μηκίδες καταπονούνται κυρίως από άνεμο, οπότε ο προσανατολισμός της διατομής τους γίνεται με τέτοιο τρόπο, ώστε ο ισχυρός άξονας να παραλαμβάνει τον άνεμο και ο ασθενής τα ίδια βάρη της επικάλυψης και του εαυτού τους. Με τον προσανατολισμό που φαίνεται στο Σχήμα 1.5 επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση και των δύο κύριων αξόνων αδράνειας τους, έναντι της δράσης των φορτίων που έχουν οριζόντια αλλά και κατακόρυφη διεύθυνση.

Στον φορέα μας επιλέχθηκαν μηκίδες ανά 1,79m διατομής IPE180, με μήκος 5,14m και 6,87m οι πλευρικές και 4,49m οι μετωπικές. Στατικώς, προσομοιάστηκαν με αμφιέριστες δοκοί. Οι ενδιάμεσες μηκίδες που βρίσκονται καθ' ύψος των στύλων έχουν εύρος ζώνης επιρροής ίσο με 1,79m (δυσμενέστερες), ενώ οι ακραίες πάνω και κάτω έχουν το μισό (Σχήμα 1.8).



Σχήμα 1.10: Τυπική διάταξη και πλάτη επιρροής των μηκίδων

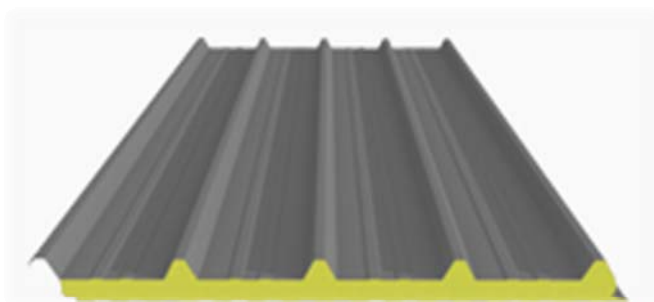
1.4.7 Επικάλυψη

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 και οι άλλες δράσεις. Τα συστήματα επικάλυψης και επένδυσης πρέπει επιπλέον να διαθέτουν την απαιτούμενη θερμομονωτική ικανότητα. Τα μονωτικά φύλλα επικάλυψης και επένδυσης δεν θεωρείται γενικά ότι αποτελούν στοιχείο 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.

Τα συνήθη στοιχεία επικάλυψης στεγών είναι πολύχρωμα πετάσματα από απλά μεταλλικά χαλυβδόφυλλα ή θερμομονωτικά πανέλλα με επίπεδες ή αυλακωτές επιφάνειες. Τα μεταλλικά φύλλα διακρίνονται σε: α)κουμπωτά, β)κυματοειδή, γ)τραπεζοειδή, δ)συρταρωτά. Ο συνηθέστερος τύπος φύλλων πλευρικής επένδυσης είναι τα θερμομονωτικά πανέλλα τύπου «σάντουιτς», σε διάφορες επιφανειακές διαμορφώσεις, με τις αυλακώσεις οριζόντιες ή κατακόρυφες.

Στο υπόστεγο που μελετάμε θα χρησιμοποιήσουμε για την πλευρική επένδυση αλλά και την επικάλυψη της στέγης πανέλλα πολυουρεθάνης με βάρος 13.85

kg/m². Προσθέτοντας και το βάρος των μεταλλικών συνδέσεων, επιλέξαμε για φορτίο επικάλυψης το 0.20 KN/m².



► ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ & ΒΑΡΟΣ

Μεγέθυνση
Βάρος:

Πάχος πυρήνα πολυουρεθάνης (mm) A	30	40	50	60	80	100
Συνολικό ύψος πάνελ (mm) H	72	82	92	102	122	142
Βάρος kg/m ² (χάλυβας 0.50mm)	10.9	11.3	11.7	12.15	13.0	13.85
Βάρος kg/m ² (αλουμίνιο 0.50mm)	4.80	5.25	5.65	6.10	6.90	7.75

Μέγιστες ανοχές διαστάσεων:

Μήκος	L ≤ 3m ±5mm
	L > 3m ±10mm
Πλάτος	±2mm
Πάχος	D ≤ 100mm ±2mm
	D ≥ 100mm ±2%

Χαρακτηριστικά πολυουρεθάνης:

Πυκνότητα	40 ± 2 Kg/m ³
Ποσοστό κλειστών κυψελίδων	95%

Διαθέσιμα μήκη και υπερκαλύψεις:

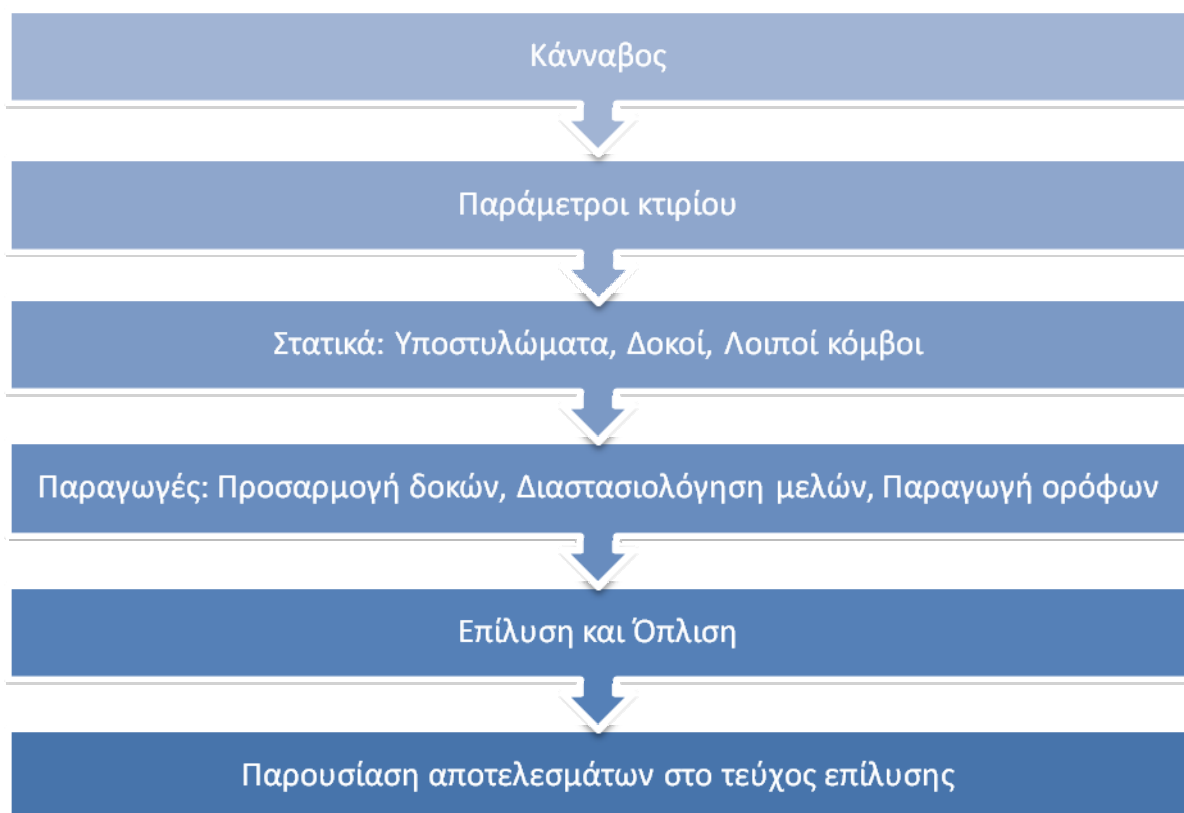
Διαθέσιμα μήκη από 0.50 έως 16 μέτρα. Σε περίπτωση τοποθέτησης δυο οι περισσότερων πανέλων κατά μήκος υπάρχει δυνατότητα ειδικής παραγγελίας με υπερκάλυψη των φύλλων. Στις περισσότερες περιπτώσεις συνιστάται υπερκάλυψη 200mm – 250mm.

Σχήμα 1.11 Φύλο επικάλυψης και πλευρικής επένδυσης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Παρουσίαση προγράμματος Fespa

2.1 Χαρακτηριστικά προγράμματος Fespa

Οι αναλύσεις και οι διαστασιολογήσεις των δομικών στοιχείων έγιναν στο πρόγραμμα Fespa ώστε να είναι δυνατός ο έλεγχος των αποτελεσμάτων, ο έγκαιρος εντοπισμός τυχόν λαθών και η άμεση και εύκολη διόρθωσή τους. Στο πρόγραμμα Fespa οι διαδικασίες εισαγωγής και επεξεργασίας των δεδομένων, επίλυσης, όπλισης, αλλαγών και σχεδίασης γίνεται μέσα σε ένα ενοποιημένο περιβάλλον εργασίας, η πορεία της οποίας είναι η εξής:



Το Fespa είναι ένα πρόγραμμα που βασίζεται στη λογική των «οντοτήτων». Αυτό σημαίνει ότι το μοντέλο του φορέα αποτελείται από οντότητες όπως υποστυλώματα, δοκοί, λοιποί κόμβοι κλπ. Κάθε μια απ τις οντότητες αυτές έχει το δικό της σύνολο από παραμέτρους από τις οποίες ο μελετητής έχει τη δυνατότητα να ορίσει για παράδειγμα το ύψος του υποστυλώματος, την κλίση της δοκού, τα επιμέρους φορτία κ.α. Διαθέτει επίσης ένα σύνολο εντολών βάση των οποίων γίνεται η περιγραφή της υπό μελέτη κατασκευής, δηλαδή εντολές είναι οι λειτουργίες που δύναται να εκτελέσει το πρόγραμμα για τη συγκεκριμένη οντότητα και παράμετροι είναι οι ιδιότητες που χαρακτηρίζουν

κάθε οντότητα ή καθορίζουν την εμφάνισή της.

Από τις παραδοχές που χρησιμοποιεί το Fespa είναι εκείνη της γραμμικής σχέσης μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων και αντιλαμβάνεται σαν πεπερασμένα στοιχεία-μέλη το στοιχείο δοκού-στύλου και αυτό της δοκού επί ελαστικού εδάφους. Η τελική σύνθεση των πεπερασμένων στοιχείων σε ένα σύνολο αναπαριστά το προσομοίωμα της κατασκευής. Στο στάδιο αυτό καθορίζονται επίσης οι δεσμεύσεις που προκύπτουν από τις στηρίξεις καθώς και το μέγεθος και η φύση των φορτίσεων.

2.1.1 Ελευθερίες κίνησης

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν 6 βαθμοί ελευθερίας κίνησης (τρεις μεταφορικοί και τρεις στροφικοί σύμφωνα με τους καθολικούς άξονες X,Y,Z), ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν στη θεμελίωση θεωρούνται οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερις βαθμούς ελευθερίας.

2.1.2 Προσομοίωση μαζών

Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος (θεώρηση συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των μελών). Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος μιας και οι κόμβοι αυτοί είναι παγιωμένοι.

2.1.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής εισέρχεται εξ' αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντρικότητας των στοιχείων θεμελίωσης. Λαμβάνονται έργα από αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης. Η δυσκαμψία της γεωμετρικής διατομής για τα υποστυλώματα είναι ίση με τα $2/3$ της αντίστοιχης τιμής για τα τοιχώματα, για τα οριζόντια στοιχεία (δοκούς) ίση με το $1/2$ της αντίστοιχης τιμής ενώ η στρεπτική δυσκαμψία των δοκών λαμβάνεται ίση με το $1/10$ αυτής.

2.1.4 Φορτίσεις

Τα είδη των φορτίσεων που μπορούν το Fespa είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα, συγκεντρωμένα ή επικόμβια φορτία, μετακινήσεις ή στροφές στηρίξεων, συνδυασμοί των πιο πάνω φορτίσεων καθώς και σεισμικά φορτία. Επίσης το πρόγραμμα μπορεί να υπολογίσει αυτόματα το ίδιο βάρος της κατασκευής βάσει των διατομών των μελών και να το λάβει υπόψη του κατά την ανάλυση της κατασκευής ως ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτίο σε κάθε μέλος. Η γεννήτρια σεισμικών φορτίσεων που είναι ενσωματωμένη στο πρόγραμμα, είναι ικανή να υπολογίσει τα στατικά σεισμικά φορτία σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική ανάλυση. Θεωρείται ότι τα φορτία ενεργούν στο επίπεδο X, Z του καθολικού συστήματος συντεταγμένων της κάτοψης της κατασκευής, ενώ τα φορτία βαρύτητας δρουν αντίθετα προς τον άξονα Y.

2.1.5 Συμβάσεις των αξόνων

Το τοπικό σύστημα των μελών είναι (σε μεταλλική κατασκευή για καλύτερη κατανόηση)

- X-X άξονας κατά μήκος του μέλους
- Y-Y άξονας διατομής παράλληλος στον κορμό
- Z-Z άξονας διατομής παράλληλος στο πέλμα

2.1.6 Δυνατότητες ανάλυσης

- Ανάλυση με τη μέθοδο της ακαμψίας, η οποία βασίζεται στη μητρική μέθοδο των παραμορφώσεων.
- Ανάλυση με τη δυναμική μέθοδο, η οποία περιλαμβάνει ανάλυση ιδιοτιμών και φασματική ανάλυση αποκρίσεων,

2.1.7 Στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η κατασκευή νοείται ως σύνθεση από διακριτά στοιχεία καθένα από τα οποία εξαναγκάζεται σε συγκεκριμένη μορφή παραμόρφωσης, που πρέπει να ικανοποιεί την ισορροπία των δυνάμεων και τη συμβατότητα των παραμορφώσεων στους κόμβους. Για την πλήρη ανάλυση του δομήματος είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του καθολικού μητρώου ακαμψίας $[K]$ της κατασκευής, όσο και των μητρώων των φορτίων R και των μαζών $[M]$. Εδώ σημειώνεται ότι οι εξωτερικές φορτίσεις εξομοιώνονται με συγκεντρωμένα φορτία που δρουν στους κόμβους της κατασκευής.

Το μητρώο ακαμψίας συσχετίζει τα φορτία αυτά με τις παραμορφώσεις μέσω της εξίσωσης:

$$K*U=R$$

Όπου το U είναι το διάνυσμα των παραμορφώσεων.

Το μητρώο ακαμψίας ή δυσκαμψίας K είναι συμμετρικό, ορισμένο θετικά και προκύπτει από συστηματική άθροιση των στοιχείων ακαμψίας των μελών της κατασκευής. Η μέθοδος επίλυσης για την ανάλυση φορέων με τέτοιο καθολικό μητρώο που χρησιμοποιεί το Fespa είναι η LDU που έχει σαν βάση της την αναγωγή του Gauss. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη (M.Q.N) στα άκρα κάθε μέλους σύμφωνα με το τοπικό σύστημα συντεταγμένων τους.

2.1.8 Δυναμική φασματική ανάλυση σεισμικής απόκρισης

Γίνεται η θεώρηση δυναμικών βαθμών ελευθερίας σε κάθε κόμβο ενώ η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και η ροπή αδράνειας της γύρω από τον κατακόρυφο άξονα γίνεται στο κέντρο του ορόφου. Εν συντομία, η μεθοδολογία που ακολουθείται είναι, να υπολογίζονται οι ανεξάρτητες ιδιομορφές μιας σειράς ανεξαρτήτων μονοβάθμιων συστημάτων και η τελική απόκριση του συστήματος να προκύπτει από επαλληλία των μέγιστων τιμών των αποκρίσεων για κάθε μια από τις ιδιομορφές που υπολογίστηκαν. Επειδή οι μέγιστες αυτές αποκρίσεις δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα, για την επαλληλία τους χρησιμοποιείται η πλέον διαδεδομένη μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC για ιδιοπεριόδους που απέχουν λίγο μεταξύ τους. Η μαθηματική έκφραση αυτής της μεθόδου έχει ως εξής:

$$R^2 = \sum R_i^2 + \sum_{i \neq j} \rho_{ij} R_i R_j$$

Όπου R_i η τιμή της απόκρισης της ιδιομορφής και ρ_{ij} ο συντελεστής συσχέτισης.

Πιο συγκεκριμένα, το Fespa κατά την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Καθορισμός-επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του κτιρίου κ.λ.π
2. Εκτίμηση ποσοστού ιδιομορφικών αποσβέσεων.
3. Εξιδανίκευση του κτιρίου και καθορισμός προσομοιώματος
4. Προκύπτουν τέσσερεις φορείς από την μετάθεση του κέντρου μάζας κατά την τυχηματική εκκεντρότητα (+x, -x, +z, -z) για καθέναν από τους οποίους γίνεται:
5. Υπολογισμός μητρώων μάζας [M] και δυσκαμψίας [K].

6. Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των υψηλότερων ιδιοπεριόδων T_i και των αντίστοιχων ιδιομορφών.
7. Υπολογισμός μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής:
 - Για κάθε ιδιοπερίοδο T_i και ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ζ , ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων S_{ai}
 - Με βάση τα S_{ai} υπολογίζονται οι ιδιομορφικές αποκρίσεις
 - Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών
8. Υπολογισμός των μέγιστων εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος CQC)
9. Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων για τις τρεις συνιστώσες του σεισμικού κραδασμού (κανόνας του 30%) ή απλή τετραγωνική επαλληλία ή SRSS).
10. Υπολογισμός των ταυτόχρονων με τις μέγιστες εντατικών μεγεθών (έλλειψη Gupta)
11. Ανακατανομή των ροπών, ώστε να προκύπτουν ελάχιστοι οπλισμοί με την προϋπόθεση διατήρησης της ισορροπίας δυνάμεων κόμβων και πλαισίων.
12. Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών, ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλάστιμη κατασκευή σε δύο φάσεις:

Φάση α. Ανθεκτική κατασκευή. Υπολογισμός οπλισμών που να καλύπτουν τις εφελκυστικές τάσεις του φορέα.

Φάση β. Ικανοτικός σχεδιασμός (πλάστιμη κατασκευή). Σχεδιασμός πλαστικών αρθρώσεων. Υπολογισμός και διάταξη οπλισμών σε κάθε θέση όπου μπορεί να προκύψει ψαθυρή θραύση ή αστοχία σε δομικό υλικό.

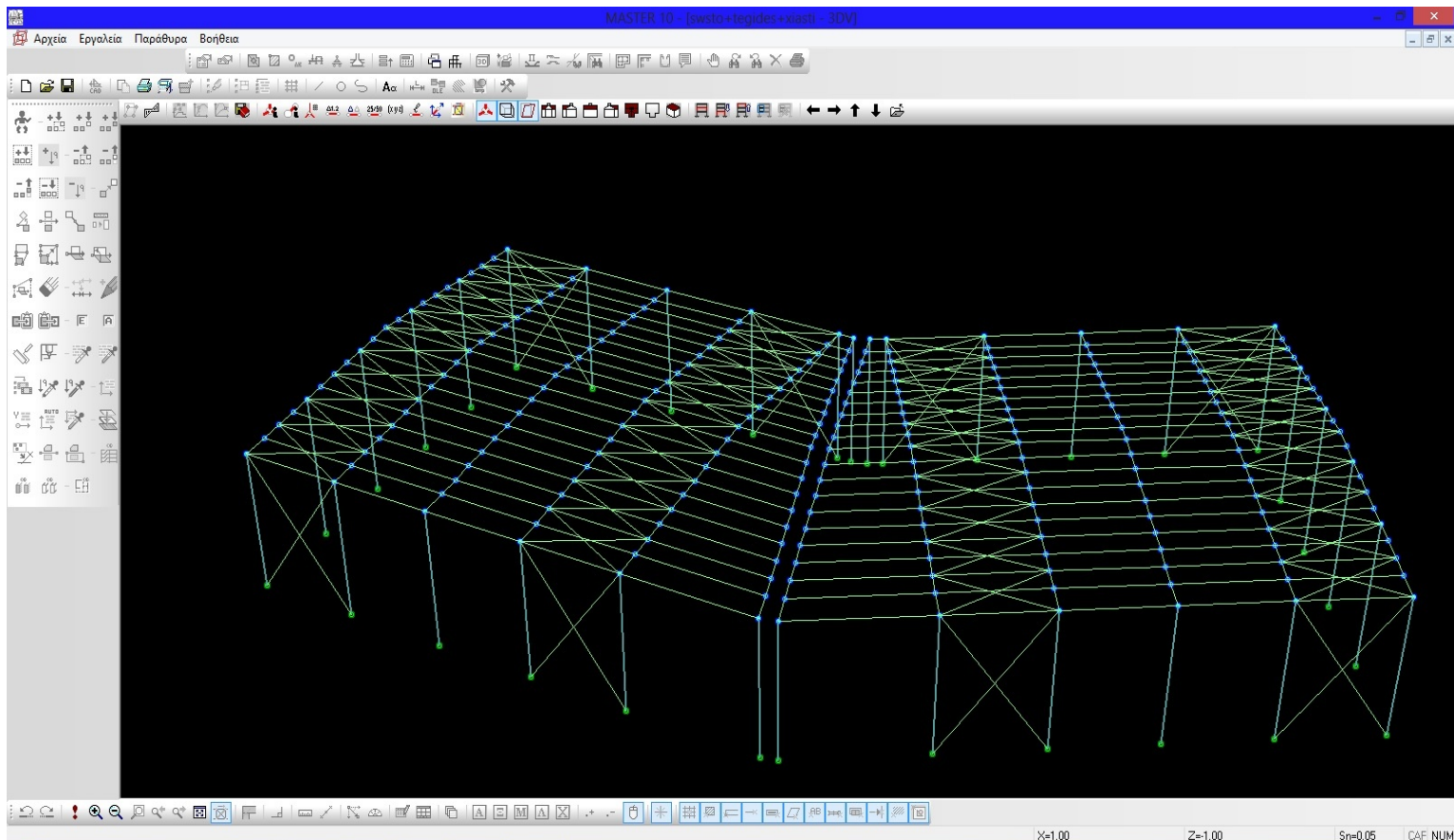
13. Έλεγχος αποτελεσμάτων.

2.1.9 Στατικό σύστημα

Το μονώροφο κτίριο όπως έχει προαναφερθεί έχει άξονα συμμετρίας επί του οποίου έχει τοποθετηθεί αρμός διαστολής. Έτσι επιλέγεται ο μισός φορέας να εισαχθεί και να επιλυθεί στο περιβάλλον λογισμικού του προγράμματος Fespa. Ό,τι αποτελέσματα εξαχθούν απ' τον μισό φορέα ισχύουν και για τον άλλο μισό καθώς είναι συμμετρικοί ως προς τον άξονα συμμετρίας τους.

Το μονώροφο κτίριο έχει πλαισιακή λειτουργία κατά τον άξονα Z, δηλαδή κατά την διεύθυνση που αναπτύσσεται η μικρή του πλευρά (22,45 μέτρα). Οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων είναι συνδέσεις που μπορούν να

μεταφέρουν ροπή, δηλαδή συνδέσεις ροπής (προσομοιάζονται ως πακτώσεις), όπως επίσης και η σύνδεση μεταξύ των δοκών (ζυγωμάτων) στο ανώτερο του φανώματος του κυρίου κτιρίου (κορφιάς). Η πλευρική ευστάθεια κατά τον άλλο άξονα (άξονας X) εξασφαλίζεται μέσω των συνδέσεων δυσκαμψίας. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι σχεδιασμένοι να παραλαμβάνουν φορτία μόνο στο επίπεδό τους λόγω του εξελιγμένου υπολογιστικού προγράμματος αρκεί η εισαγωγή του τρισδιάστατου κτιρίου στο πρόγραμμα και ο ορισμός των στοιχείων του. Το τρισδιάστατο κτίριο σε περιβάλλον Fespa φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.1 Περιβάλλον λογισμικού προγράμματος Fespa

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Δράσεις επί της κατασκευής

3.1 Εισαγωγή

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για τη χρήση για την οποία προορίζεται για όλη τη διάρκεια αυτή.

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται ώστε να είναι επαρκής ως προς την:

1. Αντοχή
2. Λειτουργικότητα
3. Ανθεκτικότητα.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή ενός έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Οι δράσεις αυτές, ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο, κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

1. Μόνιμες δράσεις (G): ίδιο βάρος κατασκευής, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις κ.ά.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q): επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα κλπ.), πιέσεις ανέμου (W), φορτία χιονιού (S), φορτία από γερανογέφυρες (C).
3. Τυχηματικές δράσεις (A): εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά κ.ά.

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται επίσης βάσει:

1. Της προέλευσής τους, ως άμεσες (π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανομημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία) ή έμμεσες (π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού)
2. Της χωρικής τους μεταβολής, ως σταθερές (π.χ. ίδιο βάρος) ή ελεύθερες (π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών) και
3. Της φύσης τους και/ή της απόκρισης της κατασκευής, ως στατικές ή δυναμικές.

Τέλος, υπάρχει και η σεισμική δράση (E) επί της κατασκευής, η οποία μπορεί να θεωρείται είτε ως τυχηματική ή και μεταβλητή δράση, ανάλογα με την περιοχή της κατασκευής.

Σημειώνεται ότι οι έμμεσες δράσεις, οι οποίες προκαλούνται από επιβαλλόμενες παραμορφώσεις, μπορεί να είναι είτε μόνιμες είτε μεταβλητές.

Δράσεις, οι οποίες προκαλούνται από νερό μπορεί να θεωρηθούν ως μόνιμες και/ή μεταβλητές, ανάλογα με τις διακυμάνσεις του μεγέθους τους με το χρόνο.

3.2 Μόνιμες Δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη (φέροντα στοιχεία, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα). Τα ίδια βάρη της κατασκευής υπολογίζονται απ το ίδιο το πρόγραμμα. Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στον φορέα είναι:

1. Ίδιο βάρος χάλυβα
2. Ίδιο βάρος επικάλυψης (μαζί με ηλεκτρομηχανικό εξοπλισμό) $0,20 \text{ kN/m}^2$

3.3 Μεταβλητές δράσεις

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη 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, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

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

Η οροφή του υποστέγου που μελετάμε θεωρήθηκε κατηγορίας H, δηλαδή είναι μια οροφή προσιτή μόνο για κανονική συντήρηση, επισκευή, βαφή και μικροεπισκευές. Η προτεινόμενη τιμή του Εθνικού Προσαρτήματος για οροφή

κατηγορίας H είναι $q_k = 0,50 \text{ KN/m}^2$, την οποία και λάβαμε υπόψη μας ως κινητό φορτίο οροφής.

3.3.1 Φορτίο Χιονιού

Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά, ορίζοντας μια συγκεντρωμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλίσεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξημένη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψόμετρα λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Μια καλύτερη προσέγγιση είναι η χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο επαναφοράς, ενώ μπορεί να εφαρμοστούν εν συνεχεία διορθώσεις για διαφορετικά υψόμετρα ή διάρκεια ζωής σχεδιασμού.

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές οι οποίες δεν μπορούν να αξιοποιηθούν μέσω των συνήθων στατικών μεθόδων για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού, οι ακραίες αυτές τιμές μπορεί να θεωρούνται ως τυχηματικές δράσεις.

Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό σε περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις οι μεγάλες χιονοπτώσεις. Ανάλογα, λοιπόν, με τη μορφή της στέγης (κλίση), 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 συσσωρευθεί επί της στέγης 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. Όσον αφορά την πυκνότητα μέσω της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού, αυτή δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσής του στη συγκεκριμένη θέση.

Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση συντελεστών μορφής. Καλύπτονται επίσης ειδικότερες καταστάσεις όπως συσσωρεύσεις χιονιού πίσω από στηθαία, σε κοιλάδες και σε απότομες αλλαγές του ύψους της στέγης.

Για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς το

ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι.

Για τοποθεσίες όπου επικρατούν κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς πιθανότητα να λάβει χώρα εξαιρετική χιονόπτωση ή μετατόπιση λόγω ανέμων), θα εφαρμόζεται ο συνδυασμός που αντιστοιχεί σε καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές.

Το μέρος 1-3 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία λαμβάνει χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά ανφέρονται σε κτίρια ή έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500 m. Για περιοχές με ιδιαίτερες κλιματικές συνθήκες (υψηλές ταχύτητες ανέμου και λιώσιμο χιονιού), μπορεί να εφαρμοστεί το Παράρτημα Β του Μέρους 1-3, στο οποίο δίνονται ειδικές μορφές συγκέντρωσης χιονιού και οι αντίστοιχοι συντελεστές μορφής.

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_{Ad}$$

όπου:

- μ 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 προστατευόμενες (από κτίρια ή δέντρα) $C_e = 1,2$
- C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης.
- $s_{Ad} = C_{esl} * s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

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

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3.

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας:

- Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
- Ζώνη II ($s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
- Ζώνη III ($s_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα.

Για τοποθεσίες με υψόμετρο μεγαλύτερο από 1500m πρέπει να γίνεται ειδική μελέτη και αξιολόγηση. Περισσότερες πληροφορίες για ειδικές περιπτώσεις περιέχονται στο Εθνικό Προσάρτημα.

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

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

Όπου

- $S_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A=0$), σε kN/m^2
- A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.

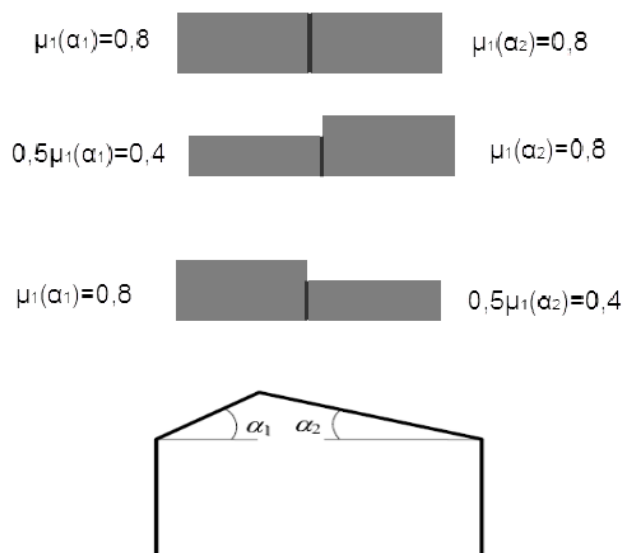
Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Γενικά θα χρησιμοποιούνται οι συντελεστές μορφής, οι οποίοι δίνονται σ' αυτή την παράγραφο, εκτός εάν η Αρμόδια Εθνική Υπηρεσία επιβάλλει λόγω ιδιαίτερων κλιματολογικών συνθηκών, τη χρήση των συντελεστών που δίνονται στο Παράρτημα Β του Μέρους 1-3.

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

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

Στο Σχήμα 3.1 φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής φορτίου σε δικλινείς στέγες. Για το σχεδιασμό, θα λαμβάνεται υπόψη η εκάστοτε πλέον δυσμενής από αυτές.



Σχήμα 3.1: Συντελεστές μορφής σε δικλινείς στέγες

Οι συντελεστές μ_1 δίνονται στον πίνακα για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης, όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

Πιν. 3.1 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού			
Κλίση στέγης α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

Πίνακας 3.1: Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού

Υπολογισμός φορτίου χιονιού

Το κτίριο που μελετάμε βρίσκεται στην περιοχή των Τρικάλων και σε υψόμετρο 100m από τη στάθμη της θάλασσας, δηλαδή βρίσκεται στη Ζώνη II ($s_{k,0}=0,8 \text{ KN/m}^2$) και έχω $A=100\text{m}$.

- Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους προκύπτει: $S_k = S_{k,0} (1 + (A/917)^2) = 0,8 (1 + (\frac{100}{917})^2) = 0,81 \text{ kN/m}^2$
- Ο συντελεστής μορφής χιονιού μ_1 για κλίση στέγης $\alpha=5,15^\circ$ ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$) είναι 0,8 (από πίνακα)
- Ο συντελεστής έκθεσης C_e λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες ίσος με 1
- Ο θερμικός συντελεστής C_t λαμβάνεται για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης ίσος με 1

Άρα για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές το φορτίο χιονιού είναι:
 $s = \mu_1 * C_e * C_t * s_k = 0,65 \text{ KN/m}^2$.

3.3.2 Δράσεις 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 προσαρτήματα τους για ύψη μέχρι 200 m.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα, παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο τους. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα με την τοποθεσία, το ύψος της κατασκευής, το είδος του περιβάλλοντα χώρου 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 μπορούν να θεωρούνται στατικά. Σε εύκαμπτες κατασκευές οι δυναμικές επιρροές μπορεί να είναι σημαντικές, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η δυναμική τους συμπεριφορά.

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:

1. Η γεωγραφική θέση. Οι ταχύτητες του ανέμου είναι στατικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές απ' ότι σε άλλες. Για πολλές περιοχές υπάρχουν διαθέσιμα σημαντικά στατιστικά στοιχεία και οι βασικές ταχύτητες του ανέμου δημοσιεύονται συνήθως με τη μορφή ισοϋψών καμπυλών, οι οποίες είναι γραμμές ίσης βασικής ταχύτητας του ανέμου τοποθετημένες σε ένα χάρτη. Η βασική ταχύτητα του ανέμου αναφέρεται στον Ευρωκώδικα 1 ως η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου και αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα στα 10m πάνω από το επίπεδο γυμνού εδάφους, λαμβάνοντας τον μέσο όρο για μια περίοδο 10 λεπτών και με περίοδο επαναφοράς τα 50 χρόνια.
2. Η φυσική θέση. Οι ριπές του ανέμου με υψηλές ταχύτητες απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές όπως είναι οι ακτές, παρά σε πιο προστατευμένες περιοχές όπως είναι τα κέντρα πόλεων, λόγω των μεταβολών στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Η μεταβολή αυτή λαμβάνεται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος σχετίζεται με την τραχύτητα του εδάφους και το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
3. Η τοπογραφία. Τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της τοποθεσίας σε σχέση με τους λόφους ή και τους γκρεμούς λαμβάνονται υπόψη με τον συντελεστή τοπογραφίας.
4. Οι διαστάσεις των κτιρίων. Το ύψος του κτιρίου είναι ιδιαίτερα σημαντικό, επειδή οι ταχύτητες του ανέμου αυξάνονται με το ύψος πάνω από το επίπεδο του εδάφους.
5. Η μέση ταχύτητα του ανέμου. Προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα, που προσαυξάνεται για να ληφθεί υπόψη το ύψος του κτιρίου, η τραχύτητα του εδάφους και η τοπογραφία. Η πίεση του ανέμου είναι ανάλογη προς το τετράγωνο της μέσης ταχύτητάς του.
6. Το σχήμα της κατασκευής. Τα φορτία του ανέμου δεν είναι απλώς μια μετωπική πίεση που ασκείται στην πρόσοψη μιας κατασκευής, αλλά το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων σε όλες τις όψεις της, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής αντίστοιχα προς τα αεροδυναμικά φαινόμενα που παρατηρούνται όταν ένα εμπόδιο (κτίριο) παρεμβάλλεται σε μια υπάρχουσα ροή (άνεμος). Η κατανομή είναι επιπλέον περίπλοκη λόγω των γειτονικών κατασκευών και των φυσικών εμποδίων/μεταβολών, όπως λόφοι, κοιλάδες, δασικές εκτάσεις, που μπορεί να επηρεάζουν τη

μορφή της κίνησης του ανέμου και τη σχετική κατανομή της πίεσης. Γενικά ως προς τις κατακόρυφες επιφάνειες του κτιρίου, πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες και υποπιέσεις στις υπήνεμες όψεις του κτιρίου.

7. Η κλίση της στέγης. Η παράμετρος αυτή είναι σημαντική ως προς το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής. Είναι αξιοσημείωτο ότι στέγες με μικρές κλίσεις μπορεί να υπόκεινται σε υφαρπαγή ή αναρρόφηση (αρνητικές πιέσεις ή υποπιέσεις), ενώ στέγες με μεγαλύτερη κλίση (μεγαλύτερη από 20°) μάλλον υπόκεινται σε πίεση προς τα κάτω.
8. Η διεύθυνση του ανέμου. Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

Δεδομένα, Συντελεστές και Βασικές Σχέσεις

■ Βασική ταχύτητα του ανέμου v_b

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$$

Όπου

- C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (=1,0)
- C_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (=1,0)
- $V_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

Θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $V_{b,0}$: 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 ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και 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 Ελλάδα ορίζεται στα 33m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10km από την ακτή και στα 27m/s για την υπόλοιπη χώρα. Το υπό μελέτη κτίριο θεωρείται ότι βρίσκεται σε απόσταση μεγαλύτερη των 10km από την ακτή.

Έτσι λαμβάνεται $V_{b,0}=27\text{m/s}$.

Άρα τελικά $V_b=1,0*1,0*27\text{ m/s} \rightarrow V_b=27\text{m/s}$.

■ **Κατηγορία εδάφους**

Το έδαφος θεωρείται κατηγορίας III (περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων), άρα $z_{min}=5m$ και $z_0=0,3m$, όπου z_0 είναι το μήκος τραχύτητας σε m και z_{min} είναι το ελάχιστο ύψος, όπως αυτά ορίζονται ανάλογα με την κατηγορία εδάφους.

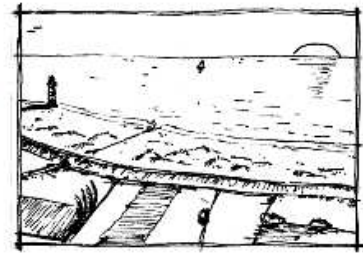
Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 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 και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1,0	10

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχοι παράμετροι-Ευρωκώδικας 1

Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

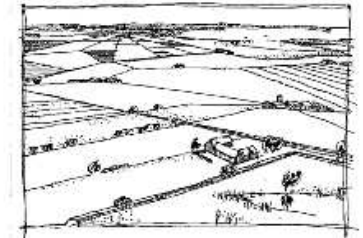
Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



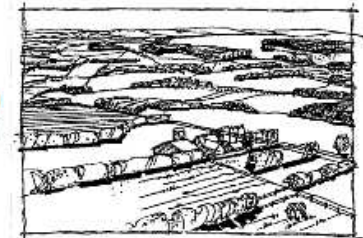
Κατηγορία εδάφους I

Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



Κατηγορία εδάφους II

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



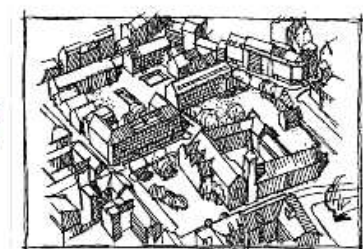
Κατηγορία εδάφους III

Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 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 των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m



Σχήμα 3.2: Απεικονίσεις της τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους

- $z_{0,II}=0,05m$ (κατηγορία εδάφους II)
- Το ύψος αναφοράς είναι $z_e=h=8,03m$

- Ο συντελεστής εδάφους $k_r = 0,19g\left(\frac{z_0}{z_{o,II}}\right)^{0,07} = 0,19g\left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,22$ για

$$z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

όπου:

- $z_{o,II}=0,05\text{m}$ (κατηγορία εδάφους II , Πίνακας 3.2)

- z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 3.2

- $z_{\max}=200\text{m}$, όπως ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα

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

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

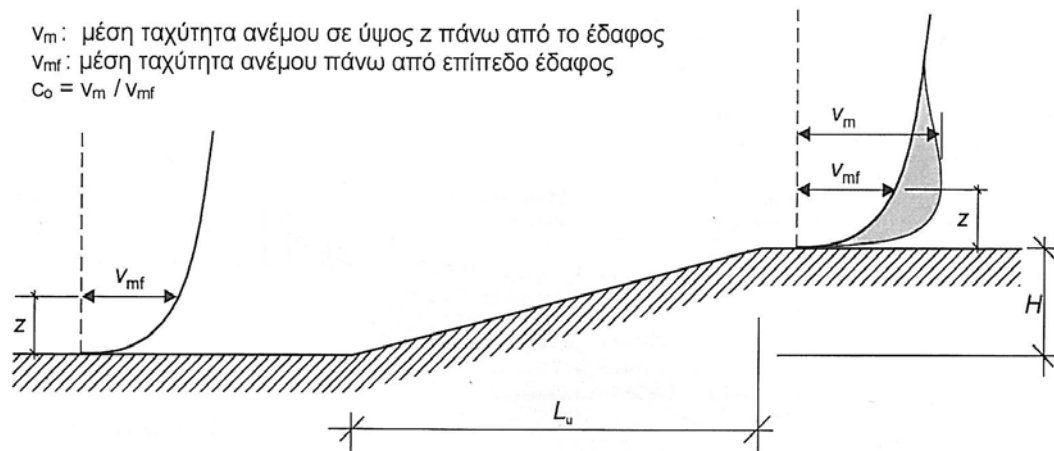
$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) = k_r g \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_o}\right) \text{ για } z \leq z_{\min}$$

Εδώ είμαστε στην πρώτη περίπτωση, άρα:

$$C_r(z) = k_r * \ln\left[\frac{z}{z_o}\right] = 0,22 * \ln\left(\frac{8,03}{0,3}\right) = 0,72$$

Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $C_t(Z)$

$$\left. \begin{array}{ll} c_t = 1 & \text{για } \Phi < 0,05 \\ c_t = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi & \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3 \\ c_t = 1 + 0,6 \cdot s & \text{για } \Phi > 0,3 \end{array} \right\}$$



Σχήμα 3.3: Συν/στής τοπογραφικής διαμόρφωσης (συνήθως ίσος με 1)

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης είναι $c_0(z)=1,0$

Ο συντελεστής στροβιλισμού είναι $k_1=1,0$

Η ένταση του στροβιλισμού για ύψος $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$, είναι:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{8,03}{0,3}\right)} = 0,30$$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε υψος $z=8,03\text{m}$, είναι

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 0,72 \cdot 1,0 \cdot 27 = 19,44 \text{ m/s}$$

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πυκνότητα του αέρα είναι $\rho=1,25 \text{ kg/m}^3$

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

$$q_p(z)=[1+7* I_v(z)]* \quad *p* \quad v_m^2(z)=(1+7*0,30)* \quad *0,00125*19,44^2=0,73$$

$$\text{kN/m}^2$$

Οι κατανομές της πίεσης μεταβάλλονται για διαφορετικές διευθύνσεις του ανέμου.

Για τη συγκεκριμένη μελέτη εξετάζονται δύο διευθύνσεις ανέμου, μία κατά τη θετική φορά του άξονα x και μία κατά τη θετική φορά του άξονα z (σύμφωνα με το γραφικό περιβάλλον του προγράμματος Fespa). Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, η πίεση η οποία δρά κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, προκύπτει από τη σχέση :

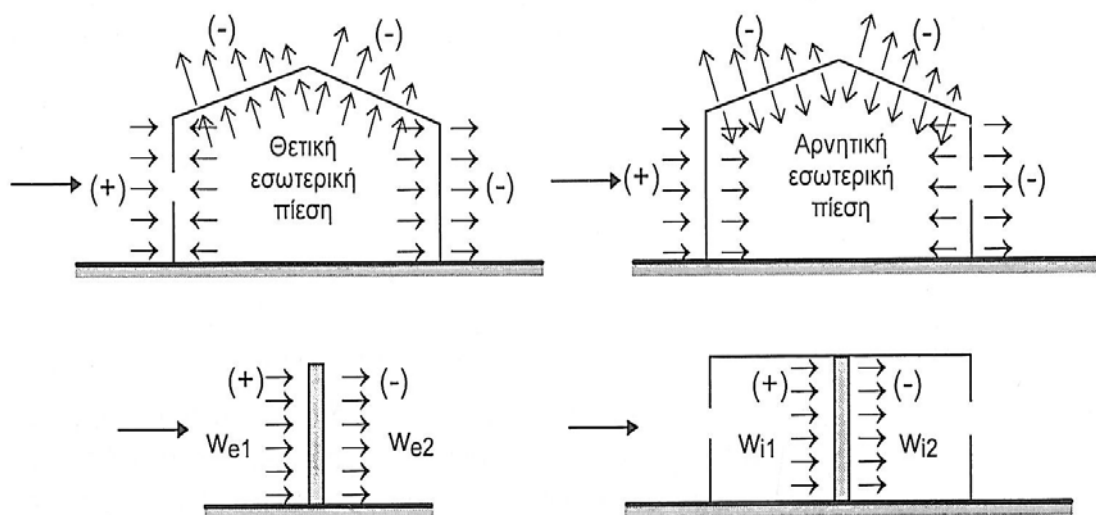
$$W_e = q_p(z_e) c_{pe}$$

Όπου

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συν/στής εξωτερικής πίεσης



Σχήμα 3.4: Πίεση επί των επιφανειών

Θύρες Κλειστές (υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων)

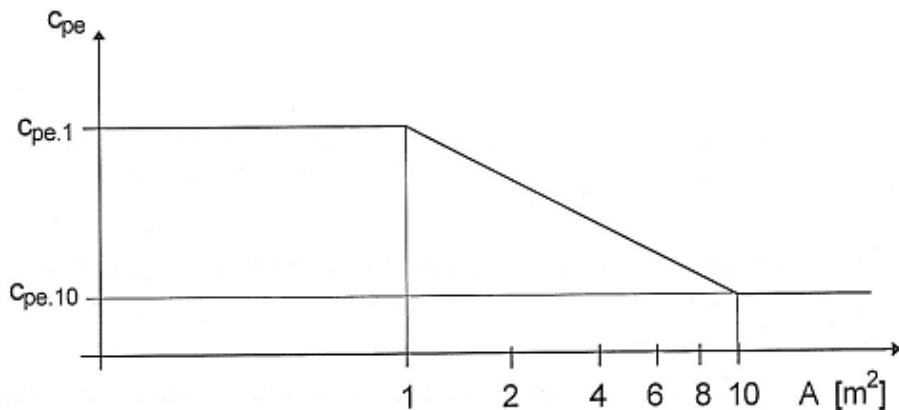
Συντελεστής εξωτερικής πίεσης c_{pe}

Για τα κτίρια οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας A , δίνονται δε στους πίνακες του Ευρωκώδικα για δύο χαρακτηριστικές τιμές της, για $1\text{m}^2(c_{pe,1})$ και για $10\text{m}^2(c_{pe,10})$. Ως φορτιζόμενη θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Φορτιζόμενες επιφάνειες θεωρούνται οι κατακόρυφοι εξωτερικοί τοίχοι και οι στέγες των κτιρίων. Για την εύρεση των δράσεων ανέμου, χρησιμοποιήθηκαν οι πίνακες του Ευρωκώδικα για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων και για δικλινείς στέγες, με διεύθυνση του ανέμου $(\alpha)\theta=0^\circ$ και $(\beta)\theta=\pm 90^\circ$ (Σχήμα 3.3).

Για	$A \leq 1 \text{ m}^2$	είναι	$C_{pe} = C_{pe,1}$
Για	$1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$	είναι	$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \log_{10} A$
Για	$A \geq 10 \text{ m}^2$	είναι	$C_{pe} = C_{pe,10}$

Σχήμα 3.5: Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης συναρτήσει των φορτιζόμενων επιφανειών (Ευρωκώδικας 1)

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



Σχήμα 3.6: Σχέση συν/στών εξωτερικής πίεσης με φορτιζόμενη επιφάνεια A

Συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi}

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Για κτίρια χωρίς καθοριστική πλευρά, όπως το υπόστεγο που μελετάμε, ο c_{pi} προσδιορίζεται από διάγραμμα του Ευρωκώδικα συναρτήσεως του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d και του λόγου ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ , όπου το

$$\mu = \frac{\sum \text{επιφάνεια όπου το } C_{pe} \text{ είναι αρνητικό } \Psi \text{ μηδέν}}{\sum \text{επιφάνεια όλων των ανοιγμάτων}}$$

Τελικές Πιέσεις

Η εξωτερική πίεση δίνεται από τη σχέση: $w_e = q_p(z_e) g_{pe} = 0,73 * C_{pe} \text{ kN/m}^2$

Υπολογισμοί

Θα υπολογιστούν οι τελικές πιέσεις για διευθύνσεις του ανέμου $\theta=0^\circ$ και $\theta=\pm 90^\circ$ με την θεώρηση κλειστής θύρας. Το υπό μελέτη υπόστεγο έχει άξονα συμμετρίας και εκεί επιλέγουμε να βάλουμε αρμό διαστολής, επομένως ο υπολογισμός των τελικών πιέσεων θα γίνει για τον μισό φορέα και κατ'επέκταση για ολόκληρο το φορέα αφού τα δύο τμήματα εκατέρωθεν του αρμού είναι συμμετρικά.

1. Τελικές πιέσεις ανέμου επί κατακόρυφων στοιχείων

α) Διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$ (W+z) (κάθετα στην πλάγια όψη του κτιρίου, // στα πλαίσια)

Για τον μισό φορέα έχω (παραδοχή ορθογωνικότητας του κτιρίου) :

Η διάσταση b είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση d είναι

πάντοτε παράλληλη στον άνεμο.

$$d=22,45\text{m}$$

$$b=27,43\text{m}$$

$$h=8,03\text{m}$$

$$\text{Άρα } e = \min(b, 2h) = \min(27,43 ; 2 \cdot 8,03) = \min(27,43 ; 16,06) \rightarrow$$

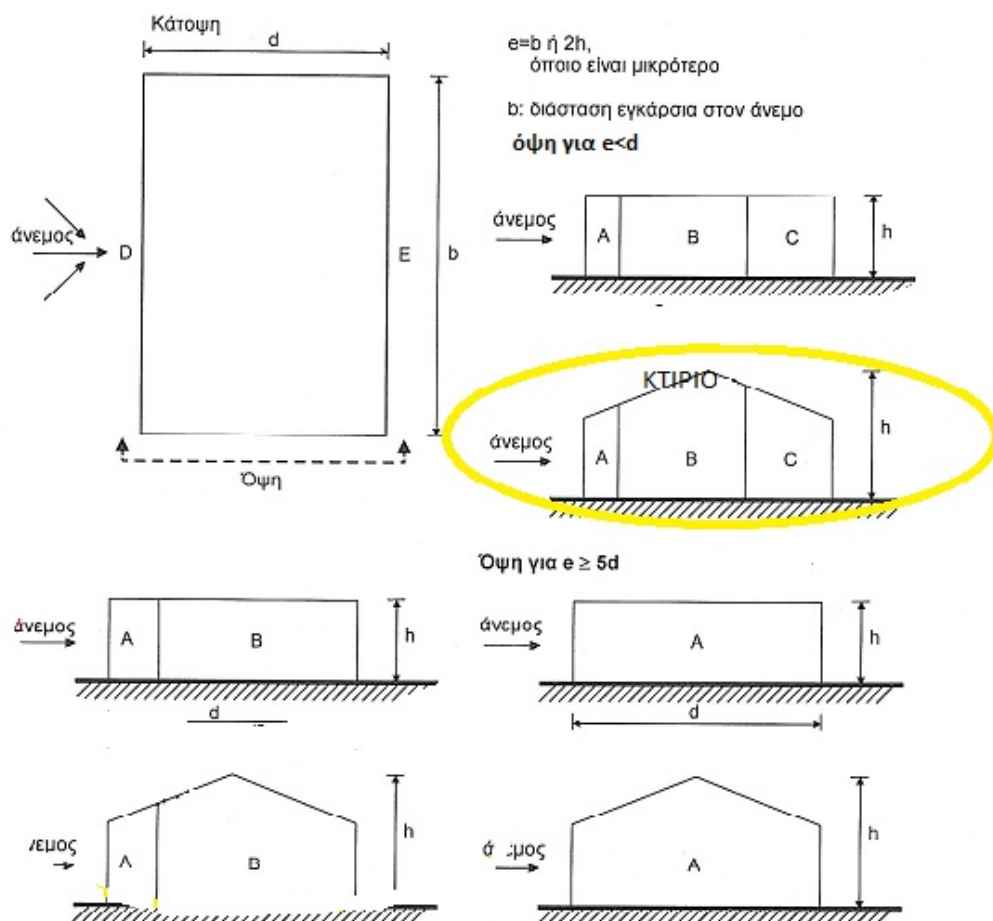
$$\rightarrow e = 16,06\text{m} < d = 22,45\text{m}$$

$$h/d = 8,03/22,45 = 0,36$$

κλίση στέγης $\alpha=5,15^\circ$ (αν και οριακά θα μελετηθεί σαν δικλινής στέγη)

Στο υπό μελέτη κτίριο έχω $h \leq b \rightarrow 8,03 \leq 22,45 \text{ m}$

Επομένως έχουμε ένα τμήμα καθ' ύψος με $z_e=h$ (Άρα $q_p(z)=q_p(z_e)$)
($h/d = 8,03/22,45 = 0,36$)



Σχήμα 3.7.1: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Στο παραπάνω σχήμα δίνονται οι συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους, έχοντας βρει λοιπόν το $e=16,06\text{m}$ επιλέγω την όψη για $e<d$.

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

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

Πίνακας 3.3: Συντελεστές πίεσης για κατακόρυφους τοίχους ορθογωνικών κτιρίων

Άρα έχω

- ⇒ Επιφάνεια $A=e/5=16,06/5=3,20\text{m}$
- ⇒ Επιφάνεια $B=4e/5=4*16,06/5=12,85\text{m}$
- ⇒ Επιφάνεια $C=d-e=22,45-16,06=6,40\text{m}$

Από Πίνακα 3.3 έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης και τις προκύπτουσες εξ' αυτών ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες.

	A	B	C	D	E
Μήκος (m)	$e/5=3,20$	$4e/5=12,85$	$d-e=6,40$	$b=27,43$	$b'=21,40$
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,8	-0,5	+0,72	-0,34
$C_{pe,1}$	-1,40	-1,1	-0,5	+1,0	-0,34
$q_p(z_e)$			0,73		
$w_e(\text{kN/m})$	-0,88	-0,58	-0,37	+0,53	-0,25

Πίνακας 3.3α

*Η επιφάνεια D είναι η προσήνεμη πλευρά του κτιρίου και η επιφάνεια E είναι η υπήνεμη

β) Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (W+x) (Κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου, κάθετα στα πλαίσια)

Η διάσταση b είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση d είναι πάντοτε

παράλληλη στον άνεμο.

$$d=27,43\text{m}$$

$$b=22,45\text{m}$$

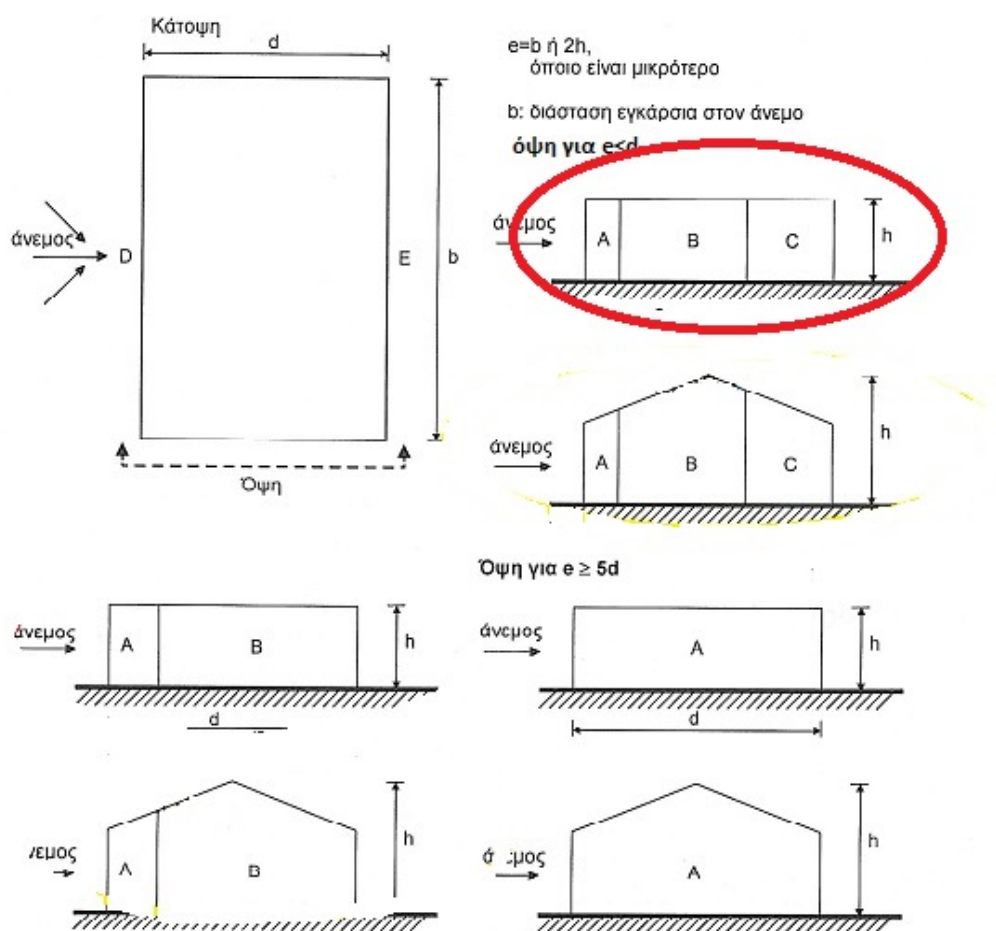
$$h=8,03\text{m}$$

$$\text{άρα } e = \min(b, 2h) = \min(22,45 ; 2 \cdot 8,03) = \min(22,45 ; 16,06) \rightarrow$$

$$\rightarrow e = 16,06\text{m} < d = 27,43\text{m}$$

$$h/d = 8,03/27,43 = 0,29$$

κλίση στέγης $\alpha=5,15^\circ$



Σχήμα 3.7.2: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Τώρα έχω :

$$\Leftrightarrow \text{Επιφάνεια } A = e/5 = 16,06/5 = 3,20\text{m}$$

$$\Leftrightarrow \text{Επιφάνεια } B = 4e/5 = 4 \cdot 16,06/5 = 12,85\text{m}$$

$$\Leftrightarrow \text{Επιφάνεια } C = d - e = 27,43 - 16,06 = 11,37\text{m}$$

Από Πίνακα 3.3 έχω τους ακόλουθους συντελεστές εξωτερικής πίεσης και τις προκύπτουσες εξ' αυτών ανεμοπιέσεις στις αντίστοιχες επιφάνειες. Επομένως ακολουθεί ο πίνακας συντελεστών εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου (w+x), για $h/d=0,29$

	A	B	C	D	E
Μήκος (m)	$e/5=3,20$	$4e/5=12,85$	$d-e=11,37$	$b=22,45$	$b=22,45$
$C_{pe,10}$	-1,20	-0,8	-0,5	+0,71	-0,32
$C_{pe,1}$	-1,40	-1,1	-0,5	+1,0	-0,32
$q_p(z_e)$	0,73				
$w_e(kN/m)$	-0,88	-0,58	-0,37	+0,52	-0,23

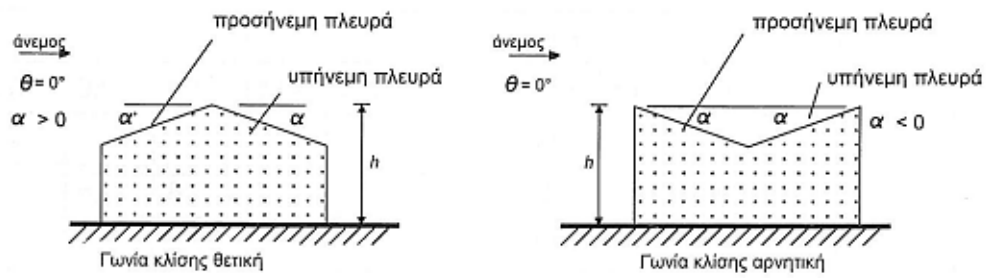
Πίνακας 3.3β

2. Πίεση ανέμου επί της στέγης του κτιρίου

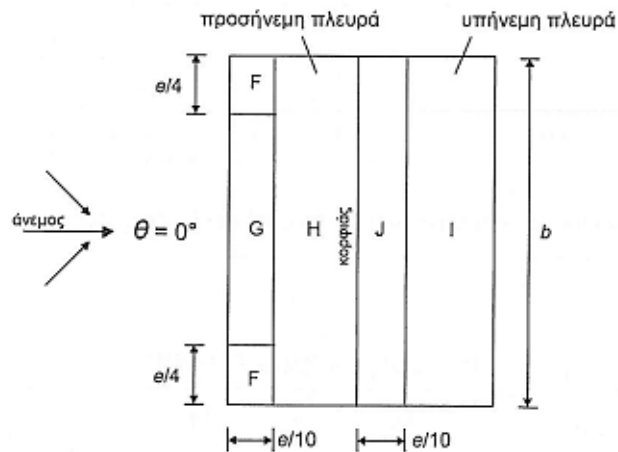
Η στέγη του κτιρίου θεωρείται δικλινή (με κλίση $5,15^\circ$), άρα θα πάμε στους αντίστοιχους πίνακες που αφορούν δικλινή στέγη.

- Η στέγη του κτιρίου θα διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.7
- Το ύψος αναφοράς z_e θα λαμβάνεται ίσο με h

- Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη που πρέπει να χρησιμοποιηθούν,

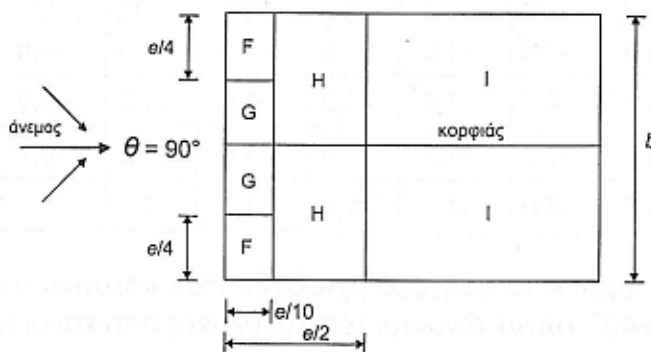


(α) γενικά

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

$e = b$ ή $2h$
 όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια
 στον άνεμο

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

δίνονται στον Πίνακα 3.4

Σχήμα 3.8: Κατανομή περιοχών των εξωτερικών πιέσεων σε δικλινή στέγη-
 Ευρωκώδικας 1

α) Διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ ($W+z$) (κάθετα στην πλάγια όψη του κτιρίου, // στα πλαίσια)

Όπως και προηγουμένως για άνεμο $\Theta=0^\circ$ έχουμε :

Η διάσταση b είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση d είναι πάντοτε παράλληλη στον άνεμο.

$$d=22,45\text{m}$$

$$b=27,43\text{m}$$

$$h=8,03\text{m}$$

$$\text{άρα } e = \min(b, 2h) = \min(27,43 ; 2 \cdot 8,03) = \min(27,43 ; 16,06) \rightarrow$$

$$\rightarrow e = 16,06\text{m} < d = 22,45\text{m}$$

$$h/d = 8,03/22,45 = 0,36$$

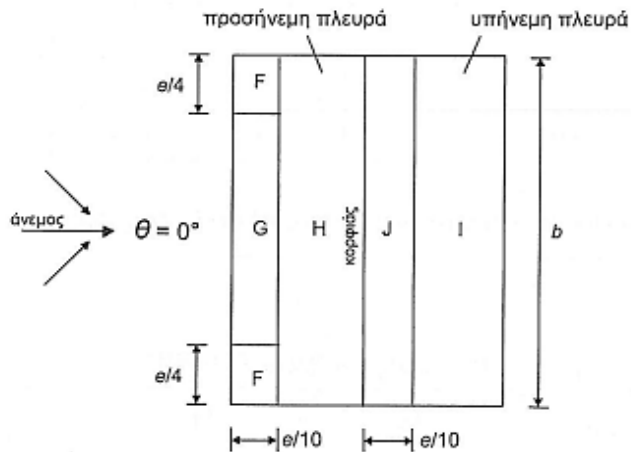
Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8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

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

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

κλίση στέγης $\alpha=5,15^\circ$ (αν και οριακά θα μελετηθεί σαν δικλινής στέγη)

Πίνακας 3.4 Εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες και $\Theta=0^\circ$



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

$e = b$ ή $2h$
όποιο είναι μικρότερο

b : διάσταση εγκάρσια
στον άνεμο

Από τον πίνακα 3.4 και για κλίση στέγης $\alpha = 5,15^\circ$ προκύπτει ο εξής πίνακας.

	F	G	H	J	I
Μήκος (m)	$e/10=1,60$	$e/10=1,60$	$d/2-e/10=9,63$	$e/10=1,60$	$d/2-e/10=9,63$
Πλάτος (m)	$e/4=4,00$	$b-e/2=19,4$	$b=27,43$	$b=27,43$	$b=27,43$
$C_{pe,10}$	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6
$C_{pe,1}$	-2,05	-2,0	-1,2	-0,6	-0,6
$q_p(z_e)$	0,73				
We (kN/m ²)	-1,46	-0,88	-0,44	-0,44	-0,44

Πίνακας 3.4α Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη στέγη του κτιρίου για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Θεωρούμε ότι δεν υπάρχει ανοιχτή θύρα, άρα η ανεμοπίεση στο εσωτερικό του υποστέγου είναι μηδενική

β) Διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$ (W+x) (Κάθετα στα μέτωπα του κτιρίου, κάθετα στα πλαίσια)

Η διάσταση b είναι πάντα εγκάρσια στον άνεμο και η διάσταση d είναι πάντοτε παράλληλη στον άνεμο.

$$d=27,43\text{m}$$

$$b=22,45\text{m}$$

$$h=8,03\text{m}$$

$$\text{άρα } e = \min(b, 2h) = \min(22,45 ; 2 \cdot 8,03) = \min(22,45 ; 16,06) \rightarrow$$

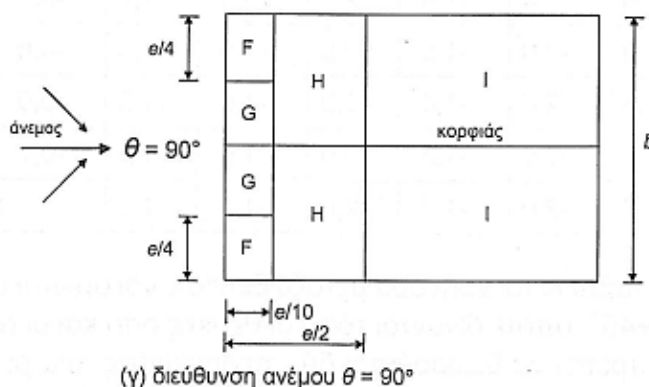
$$\rightarrow e = 16,06\text{m} < d = 27,43\text{m}$$

$$h/d = 8,03/27,43 = 0,29$$

κλίση στέγης $\alpha=5,15^\circ$

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

Πίνακας 3.5 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες για $\Theta=90^\circ$



Συμβολισμοί στέγης για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$

Από τον πίνακα 3.5 και για κλίση στέγης $\alpha=5,15^\circ$ προκύπτει ο εξής πίνακας.

	F	G	H	I
Μήκος (m)	$e/10=1,60$	$e/10=1,60$	$e/2-e/10=6,4$	$d-e/2=19,4$
Πλάτος (m)	$e/4=4,00$	$b/2-e/4=7,2$	$b/2=11,23$	$b/2=11,23$
$C_{pe,10}$	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
$C_{pe,1}$	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
$q_p(z_e)$			0,73	
We (kN/m ²)	-1,31	-0,95	-0,51	-0,44

Πίνακας 3.5α Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τη στέγη του κτιρίου για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

Θεωρούμε ότι δεν υπάρχει ανοιχτή θύρα, άρα η ανεμοπίεση στο εσωτερικό του υποστέγου είναι μηδενική.

Τελικές Πιέσεις

Κατακόρυφοι τοίχοι

- Για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$

Εξωτερική πίεση:

$$W_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe} = 0,73 \cdot C_{pe} \text{ kN/m}^2$$

	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,20	-0,8	-0,5	+0,72	-0,34
$W_e \text{ kN/m}^2$	-0,88	-0,58	-0,37	+0,53	-0,25

Πίνακας 3.6 Τελικές τιμές πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$

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

	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,20	-0,8	-0,5	+0,71	-0,32
$W_e \text{ kN/m}^2$	-0,88	-0,58	-0,37	+0,52	-0,23

Πίνακας 3.7 Τελικές τιμές πιέσεων στους κατακόρυφους τοίχους για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$

Δικλινής στέγη

- Για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$

	F	G	H	J	I
C_{pe}	-2,0	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6

We kN/m ²	-1,46	-0,88	-0,44	-0,44	-0,44
----------------------	-------	-------	-------	-------	-------

Πίνακας 3.8 Τελικές τιμές πιέσεων στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$

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

	F	G	H	I
C _{pe}	-1,8	-1,3	-0,7	-0,6
We kN/m ²	-1,31	-0,95	-0,51	-0,44

Πίνακας 3.9 Τελικές τιμές πιέσεων στη στέγη για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$

Για όλες τις περιπτώσεις εξετάσαμε γωνία ανέμου $\Theta=0^\circ$ και $\Theta=90^\circ$.

Απ' όλες τις περιπτώσεις επιλέγουμε τις δυσμενέστερες φορτίσεις για κάθε επιφάνεια ξεχωριστά και με αυτές φορτίζουμε το κτίριο.

3.3.3 Σεισμικές Δράσεις

3.3.3.1 Γενικά

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

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία 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.

3.3.3.2 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Σύμφωνα με τον Ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- Δυναμική Φασματική Μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμού της μέγιστης σεισμικής

απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζονται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ 2003. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και καθέτων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$. [Αυτή θα χρησιμοποιηθεί στην παρούσα εργασία]

• Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος

Στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνιμη θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος), χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επί της κατασκευής.

3.3.3.3 Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης

Οι δύο προαναφερθείσες μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων μιας κατασκευής (διακριτά συστήματα). Στην πραγματικότητα όμως, η μάζα κάθε κατασκευής είναι ομοιόμορφα κατανεμημένη κατά μήκος των στοιχείων της (συνεχή συστήματα) και το φαινόμενο του σεισμού έχει δυναμικό χαρακτήρα. Επομένως η θεώρηση συνεχούς συστήματος και η μελέτη μέσω δυναμικής ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη και της ελαστοπλαστικές ιδιότητες του υλικού όπου αυτές εμφανίζονται, αποτελεί την πλέον ορθή και ακριβή προσέγγιση αλλά και ταυτόχρονα μια επίπονη διαδικασία που στην πράξη εφαρμόζεται μόνο σε πρωτεύοντα έργα πολιτικού μηχανικού.

3.3.3.4 Φάσμα σχεδιασμού

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού στο σχήμα του φάσματος, που καθορίζεται απ' την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης β_0 και τις περιόδους T_1 και T_2 και την ένταση των

σεισμικών διεγέρσεων, οι οποία εκτός από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (συντελεστής α), επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής.

Οριζόντιες συνιστώσες

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται απ' τις παρακάτω εξισώσεις:

Περιοχή Περιόδων

Εξίσωση

$$0 \leq T \leq T_1 :$$

$$\Phi_d(T) = \gamma \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta + \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 :$$

$$\Phi_d(T) = \gamma \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta + \beta_0}{q}$$

$$T_2 \leq T :$$

$$\Phi_d(T) = \gamma \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta + \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Όπου:

- $A = \alpha \cdot g$ μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους
- γ συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
- q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
- η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\neq 5\%$
- θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης και εξαρτάται γενικά από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης
- T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος. Κατασκευή με $T < T_1$ η κατασκευή θεωρείται δύσκαμπτη ενώ για $T > T_2$ θεωρείται εύκαμπτη.
- $\beta_0 = 2,5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
- n διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης που εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής του ιξώδους στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης είναι διάφορο του 5% και

$$\text{υπολογίζεται απ την σχέση } n = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

Κατακόρυφες συνιστώσες

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται απ' τις εξισώσεις με τις εξής μεταβολές :

- Αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης A χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα $A_v = 0,70 * A$
- Αντί του συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιείται ο συντελεστής $q_v = 0,50 * q > 1$
- Η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης θ λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1,0

3.3.3.5 Κατάταξη εδαφών

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, Ε και Χ. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας Β (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον πίνακα 3.8 ,ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

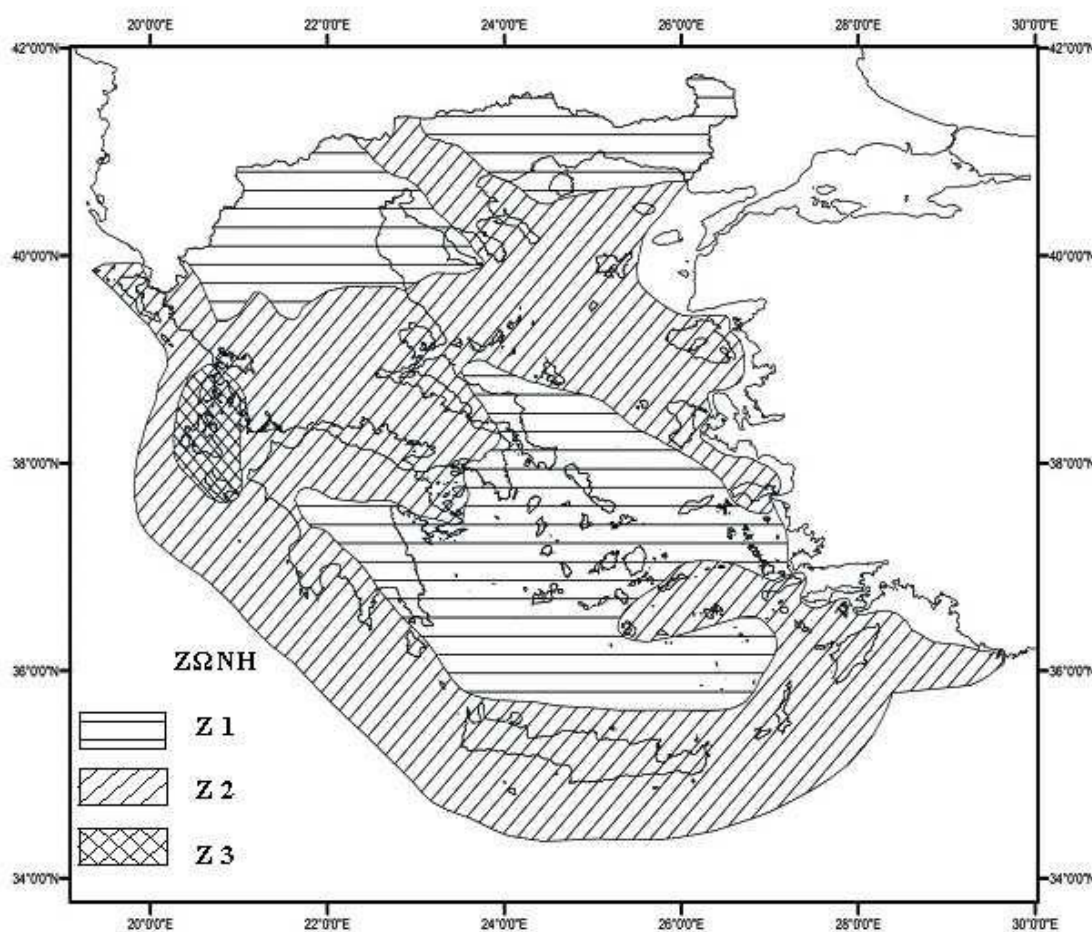
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
Β	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Διυαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>
Δ	<p>Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστικότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.</p>
Χ	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοϊλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.</p> <p>Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p>

Πίνακας 3.10 Κατηγορίες εδαφών

Η κατηγορία εδάφους της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο είναι Β και επομένως οι χαρακτηριστικές περίοδοι είναι: $T_1=0,15$ sec και $T_2=0,60$ sec.

3.3.3.6 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Για την εφαρμογή του ΕΑΚ 2003 η Ελλάδα υποδιαιρείται σε 3 ζώνες I, II, III τα όρια των οποίων καθορίζονται στον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος (Σχήμα 3.9). Σε κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A σύμφωνα με τον Πίνακα 3.9. Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους του Πίνακα 3.9 εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.



Σχήμα 3.9: Χάρτης σεισμικών ζωνών Ελλάδος

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0,16	0,24	0,36

Πίνακας 3.11 Τιμές σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στη ζώνη I, δηλαδή έχουμε $A=0,16g$ όπου g : η επιτάχυνση ταχύτητας

3.3.3.7 Συντελεστής Σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Το κτίριο που μελετήθηκε ανήκει στην κατηγορία Σ2 άρα $\gamma=1,00$.

Για κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_I=1,00$.

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Κτίρια	Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I
Σ1	Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια	0,85
Σ2	Σύνηθες	1,00
Σ3	Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (π.χ. σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού)	1,15
Σ4	Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας)	1,30

Πίνακας 3.12: Συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων

3.3.3.8 Συντελεστής Συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή q δίδονται στον παρακάτω Πίνακα, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΝΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοί με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1,00
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί – Τόξα- Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

Πίνακας 3.13: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

Το υπό μελέτη κτίριο συμπεριφέρεται ως ακολούθως :

Διεύθυνση X:

Είναι η διεύθυνση που είναι κάθετη στους κύριους φορείς (πλαίσια), και οι σεισμικές δυνάμεις (όπως και οι ανεμοπιέσεις αναλαμβάνονται από τους δικτυωτούς συνδέσμους δυσκαμψίας. Πρόκειται για διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα (χιαστί). Έτσι ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά X λαμβάνεται $q_x=3$.

Διεύθυνση Z (κατά σύμβαση του Fespa ο άξονας Z είναι ο δεύτερος οριζόντιος άξονας):

Είναι η διεύθυνση που είναι παράλληλη με τη διάταξη των πλαισίων.

Έτσι ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά Z λαμβάνεται $q_z=4$.

Η σεισμική ανάλυση του κτιρίου θα γίνει μέσω δύο φασμάτων σχεδιασμού, ένα για κάθε διεύθυνση.

3.3.3.9 Συντελεστής Θεμελίωσης

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης. Σε εδάφη A ή B ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1,0. Άρα στο κτίριό μας έχουμε $\theta=1,0$ (κατηγορία εδάφους B).

3.3.3.10 Διορθωτικός Συντελεστής Απόσβεσης

Ο διορθωτικός συντελεστής « η » εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής του ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ζ είναι διάφορο του 5%. Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική περιοχής της συμπεριφοράς (υστεριτική απόσβεση) συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του δείκτη συμπεριφοράς q .

Τιμές του συντελεστή απόσβεσης για διάφορα είδη κατασκευής δίνονται στον πίνακα 3.12

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

Πίνακας 3.14 Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ

Στο παρόν κτίριο όλες οι συνδέσεις των μελών γίνονται με κοχλιώσεις, άρα

έχουμε $\zeta=4\%$ και υπολογίζεται απ την σχέση $n=\sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}=\sqrt{\frac{7}{2+4}}=1,08 \geq 0,7$.

Παρακάτω παρατίθενται συγκεντρωτικά όλοι οι παράμετροι που ελήφθησαν στο φάσμα σχεδιασμού

- $\gamma=1,00$ Συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου για κατηγορία σπουδαιότητας Σ2
- $\theta=1,00$ Συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης
- $\beta_0=2,50$ Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
- $q_x=3,00$ Συντελεστής συμπεριφοράς κατά X (διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα - χιαστί)
- $q_z=4,00$ Συντελεστής συμπεριφοράς κατά Z(πλαισιακή λειτουργία)
- $\eta=1,08$ Διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης 4%
- $\alpha=0,16 g$ Συντελεστής επιτάχυνσης για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I
- $T1=0,15 sec, T2=0,60 sec$ Χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος για κατηγορία εδάφους B
- $\Phi_d/(A*\gamma_1)=0,25$ Ελάχιστη επιτρεπτή τιμή

3.3.3.11 Ιδιομορφές του φορέα

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [M] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. Με βάση τον ΕΑΚ για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (πχ με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T=0,03$ sec, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\Sigma M_i$. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,20$ sec λαμβάνονται πάντοτε υπόψη. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές οι οποίες δεν συμβαίνουν αφ' ενός όλες ταυτόχρονα και αφ' ετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

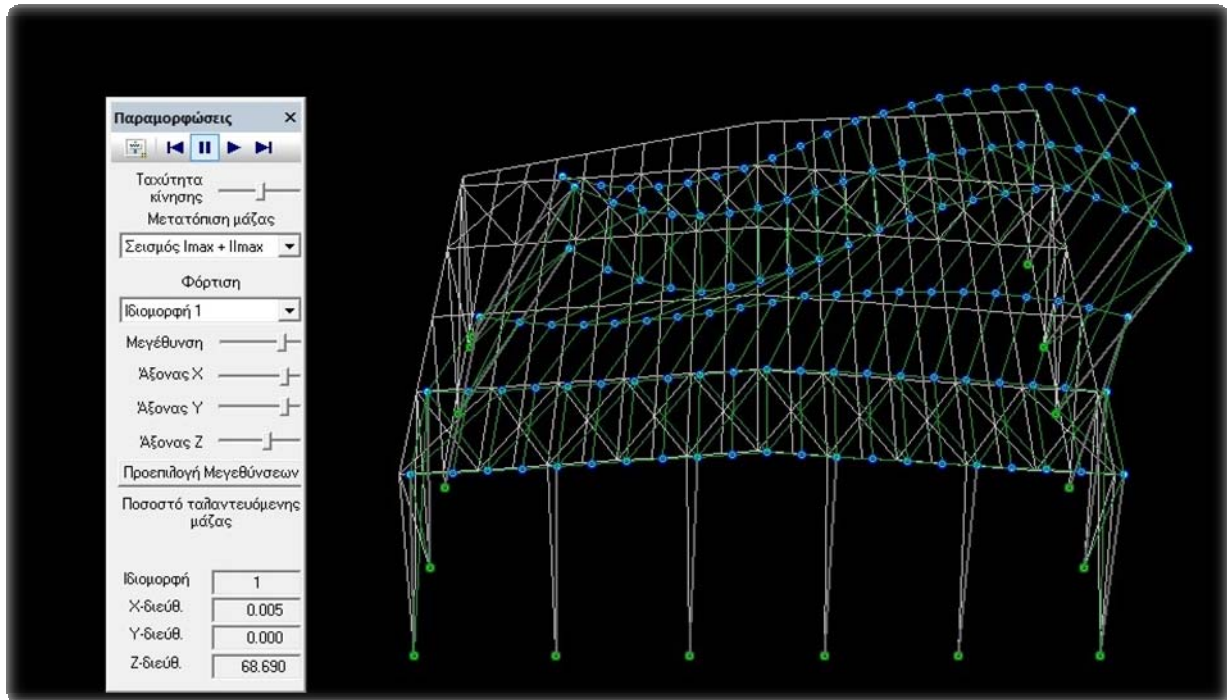
- SRSS: Square Root of the Sum of Squares

$$X = \pm \sqrt{X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_n^2}$$

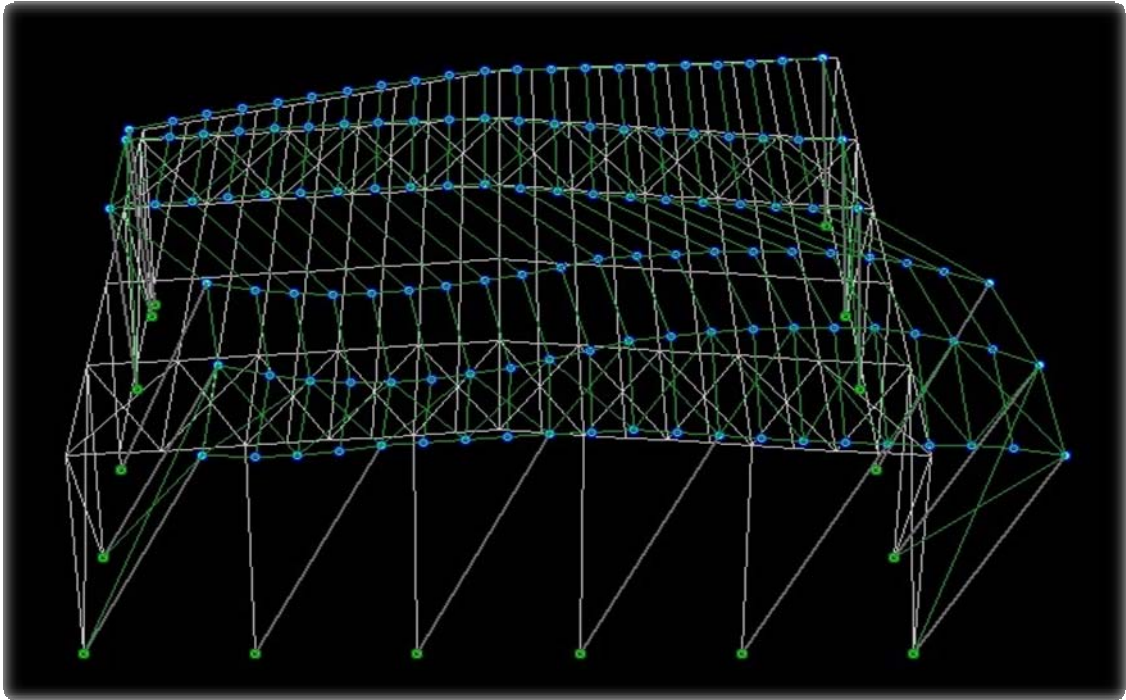
- CQC: Complete Quadratic Combination

$$X = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K \rho \sum_{j=1}^K X_i \cdot P_{ij} \cdot X_j}$$

Οι κυριότερες ιδιομορφές του κάθε σεναρίου επίλυσης, υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα επίλυσης Fespa με χρήση των προαναφερθέντων μεθόδων. Παρακάτω παρατίθενται οι κυριότερες ιδιομορφές της κατασκευής μαζί με τις ιδιοπεριόδους της κάθε μίας, καθώς ο αριθμός τους ανέρχεται στις 14. Επιπλέον παρατίθενται οι αναλυτικοί πίνακες με τις ιδιομορφές αλλά και τα ποσοστά των μαζών που δρουν ανά ιδιομορφή.

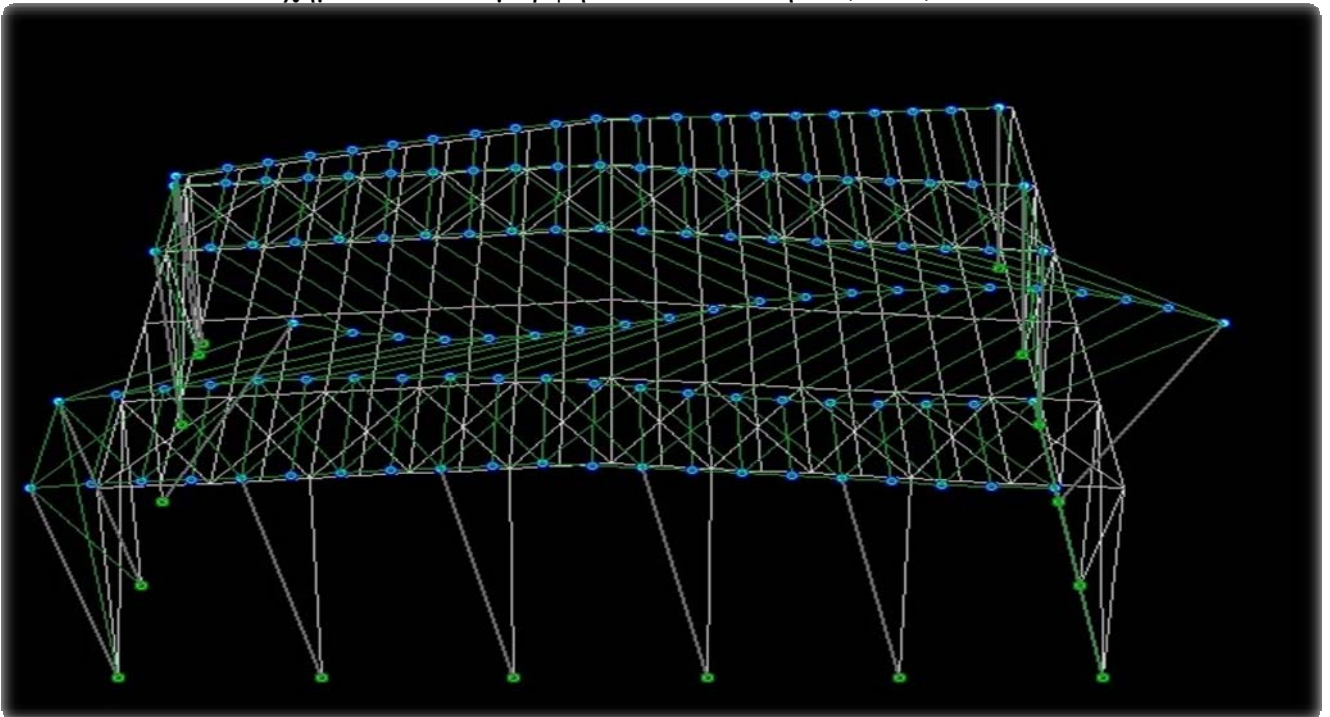


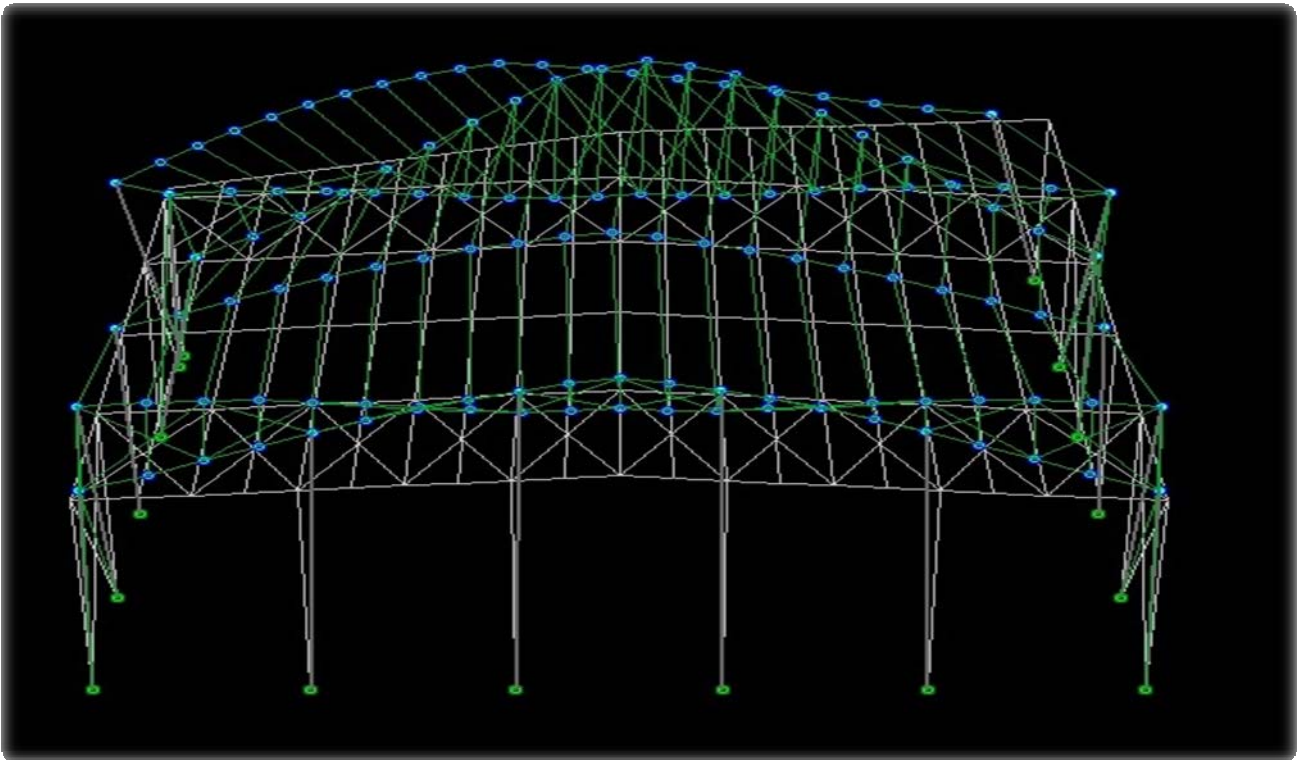
Σχήμα 3.10: Ιδιομορφή 1^η διεύθυνση +X, T=0,510 sec



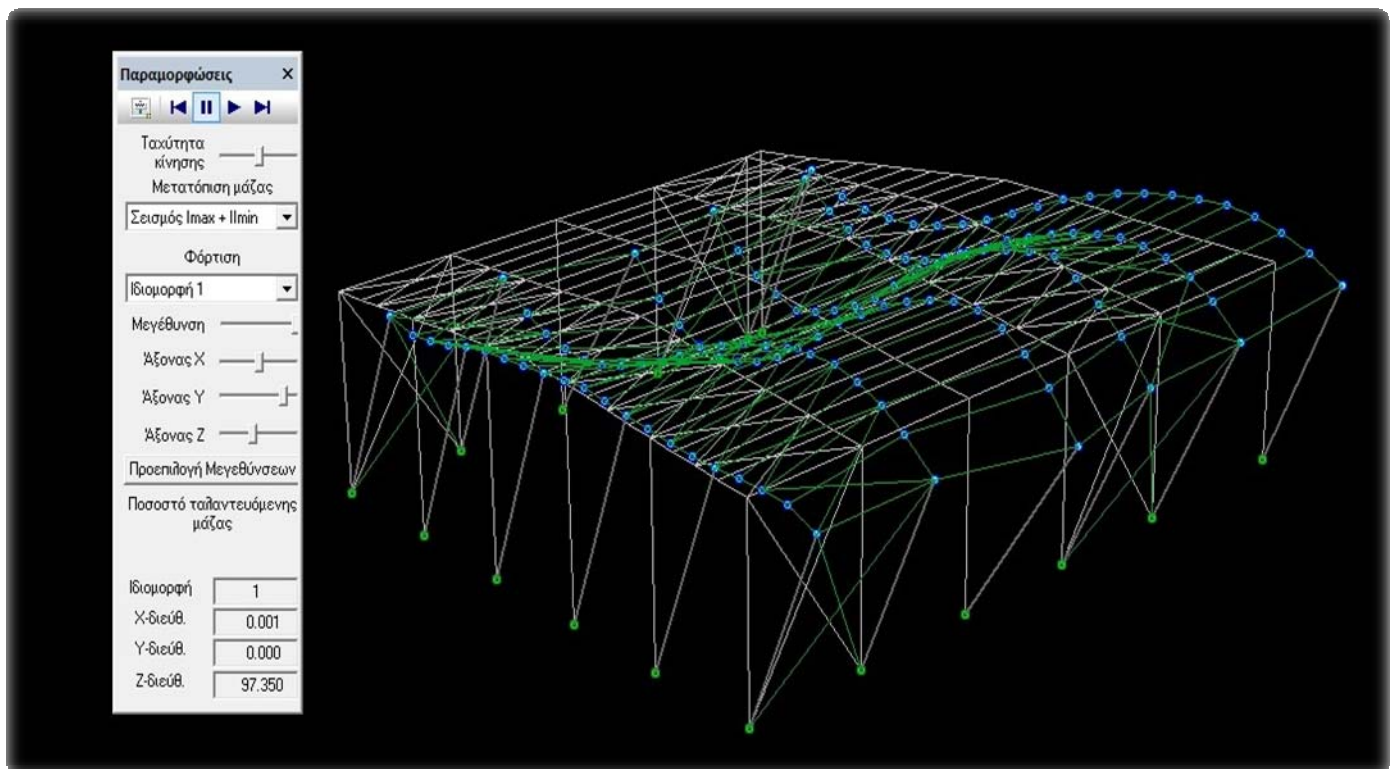
Σχήμα 3.11: Ιδιομορφή 2^η διεύθυνση +X, T=0,421 sec

Σχήμα 3.12: Ιδιομορφή 3^η διεύθυνση +X, T=0,372 sec

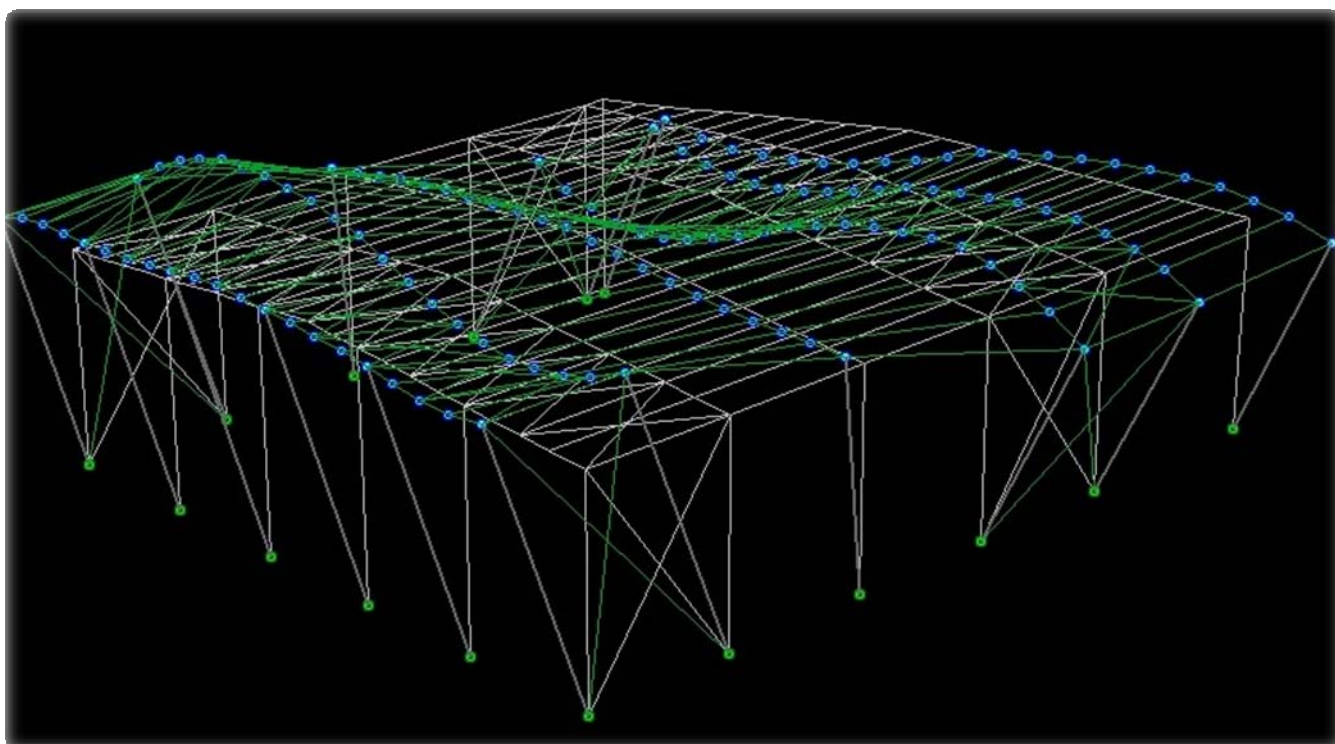




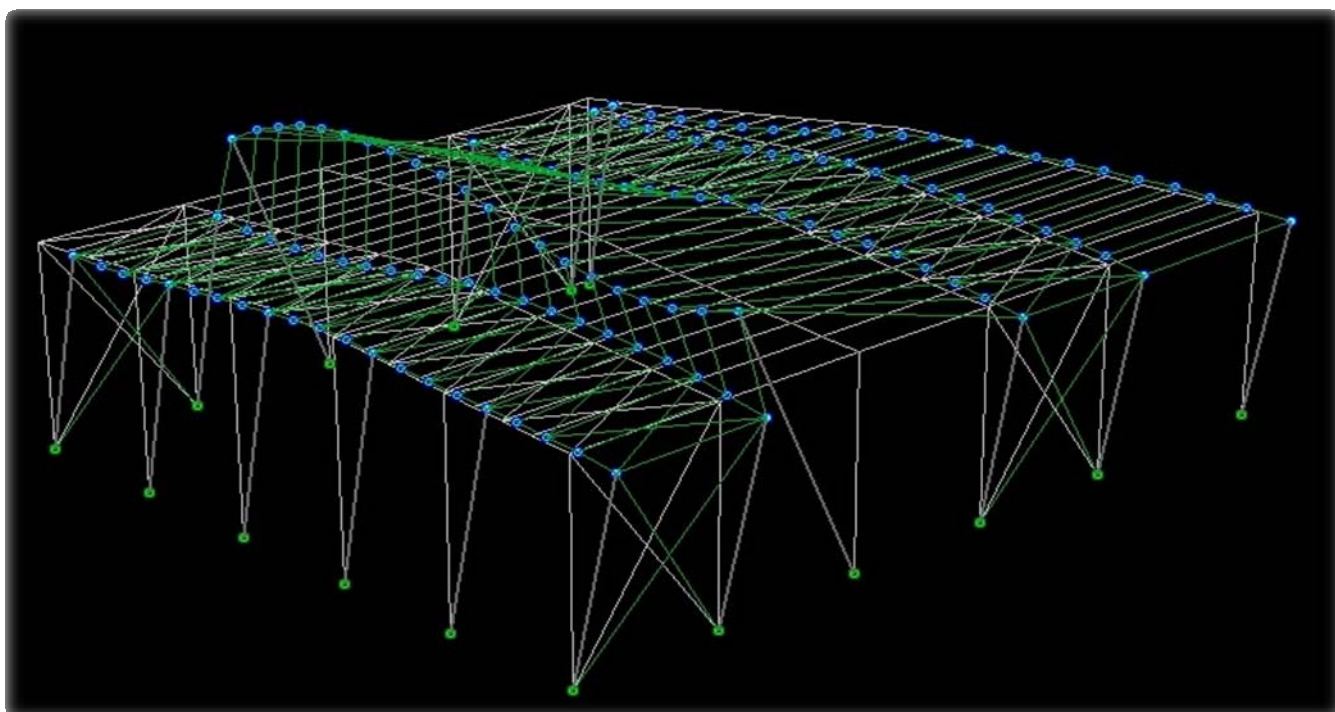
Σχήμα 3.13: Ιδιομορφή 4^η διεύθυνση +X, T=0,316 sec



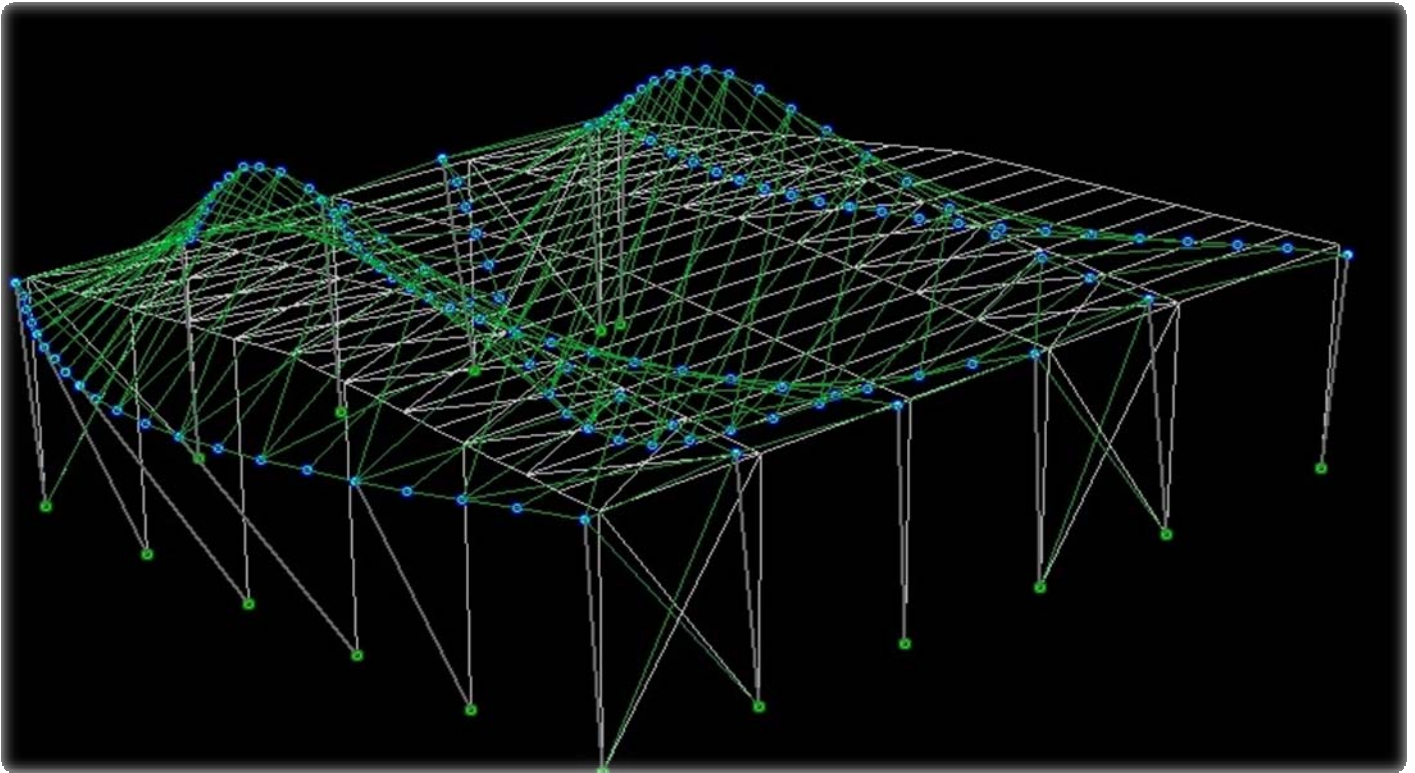
Σχήμα 3.14: Ιδιομορφή 1^η διεύθυνση +Z, T=0,478 sec



Σχήμα 3.15: Ιδιομορφή 2^η διεύθυνση +Z, T=0,453 sec



Σχήμα 3.16: Ιδιομορφή 3^η διεύθυνση +Z, T=0,406 sec



Σχήμα 3.17: Ιδιομορφή 4^η διεύθυνση +Z, T=0,315 sec

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	0.005	0.000	68.688	0.005	0.000	68.688
2	0.003	0.000	30.787	0.007	0.000	99.475
3	0.012	0.000	0.298	0.019	0.000	99.773
4	65.942	0.000	0.003	65.961	0.000	99.775
5	2.803	0.000	0.213	68.764	0.000	99.988
6	0.101	0.000	0.000	68.865	0.000	99.989
7	13.223	0.000	0.000	82.088	0.000	99.989
8	5.144	0.000	0.000	87.232	0.000	99.989
9	0.000	0.000	0.005	87.232	0.000	99.994
10	0.130	0.000	0.000	87.362	0.000	99.994
11	10.799	0.000	0.000	98.160	0.000	99.994
12	0.130	0.000	0.000	98.290	0.000	99.994
13	0.433	0.000	0.000	98.723	0.000	99.994
14	0.858	0.000	0.000	99.581	0.000	99.994

Πίνακας 3.15 Ιδιομορφές και ποσοστά μαζών ανά ιδιομορφή

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή - -	Ιδιοπερίοδος - [sec]	Οριζόντια Συνιστώσα 0 [m/sec ²]	- - [Ποσοστό g]	Οριζόντια Συνιστώσα 90 [m/sec ²]	- - [Ποσοστό g]
1	0.5103	1.41280	0.144	1.05960	0.108
2	0.4206	1.41280	0.144	1.05960	0.108
3	0.3718	1.41280	0.144	1.05960	0.108
4	0.3164	1.41280	0.144	1.05960	0.108
5	0.2220	1.41280	0.144	1.05960	0.108
6	0.1445	1.41853	0.145	1.07823	0.110
7	0.1013	1.46370	0.149	1.22516	0.125
8	0.1004	1.46465	0.149	1.22823	0.125
9	0.0869	1.47877	0.151	1.27418	0.130
10	0.0752	1.49096	0.152	1.31383	0.134
11	0.0664	1.50021	0.153	1.34391	0.137
12	0.0576	1.50936	0.154	1.37365	0.140
13	0.0513	1.51596	0.155	1.39514	0.142
14	0.0489	1.51844	0.155	1.40321	0.143

Πίνακας 3.16 Ιδιοπερίοδοι ιδιομορφών

Έτσι όσον αφορά στον φορέα κατά X η κύρια ιδιομορφή είναι η 4^η με $T=0,316$ sec και δίνει ποσοστό δράσης ιδιομορφικής μάζας 65,94%, ενώ κατά Z η κύρια ιδιομορφή είναι η 1^η με $T=0,510$ sec και δίνει ποσοστό δράσης ιδιομορφικής μάζας 68,69%.

3.4 Συνδυασμοί δράσεων

Οριακές καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτήν. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι προφανές ότι οι δράσεις που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες:

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ)
2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (ΟΚΛ).

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ). Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων δίνονται παρακάτω:

	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_F	1,0	0	-	-

Πίνακας 3.17: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων είναι μικρή. Για το λόγο αυτό κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται οι συντελεστές συνδυασμού ψ . Οι συντελεστές αυτοί εκφράζουν το ποσοστό της χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

Πιν. 3.1 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά το EN 1990			
Δράση	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A : κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B : γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C : επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αμφιθέατρα, μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, γυμναστήρια, αίθουσες χορού, κλπ)	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D : καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E : αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F : βάρος οχήματος ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G : 30 kN < βάρος οχήματος ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H : οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια (βλ. EN1991-1-3):			
Για υψόμετρο 1000 m < H < 1500 m	0,7	0,5	0,2
Για υψόμετρο H ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλ. EN1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς) (βλ. EN1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας 3.18: Συν/στές συνδυασμού δράσεων

Το υπό μελέτη κτίριο ανήκει στην κατηγορία C.

3.4.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κτλ). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

I. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές
 $\Sigma \gamma G_j G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma Q_1 Q_{k1} + \Sigma \gamma Q_i \psi_{oi} Q_{ki}$

II. Για τυχηματικές καταστάσεις
 $\Sigma \gamma G A_j G_{kj} + \gamma_p A P_k + A_d + \psi_1 Q_1 Q_{k1} + \Sigma \psi_i Q_i Q_{ki}$

III. Για καταστάσεις σεισμού
 $\Sigma G_{kj} + P_k + \gamma I A E_d + \Sigma \psi_2 Q_i Q_{ki}$

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής :

«+» σημαίνει «επαλληλία με»

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

P χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

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

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

A_d τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

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

γ_P επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

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

$\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας γ για την περίπτωση του ελέγχου αστοχίας για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές ενός κτιρίου ή μέλους του είναι :

-για μόνιμες δράσεις:

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ για δυσμενή επιρροή

$\gamma_{G,inf} = 1,00$ για ευμενή επιρροή

-για μεταβλητές δράσεις:

$\gamma_{Q,j} = 1,50$ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)

, ενώ για καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1,0$

Δυσμενής επιρροή των μόνιμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών ενώ ευμενής επιρροή χαρακτηρίζεται η περίπτωση στην οποία τα αποτελέσματα των μόνιμων δράσεων μειώνουν τα

αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών. Επιπλέον ο συν/στής σπουδαιότητας (γ_1) της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες εντάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους, ή διακοπή λειτουργίας τους.

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

3.4.2 Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας(ΟΚΛ)

Αφορούν τις συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού. Ο έλεγχος οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας αφορά την πρόληψη των εξής φαινομένων κατά τη διάρκεια ζωής του έργου:

- παραμορφώσεις οι οποίες δημιουργούν πρόβλημα στην εμφάνιση της κατασκευής, στην άνεση των χρηστών καθώς και στη λειτουργία του έργου ιδιαίτερα όταν γίνεται χρήση μηχανημάτων των οποίων η χρήση επιβάλλει πολύ μικρότερες ανεκτές παραμορφώσεις. Επιπλέον οι παραμορφώσεις είναι δυνατόν να προκαλούν ζημιά στα επιχρίσματα ή στα υπόλοιπα μη φέροντα στοιχεία.
- δονήσεις οι οποίες προκαλούν ενόχληση στους χρήστες και περιορίζουν τη λειτουργική απόδοση του έργου
- βλάβες οι οποίες είναι δυνατόν να επηρεάσουν αρνητικά την εμφάνιση, την ανθεκτικότητα και τη λειτουργία του έργου.

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

i. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

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

ii. Συχνός συνδυασμός

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

iii. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Τα φορτία που χρησιμοποιήθηκαν στους συνδυασμούς είναι:

Μόνιμα φορτία (*G*_{ol})

Ίδιο βάρος φορέα (υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα)

Ίδιο βάρος στοιχείων που δεν τοποθετήθηκαν στο φορέα στο πρόγραμμα ανάλυσης, δηλαδή των φύλλων επικάλυψης και μηχανολογικού εξοπλισμού, των τεγίδων.

Κινητά φορτία

Χιόνι (*S*)

Άνεμος κατά *X* και *Z* (*W*)

Κινητό φορτίο οροφής (*Q*)

Σεισμός κατά *X* και *Z* (*E_x*, *E_z*)

Ακολουθούν οι συνδυασμοί δράσεων του κτιρίου όπως παρουσιάστηκαν στο τεύχος των επιλύσεων του προγράμματος

Συνδυασμοί φορτίσεων κτιρίου

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.1)

A/A	Όνομα	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+x)+1.50*0.6S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ3	1.35G+1.50W(+x)+1.50*0.6Q+1.50*0.6S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ4	1.35G+1.50S+1.50*0.6Q+1.50*0.6W(+x)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ5	1.00G+1.50W(+x)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ6	1.35G+1.50*0.9W(+x)+1.50*0.9Q+1.50*0.9S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ7	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+z)+1.50*0.6S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ8	1.35G+1.50W(+z)+1.50*0.6Q+1.50*0.6S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ9	1.35G+1.50S+1.50*0.6Q+1.50*0.6W(+z)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ10	1.00G+1.50W(+z)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ11	1.35G+1.50*0.9W(+z)+1.50*0.9Q+1.50*0.9S	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ12	1.00 * G + 1.00 * Q	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.2)

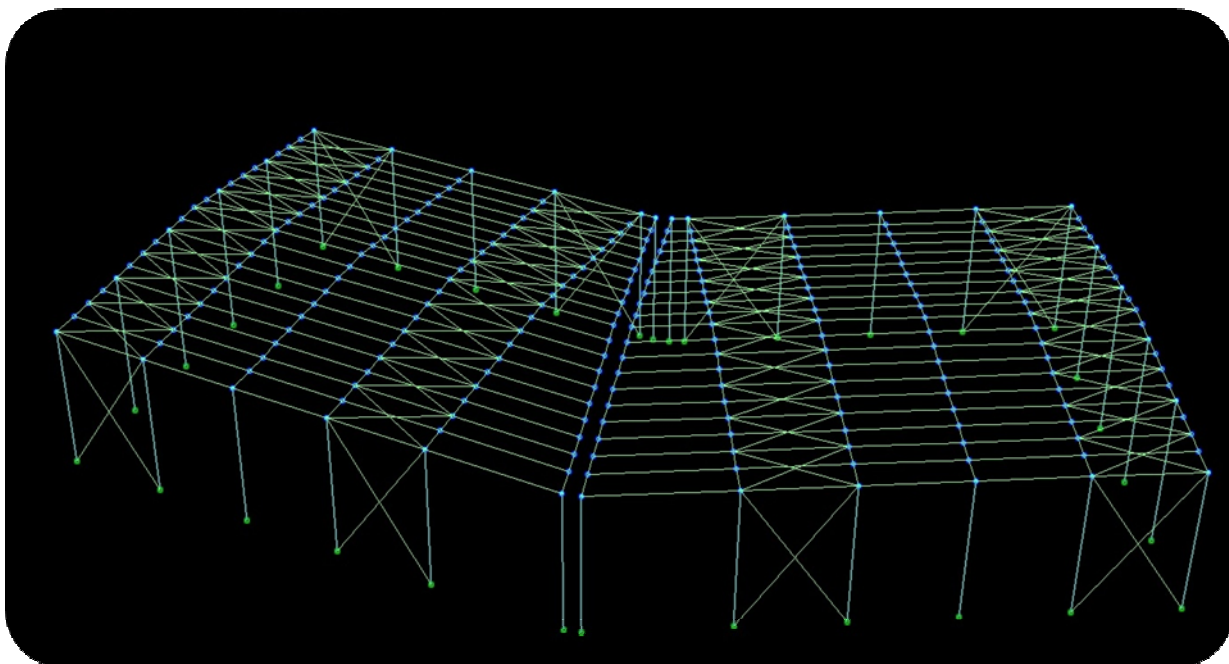
A/A	Όνομα	Περιγραφή συνδυασμού
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	1.35*G + 1.50*Q
ΣΦ2	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+x)+1.50*0.6S	1.35*G + 1.50*Q + 0.90*W[+x] γα*ψ + 0.90*S γα*ψ
ΣΦ3	1.35G+1.50W(+x)+1.50*0.6Q+1.50*0.6S	1.35*G + 0.90*Q + 1.50*W[+x] γα*ψ + 0.90*S γα*ψ
ΣΦ4	1.35G+1.50S+1.50*0.6Q+1.50*0.6W(+x)	1.35*G + 0.90*Q + 0.90*W[+x] γα*ψ + 1.50*S γα*ψ
ΣΦ5	1.00G+1.50W(+x)	1.00*G + 1.50*W[+x] γα*ψ
ΣΦ6	1.35G+1.50*0.9W(+x)+1.50*0.9Q+1.50*0.9S	1.35*G + 1.35*Q + 1.35*W[+x] γα*ψ + 1.35*S γα*ψ
ΣΦ7	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+z)+1.50*0.6S	1.35*G + 1.50*Q + 0.90*W[+z] γα*ψ + 0.90*S γα*ψ
ΣΦ8	1.35G+1.50W(+z)+1.50*0.6Q+1.50*0.6S	1.35*G + 0.90*Q + 1.50*W[+z] γα*ψ + 0.90*S γα*ψ
ΣΦ9	1.35G+1.50S+1.50*0.6Q+1.50*0.6W(+z)	1.35*G + 0.90*Q + 0.90*W[+z] γα*ψ + 1.50*S γα*ψ
ΣΦ10	1.00G+1.50W(+z)	1.00*G + 1.50*W[+z] γα*ψ
ΣΦ11	1.35G+1.50*0.9W(+z)+1.50*0.9Q+1.50*0.9S	1.35*G + 1.35*Q + 1.35*W[+z] γα*ψ + 1.35*S γα*ψ
ΣΦ12	1.00 * G + 1.00 * Q	1.00*G + 1.00*Q

Πίνακας 3.19: Συνδυασμοί δράσεων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Ανάλυση-Διαστασιολόγηση και έλεγχοι στοιχείων του φορέα

4.1 Γενικά

Στατική ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου έγινε με τη βοήθεια ηλεκτρονικού υπολογιστή με χρήση του στατικού προγράμματος Fespa. Μέσω του προγράμματος Fespa, αφού «στήθηκε» το στατικό προσομοίωμα του φορέα και εισήχθησαν οι δράσεις επί της κατασκευής, βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν τα στοιχεία της κατασκευής για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Ο έλεγχος επάρκειας των διατομών γίνεται αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα, με βάση τον Ευρωκώδικα 3. Οι διατομές των στοιχείων του τομέα επιλέχθηκαν με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχου καθώς επίσης και να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής. Παρατίθεται το στατικό προσομοίωμα του φορέα.



Σχήμα 4.1: Στατικό προσομοίωμα του φορέα

Στην υπό μελέτη κατασκευή επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας ποιότητας S235, σκυρόδεμα C20/25. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των υλικών.

Δομικός χάλυβας S235

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του χάλυβα όπως αυτές που δίνονται στον Ευρωκώδικα 3 και όπως ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

- Ειδικό βάρος $\gamma=78,5 \text{ Kn/m}^2$
- Ονομαστική τιμή της διαρροής αντοχής για κοιλοδοκούς $f_y=235 \text{ Mpa}$
- Ονομαστική τιμή της οριακής εφελκυστικής αντοχής $f_u=360 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E=210 \text{ Gra}$
- Μέτρο διάτμησης $G=E/(2*(\nu+1))=81 \text{ Gra}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu=0,3$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha=12*10^{-6}$

Σκυρόδεμα C20/25

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του σκυροδέματος όπως ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

- Ειδικό βάρος $\gamma=25 \text{ Kn/m}^3$
- Θλιπτική αντοχή $f_{ck}=20 \text{ Mpa}$
- Μέτρο Ελαστικότητας $E=29 \text{ Gra}$
- Λόγος Poisson $\nu=0,2$
- Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha=10*10^{-6}$

Όσον αφορά τον συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιήθηκαν οι μέγιστες προβλεπόμενες τιμές από τον κανονισμό που εφαρμόζονται για θεώρηση πλάστιμης συμπεριφοράς:

$q_z=4$ (πλαισιακή λειτουργία κατά τη διεύθυνση Z και $q_x=3$ (κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι κατά τη διεύθυνση X)

Παρακάτω ακολουθούν μερικοί πίνακες από το πρόγραμμα Fespa που αφορούν τις παραδοχές με τις οποίες έγινε η επίλυση του φορέα.

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός | Φάσμα | Συντελεστής α | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας

Γενική περιγραφή εργασίας: Νέα οικοδομή

Υλικό

Κύριο υλικό κτιρίου: Δομικός Χάλυβας

Δευτερεύον υλικό κτιρίου: Δομικός Χάλυβας

Κανονισμοί

Κανονισμός σκυροδέματος: ΕΚΩΣ 2000

Κανονισμός διαστασιολόγησης μεταλλικών διατομών: EC-3(ENV 1993-1-1)

Αντισεισμικός κανονισμός: ΕΑΚ 2003

Θεμελίωση

Όροφος θεμελίωσης: -1

Υπόδειγμα << Ενότητα Όλες/Καμία

1. Καρτέλα κανονισμών που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση

Κτίριο

Γενικά | Αντισεισμικός | Φάσμα | Συντελεστής α | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Υλικά - Αποτίμηση

Μέθοδος επίλυσης: Δυναμική με μετατόπιση μαζών

Εξασφάλιση ελαστοπλαστικού μηχανισμού: Ναι

Σεισμική δράση

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας: I

Συντ. σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους α : 0.160

Σπουδαιότητα κτιρίου: II (συνήθη κτίρια)

Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I : 1.000

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια α_k : 3.000

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς οριζόντια α_z : 4.000

Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς κατακόρυφα α_v : 2.000

Συντ. φάσματος β : 1.000

Παράμετροι φάσματος

Φάσμα: Φάσμα σχεδιασμού

Κατηγορία εδάφους: B

Συντ. θεμελίωσης θ : 1.000

Συντελεστής απόσβεσης [%]: 4.00

Εδαφικός Τύπος	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

Εδαφικός Τύπος

Υπόδειγμα << Ενότητα Όλες/Καμία

2. Καρτέλα συντελεστών φάσματος

Κτίριο

Φάσμα | Συντελεστής α | Σκυρόδεμα | Οπλισμός | Υλικά - Αποτίμηση | Δομικός χάλυβας | Pushover | Φάσμα - Pushover | Τοιχοποιία | Τοιχοπήρωση | Έξ

Υλικό	
Ποιότητα χάλυβα	S 235
Τάση αστοχίας $[f_u]$ [MPa]	360
Τάση διαρροής $[f_y]$ [MPa]	235
Συντελεστές ασφαλείας	
Συντ. ασφαλείας (αντοχή διατομών) γ_{M0}	1.000
Συντ. ασφαλείας (αντοχή μέλους) γ_{M1}	1.000
Συντ. ασφαλείας (οριακή αντοχή σε εφελκυσμό) γ_{M2}	1.250
Πλαστικότητα	

Υπόδειγμα >> Ενότητα Όλες/Καμία

3.Καρτέλα ποιότητας υλικών και συντελεστών ασφαλείας

4.2 Διαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών κτιρίου

Για την ανάλυση τα κοινά δομικά στοιχεία γίνονται ομάδες βάσει των διατομών τους και διαστασιολογούνται με βάση αυτό που καταπονείται περισσότερο. Στα αποτελέσματα, για κάθε μέλος από δομικό χάλυβα, στο τεύχος μελέτης του προγράμματος Fespa εκτυπώνεται ένας συνοπτικός πίνακας με τους συντελεστές ασφαλείας για όλους τους βασικούς ελέγχους που διενεργεί το πρόγραμμα:

- Κάμψη με αξονική δύναμη (K)
- Κάμψη με καμπτικό λυγισμό (ΚΛ)
- Κάμψη με στρεπτοκαμπτικό λυγισμό (ΣΚΛ)

Για κάθε έναν απ' αυτούς τους ελέγχους στα αποτελέσματα εκτυπώνονται και οι τρεις όροι ($n = N_{Sd} / N_{Rd}$, $m_y = M_{Sdy} / M_{Rdy}$, $m_z = M_{Sdz} / M_{Rdz}$) της σχέσης αλληλεπίδρασης της διαξονικής κάμψης, προκειμένου ο μελετητής να διαπιστώσει ποιος είναι ο πλέον κρίσιμος για την συνολική αντοχή του μέλους ($n + m_y + m_z < 1.0$).

Επίσης εκτυπώνονται οι έλεγχοι διάτμησης ($v_y = V_{Sdy} / V_{Rdy}$, $v_z = V_{Sdz} / V_{Rdz}$) και οι έλεγχοι λειτουργικότητας (βελών).

Υπενθυμίζεται ότι για τα παρακάτω μέλη ο έλεγχος γίνεται αυτόματα απ' το πρόγραμμα Fespa με βάση τον Ευρωκώδικα 3.

Αντοχή διατομής ($S_d/R_d < 1$)	
$n = N S_d / N R_d$ $m_y = M_y S_d / M_y R_d$ $m_z = M_z S_d / M_z R_d$ $v_y = V_y S_d / V_y R_d$ $v_z = V_z S_d / V_z R_d$	
Κάμψη με Αξονική (Κ):	$n + m_y + m_z < 1$
Έλεγχος σε διάτμηση [Δ]:	$v_y, v_z < 1$
Αντοχή των μελών σε λυγισμό	
$n_y = N E_d / N R_d / X_y$	$m_{yy} = k_{yy} * M_y E_d / M_y R_d / x_{LT}$ $m_{yz} = k_{yz} * M_z E_d / M_z R_d$
$n_z = N E_d / N R_d / X_z$	$m_{zy} = k_{zy} * M_y E_d / M_y R_d / x_{LT}$ $m_{zz} = k_{zz} * M_z E_d / M_z R_d$
Κάμψη με Καμπτικό Λυγισμό (ΚΛ):	$n_{ΚΛ} + m_{y_{ΚΛ}} + m_{z_{ΚΛ}} < 1$
Κάμψη με Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό (ΣΚΛ):	$n_{ΣΚΛ} + m_{y_{ΣΚΛ}} + m_{z_{ΣΚΛ}} < 1$

4.2.1 Υποστυλώματα

Έγινε επιλογή διατομής HEB280. Το δυσμενέστερο υποστύλωμα είναι το Κ8 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,94 (για ΣΚΛ) προέκυψε για τον συνδυασμό ΣΦ9: 1.35G+1,50S+1,50*0,6Q+1,50*0,6W(+z) (με κύριο κινητό το χιόνι)

Υποστύλωμα 8, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα

Κόμβοι	Αρχή: 8(-1)	Τέλος: 65(0)	Μέλος: 8	
Διατομή	HEB280			Υψος = 7,15 [m]
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S235			Ελαστικές αρθρώσεις
ΣΠΕΜ	Σεισμικού φορτίου : 1,00			Αρχή: Όχι Αρχή: Όχι
Συντελεστές	$K_y=1,00$	$K_z=1,00$	$a_{0y}=1,00$	$a_{0z}=1,00$

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	$K^*a_0^*L$ [m]	λ [/]	λ_1 [/]	λ/λ_1 [/]	x [/]	N_{cr} [kN]	N_{bRd} [kN]
y	b	0,34	7,15	59,04	93,91	0,629	0,822	7812,48	2539,50
z	c	0,49	7,15	100,85	93,91	1,074	0,498	2673,76	1538,85

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους - Απαιτήση αντισεισμικού δικτυωτού συνδέσμου: $\alpha_{CD}=3,00$

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	KL n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 9	65(0)	1	0,03		0,12	0,83	0,01	0,86	0,88	0,94
ΣΦ 9	65(0)	1	0,03		0,12	0,83	0,01	0,86	0,88	0,94
ΣΦ 9	65(0)	1	0,03		0,12	0,83	0,01	0,86	0,88	0,94
ΣΦ 4	8(-1)	1	0,03		0,14	0,52		0,56	0,58	0,62

Ελάχιστη προτεινόμενη διατομή: η υπάρχουσα (HEB280)

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	8(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	65(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1			47,85	0,12	-0,06	-18,35	-83,32	-0,32	-0,06	-18,35	-34,42	-83,32	-0,32
Φ 2			49,83	0,12	-0,06	-19,16	-87,17	-0,34	-0,06	-19,16	-24,04	-87,17	-0,34
ΣΦ 1			139,35	0,34	-0,18	-53,51	-243,23	-0,95	-0,18	-53,51	-82,53	-243,23	-0,95
ΣΣ:+x			87,83	-0,20	-0,03	-18,59	-124,11	-0,38	-0,13	-29,60	-31,04	-124,11	-0,38
ΣΣ:+x			37,78	0,51	-0,13	-29,60	-94,82	-0,47	-0,03	-18,59	-52,23	-94,82	-0,47
ΣΣ:+z			82,07	-0,23	-0,03	-19,81	-121,24	-0,38	-0,13	-28,38	-30,26	-121,24	-0,38
ΣΣ:+z			43,54	0,54	-0,13	-28,38	-97,69	-0,47	-0,03	-19,81	-53,01	-97,69	-0,47
ΣΣ:-x			75,11	-0,20	-0,03	-21,26	-117,97	-0,36	-0,13	-26,93	-31,05	-117,97	-0,36
ΣΣ:-x			50,50	0,51	-0,13	-26,93	-100,97	-0,50	-0,03	-21,26	-52,22	-100,97	-0,50
ΣΣ:-z			83,07	-0,17	-0,04	-19,61	-121,68	-0,39	-0,12	-28,58	-31,79	-121,68	-0,39
ΣΣ:-z			42,53	0,48	-0,12	-28,58	-97,26	-0,46	-0,04	-19,61	-51,48	-97,26	-0,46
Φ 3		-2,98	-19,16	-0,28	0,08	2,36	73,90	0,29	0,08	23,67	25,75	-19,16	-0,28
Φ 4		-1,29	-15,72	0,10	0,03	6,75	65,49	0,29	0,03	15,97	14,52	-15,72	0,10
Φ 5			63,59	0,16	-0,08	-24,47	-111,40	-0,43	-0,08	-24,47	-30,92	-111,40	-0,43
ΣΦ 2		-2,68	179,33	0,23	-0,18	-73,41	-276,98	-1,08	-0,18	-54,23	-87,19	-276,98	-1,08
ΣΦ 3		-4,47	137,94	-0,01	-0,10	-60,49	-180,34	-0,70	-0,10	-28,53	-57,31	-180,34	-0,70
ΣΦ 4		-2,68	187,58	0,25	-0,19	-76,60	-291,52	-1,13	-0,19	-57,42	-91,31	-291,52	-1,13
ΣΦ 5		-4,47	19,11	-0,30	0,06	-14,80	27,54	0,11	0,06	17,16	4,21	-5,24	-0,30
ΣΦ 6		-4,02	191,85	0,15	-0,17	-80,48	-280,78	-1,09	-0,17	-51,72	-85,91	-280,78	-1,09
ΣΦ 7		-1,16	182,43	0,57	-0,23	-69,46	-284,55	-1,08	-0,23	-61,16	-97,30	-284,55	-1,08
ΣΦ 8		-1,94	143,10	0,56	-0,18	-53,92	-192,95	-0,70	-0,18	-40,08	-74,16	-192,95	-0,70
ΣΦ 9		-1,16	190,68	0,59	-0,24	-72,65	-299,09	-1,13	-0,24	-64,35	-101,43	-299,09	-1,13
ΣΦ 10		-1,94	24,27	0,27	-0,02	-8,23	14,92	0,11	-0,02	5,61	-12,65	6,79	0,11
ΣΦ 11		-1,74	196,50	0,67	-0,25	-74,57	-292,13	-1,09	-0,25	-62,11	-101,08	-292,13	-1,09
ΣΦ 12			97,69	0,24	-0,13	-37,51	-170,48	-0,66	-0,13	-37,51	-58,46	-170,48	-0,66

Σχήμα 4.2 : Ανάλυση υποστυλώματος

4.2.2 Δοκοί Ζυγωμάτων πλαισίων

Επιλέχθηκε διατομή IPE450. Η δυσμενέστερη δοκός ζυγώματος είναι η Δ4 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,79 προέκυψε για τον συνδυασμό

ΣΦ9: 1.35G+1,50S+1,50*0,6Q+1,50*0,6W(+z) (με κύριο κινητό το χιόνι)

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	KΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 9	81	1	0,03	0,12		0,01	0,75	0,79	0,79	
ΣΦ 9	81	1	0,03	0,12		0,01	0,75	0,79	0,79	
ΣΦ 4	92	1	0,03	0,12			0,45	0,48	0,48	

Ελεγχι Βελών Κάμψης [EC3-1-1]: $|\delta_{\max}| = |\delta_1 + \delta_2 - \delta_0| < L/250$, $|\delta_2| < L/300$

Φόρτ [/]	$(\delta_1 + \delta_2)_y$ [m]	απαιτ.δ0y [m]	$ \delta_2y < 0,038$ [m]	$(\delta_1 + \delta_2)_z$ [m]	απαιτ.δ0z [m]	$ \delta_2z < 0,005$ [m]
Φ 1	0,000					
ΣΦ 12	0,000		0,000			

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Ελάχιστη προτεινόμενη διατομή: η υπάρχουσα (ΙΡΕ450)

Δοκός 4, Άνοιγμα 20, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 76	Τέλος: 65	Μέλος: 96	ΣΠΕΜ = 1,00		
Διατομή	ΙΡΕ450		ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις		
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος L=1,22	Αρχή	Τέλος	
Κανονισμός	Πλασιμότητα: Με Α.Α.Π.			Όχι	Όχι	
Συντελεστές	Ky = 1,00	Kz = 1,00	a0y = 1,00	a0z = 1,00	β0y = 1,00	β0z = 1,00

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[76] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[65] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1	0,77		0,08	-51,08	-22,91	-0,29	-0,33	-83,26	-23,97	-0,29	-21,63	0,08	-83,26
Φ 2			0,06	-53,32	-24,68	-0,29	-0,34	-87,20	-24,68	-0,29	-22,70	0,06	-87,20
ΣΦ 1	1,05		0,18	-148,94	-67,94	-0,83	-0,96	-243,20	-69,38	-0,83	-63,24	0,18	-243,20
ΣΣ: +x	0,77		0,32	-79,68	-28,82	0,42	-1,53	-94,94	-32,87	-1,17	-24,28	-0,13	-123,90
ΣΣ: +x	0,77		-0,13	-54,47	-31,81	-1,17	0,67	-123,90	-29,88	0,42	-32,60	0,67	-94,94
ΣΣ: +z	0,77		0,34	-77,06	-29,01	0,26	-1,27	-97,82	-32,68	-1,02	-25,45	-0,16	-121,02
ΣΣ: +z	0,77		-0,16	-57,10	-31,62	-1,02	0,41	-121,02	-30,07	0,26	-31,43	0,41	-97,82
ΣΣ: -x	0,77		0,35	-74,07	-29,16	0,68	-1,79	-101,01	-32,53	-1,44	-26,14	0,35	-117,83
ΣΣ: -x	0,77		-0,16	-60,09	-31,46	-1,44	0,93	-117,83	-30,22	0,68	-30,74	0,93	-101,01
ΣΣ: -z	0,77		0,31	-77,38	-28,95	0,14	-1,15	-97,44	-32,73	-0,90	-25,08	-0,13	-121,40
ΣΣ: -z	0,77		-0,13	-56,78	-31,67	-0,90	0,29	-121,40	-30,02	0,14	-31,80	0,31	-97,44
Φ 3			-0,08	44,73	21,16	0,26	0,28	73,78	21,16	0,26	25,62	0,28	73,78
Φ 4			0,09	37,79	20,43	0,27	0,46	65,85	20,43	0,27	20,57	0,46	65,85
Φ 5			0,07	-67,85	-31,74	-0,38	-0,44	-111,43	-31,74	-0,38	-29,00	0,07	-111,43
ΣΦ 2	1,05		0,18	-169,75	-77,47	-0,94	-1,11	-277,08	-78,90	-0,94	-66,28	0,18	-277,08
ΣΦ 3	1,05		0,10	-110,92	-49,96	-0,61	-0,73	-180,50	-51,40	-0,61	-37,29	0,10	-180,50
ΣΦ 4	1,05		0,19	-178,47	-81,71	-0,99	-1,17	-291,62	-83,14	-0,99	-70,06	0,19	-291,62
ΣΦ 5	0,77		-0,04	16,01	8,83	0,10	0,09	27,41	7,77	0,10	16,80	0,09	27,41
ΣΦ 6	1,05		0,17	-172,16	-78,53	-0,95	-1,13	-280,94	-79,96	-0,95	-64,40	0,17	-280,94
ΣΦ 7	1,05		0,33	-175,99	-78,12	-0,93	-0,94	-284,22	-79,56	-0,93	-70,83	0,33	-284,22
ΣΦ 8	1,05		0,36	-121,32	-51,05	-0,59	-0,45	-192,39	-52,49	-0,59	-44,87	0,36	-192,39
ΣΦ 9	1,05		0,34	-184,71	-82,36	-0,98	-1,00	-298,76	-83,80	-0,98	-74,61	0,34	-298,76
ΣΦ 10	0,77		0,21	5,61	7,74	0,11	0,37	15,51	6,68	0,11	9,23	0,37	15,51
ΣΦ 11	1,05		0,40	-181,52	-79,51	-0,93	-0,88	-291,65	-80,94	-0,93	-71,21	0,40	-291,65
ΣΦ 12	0,77		0,13	-104,40	-47,59	-0,58	-0,67	-170,46	-48,65	-0,58	-44,33	0,13	-170,46

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
z	a	0,21	11,11	60,12	93,91	0,640	0,874	5665,53	2029,92
y	b	0,34	1,22	29,69	93,91	0,316	0,958	23217,75	2225,11

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Σχήμα 4.3 : Ανάλυση δοκού ζυγώματος

4.2.3 Μετωπικοί στύλοι

Επιλέχθηκε η διατομή HEA160. Ο δυσμενέστερος μετωπικός στύλος είναι ο K108 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,94 (ΣΚΛ) προέκυψε για τον συνδυασμό ΣΦ8 : 1,35G+1,50W(+z)+1,50*0,6Q+1,5*0,6S (με κύριο κινητό τον άνεμο με διεύθυνση $\Theta=0^\circ$)

Υποστύλωμα 108, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα

Κόμβοι	Αρχή: 108(-1)	Τέλος: 9(0)	Μέλος: 16	
Διατομή	HEA160			Υψος = 7,50 [m]
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S235			Ελαστικές αρθρώσεις
ΣΠΕΜ	Σεισμικού φορτίου : 1,00			Αρχή: Όχι Αρχή: Όχι
Συντελεστές	Ky=1,00	Kz=1,00	a0y=1,00	a0z=1,00

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	108(-1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	9(0) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1			0,20	-0,01		-0,03		0,01		-0,03	-14,36		-0,01
Φ 2			0,20	-0,01		-0,03				-0,03	-5,89		-0,01
ΣΦ 1			0,57	-0,02		-0,08		0,01		-0,08	-28,22		-0,02
ΣΣ:+x			0,77	-0,61	0,17	0,03		0,63	-0,16	-0,10	-12,09		-0,62
ΣΣ:+x			-0,24	0,60	-0,16	-0,10		-0,62	0,17	0,03	-20,17	-0,24	-0,61
ΣΣ:+z			0,74	-0,78	0,21	0,03		0,80	-0,21	-0,10	-11,02		-0,79
ΣΣ:+z			-0,22	0,76	-0,21	-0,10		-0,79	0,21	0,03	-21,23	-0,22	-0,78
ΣΣ:-x			0,78	-1,02	0,28	0,03		1,05	-0,27	-0,10	-9,37		-1,04
ΣΣ:-x			-0,26	1,01	-0,27	-0,10		-1,04	0,28	0,03	-22,88	-0,26	-1,02
ΣΣ:-z			0,80	-0,74	0,20	0,04		0,76	-0,20	-0,11	-11,21		-0,75
ΣΣ:-z			-0,28	0,73	-0,20	-0,11		-0,75	0,20	0,04	-21,05	-0,28	-0,74
Φ 3	-2,33	16,36	0,01	0,01		-10,91	0,05	-0,02		6,57	7,81	-9,16	0,01
Φ 4	3,28	-23,50	0,70	0,70	-0,19	15,42	-0,10	-0,71	-0,19	-9,18	2,92	12,69	-0,71
Φ 5		0,26	-0,01	-0,01		-0,03				-0,03	-7,68		-0,01
ΣΦ 2	-2,10	15,53	-0,01	-0,01		-9,93	0,05			5,80	-28,11	-7,92	
ΣΦ 3	-3,50	25,23				-16,46	0,08	-0,01		9,76	-19,89	-13,47	
ΣΦ 4	-2,10	15,56		-0,01		-9,93	0,05			5,80	-29,19	-7,91	
ΣΦ 5	-3,50	24,75		0,01		-16,40	0,08	-0,02		9,82	-2,65	-13,66	0,01
ΣΦ 6	-3,15	22,98		-0,01		-14,85	0,07			8,75	-27,17	-12,01	
ΣΦ 7	2,95	-20,35		0,60	-0,16	13,77	-0,09	-0,62	-0,16	-8,37	-32,51	11,75	-0,62
ΣΦ 8	4,92	-34,57		1,03	-0,28	23,04	-0,14	-1,05	-0,28	-13,87	-27,23	19,31	-1,05
ΣΦ 9	2,95	-20,32		0,60	-0,16	13,77	-0,09	-0,62	-0,16	-8,38	-33,59	11,76	-0,62
ΣΦ 10	4,92	-35,05		1,04	-0,28	23,11	-0,15	-1,05	-0,28	-13,80	-9,99	19,12	-1,05
ΣΦ 11	4,43	-30,84		0,92	-0,25	20,70	-0,13	-0,94	-0,25	-12,52	-33,77	17,49	-0,94
ΣΦ 12		0,40		-0,01		-0,05		0,01		-0,05	-20,25		-0,01

Ανοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
y	b	0,34	7,50	114,19	93,91	1,216	0,470	616,11	427,84
z	c	0,49	7,50	188,49	93,91	2,007	0,195	226,71	177,66

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	KΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 8	108(-1)	1	0,04		0,13	0,60	0,04	0,68	0,90	0,94
ΣΦ 8	108(-1)	1	0,04		0,13	0,60	0,04	0,68	0,90	0,94
ΣΦ 8	108(-1)	1	0,04		0,13	0,60	0,04	0,68	0,90	0,94
ΣΦ 8	108(-1)	1	0,04		0,13	0,60	0,04	0,68	0,90	0,94

Ελάχιστη προτεινόμενη διατομή: η υπάρχουσα (HEA160)

Διερεύνηση εναλλακτικών διατομών - Μέγιστοι λόγοι ικανότητας Sd/Rd

Διατομή [/]	Κατηγορία [/]	vy	vz	K n+my+mz	KΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
HEA100	1		0,23	1,95	3,54	2,28
HEA120	1		0,20	1,37	2,18	1,80
HEA140	1		0,17	0,95	1,34	1,32
HEA160	1		0,13	0,68	0,90	0,94
HEA180	1		0,12	0,52	0,65	0,70
HEA200	1		0,09	0,39	0,48	0,52
HEA220	1		0,08	0,30	0,35	0,39

Σχήμα 4.4 : Ανάλυση μετωπικού στύλου

4.2.4 Οριζόντιοι Σύνδεσμοι Δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε διατομή CHS21.3x3.2. Ο δυσμενέστερος οριζόντιος σύνδεσμος είναι ο Δ145 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,94 (K), προέκυψε για τον συνδυασμό ΣΦ11 : 1,35G+1,50*0,9W(+z)+1,50*0,9Q+1,5*0,9S

Δοκός 145, Ανοιγμα 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 14	Τέλος: 23	Μέλος: 275	ΣΠΕΜ = 1,00	
Διατομή	CHS21.3X3.2		ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	Ελαστικές Αρθρώσεις	
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος L=5,59	Αρχή	Τέλος
Κανονισμός	Πλαστικότητα: Με Α.Α.Π.			Y + Z	Y + Z
Συντελεστές	Ky = 1,00	Kz = 1,00	a0y = 0,50	a0z = 0,50	β0y = 0,50
					β0z = 0,50

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[14] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[23] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1	0,01				0,04				-0,04		4,37		0,06
Φ 2											4,73		
ΣΦ 1	0,02				0,06				-0,05		12,99		0,08
ΣΣ:+x	0,01				0,04				-0,04		12,21		0,06
ΣΣ:+x	0,01				0,04				-0,04		-0,64		0,06
ΣΣ:+z	0,01				0,04				-0,04		12,70		0,06
ΣΣ:+z	0,01				0,04				-0,04		-1,13		0,06
ΣΣ:-x	0,01				0,04				-0,04		12,32		0,06
ΣΣ:-x	0,01				0,04				-0,04		-0,75		0,06
ΣΣ:-z	0,01				0,04				-0,04		11,87		0,06
ΣΣ:-z	0,01				0,04				-0,04		-0,29		0,06
Φ 3											-8,38		
Φ 4											-0,31		
Φ 5											6,03		
ΣΦ 2	0,02				0,06				-0,05		10,88		0,08
ΣΦ 3	0,02				0,06				-0,05		3,01		0,08
ΣΦ 4	0,02				0,06				-0,05		11,66		0,08
ΣΦ 5	0,01				0,04				-0,04		-8,21		0,06
ΣΦ 6	0,02				0,06				-0,05		9,11		0,08
ΣΦ 7	0,02				0,06				-0,05		18,15		0,08
ΣΦ 8	0,02				0,05				-0,06		15,12		0,08
ΣΦ 9	0,02				0,06				-0,05		18,93		0,08
ΣΦ 10	0,01				0,04				-0,04		3,91		0,06
ΣΦ 11	0,02				0,06				-0,05		20,01		0,08
ΣΦ 12	0,01				0,04				-0,04		9,10		0,06

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους - Απαιτήση αντισεισμικού δικτυωτού συνδέσμου: $\alpha_{CD}=1,50$

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	Kλ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 11	30	1	0,94					0,94		

Ελάχιστη προτεινόμενη διατομή: η υπάρχουσα (CHS21.3X3.2)

Διερεύνηση εναλλακτικών διατομών - Μέγιστοι λόγοι ικανότητας Sd/Rd

Διατομή [/]	Κατηγορία [/]	vy	vz	K n+my+mz	Kλ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
CHS21.3X2.3	1			1,24		
CHS21.3X2.6	1			1,11		
CHS21.3X3.2	1			0,94		
CHS26.9X2.3	1			0,96		
CHS26.9X2.6	1			0,86		
CHS26.9X3.2	1			0,72		

Σχήμα 4.5: Ανάλυση οριζοντίου συνδέσμου

4.2.5 Τεγίδες

Επιλέχθηκε διατομή IPE140. Ο δυσμενέστερη τεγίδα είναι η Δ126 με συντελεστή εκμετάλλευσης 0,77 (ΣΚΛ), προέκυψε για τον συνδυασμό ΣΦ4 : 1.35G+1,50S+1,50*0,6Q+1,50*0,6W(+x) (με κύριο κινητό το χιόνι)

Δοκός 126, Ανοίγμα 1, Όροφος 0

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 97	Τέλος: 118	Μέλος: 256	ΣΠΕΜ = 1,00	
Διατομή	IPE140		ΤΕΓΙΔΑ	Ελαστικές Αρθρώσεις	
Υλικά	Δομικός χάλυβας S235		Μήκος L=6,41	Αρχή	Τέλος
Κανονισμός	Πλαστικότητα: Με Α.Α.Π.			Z	Z
Συντελεστές	Ky = 1,00	Kz = 1,00	a0y = 1,00	a0z = 0,50	β0y = 1,00
					β0z = 0,50

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [/]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	[97] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	[118] Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
Φ 1	0,35	-0,03	0,05		1,13	-0,07	0,14		-1,13	0,10	0,17	-0,05	1,84
Φ 2	0,56	-0,04	0,09		1,81	-0,12	0,21		-1,81	0,16	0,12	-0,08	2,95
ΣΦ 1	1,31	-0,10	0,21		4,25	-0,29	0,51		-4,25	0,38	0,41	-0,19	6,90
ΣΣ:+x	0,52	-0,04	0,15		1,68	-0,09	0,13		-1,68	0,13	0,60	-0,07	2,72
ΣΣ:+x	0,52	-0,04	0,01		1,68	-0,13	0,27		-1,68	0,17	-0,18	-0,09	2,72
ΣΣ:+z	0,52	-0,04	0,15		1,68	-0,09	0,13		-1,68	0,13	0,41	-0,07	2,72
ΣΣ:+z	0,52	-0,04	0,01		1,68	-0,13	0,27		-1,68	0,17	0,01	-0,09	2,72
ΣΣ:-x	0,52	-0,04	0,14		1,68	-0,09	0,14		-1,68	0,13	0,47	-0,07	2,72
ΣΣ:-x	0,52	-0,04	0,01		1,68	-0,13	0,27		-1,68	0,17	-0,05	-0,09	2,72
ΣΣ:-z	0,52	-0,04	0,14		1,68	-0,09	0,14		-1,68	0,13	0,38	-0,07	2,72
ΣΣ:-z	0,52	-0,04	0,01		1,68	-0,13	0,27		-1,68	0,17	0,04	-0,09	2,72
Φ 3	-0,49		0,03		-1,59	-0,01	-0,03		1,59	-0,01	-0,15	0,03	-2,59
Φ 4	-0,49		0,07		-1,59	-0,02	-0,07		1,59	-0,02	-0,23	0,07	-2,59
Φ 5	0,73	-0,06	0,13		2,37	-0,16	0,27		-2,37	0,21	0,16	-0,10	3,84
ΣΦ 2	1,52	-0,15	0,35		4,94	-0,44	0,73		-4,94	0,56	0,42	-0,28	8,03
ΣΦ 3	0,89	-0,13	0,32		2,90	-0,37	0,58		-2,90	0,45	0,25	-0,23	4,71
ΣΦ 4	1,62	-0,16	0,37		5,27	-0,47	0,76		-5,27	0,59	0,44	-0,29	8,57
ΣΦ 5	-0,39	-0,03	0,10		-1,26	-0,09	0,09		1,26	0,09	-0,06	-0,05	-2,04
ΣΦ 6	1,54	-0,17	0,41		5,02	-0,50	0,80		-5,02	0,62	0,41	-0,31	8,16
ΣΦ 7	1,52	-0,15	0,39		4,94	-0,45	0,69		-4,94	0,55	0,35	-0,27	8,03
ΣΦ 8	0,89	-0,13	0,37		2,90	-0,39	0,52		-2,90	0,44	0,15	-0,23	4,71
ΣΦ 9	1,62	-0,16	0,41		5,27	-0,48	0,73		-5,27	0,58	0,38	-0,29	8,57
ΣΦ 10	-0,39	-0,03	0,16		-1,26	-0,11	0,03		1,26	0,07	-0,17	-0,05	-2,04
ΣΦ 11	1,54	-0,17	0,46		5,02	-0,52	0,75		-5,02	0,61	0,31	-0,31	8,16
ΣΦ 12	0,91	-0,07	0,14		2,95	-0,20	0,35		-2,95	0,26	0,29	-0,13	4,79

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1]

Αξονας [/]	Κ.Λ. [/]	a [/]	K*a0*L [m]	λ [/]	λ1 [/]	λ/λ1 [/]	x [/]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
z	a	0,21	6,41	111,62	93,91	1,189	0,537	273,25	207,44
y	b	0,34	3,20	194,15	93,91	2,067	0,197	90,72	76,23

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Μέγιστα διαστασιολόγησης μεταλλικού μέλους

Φόρτ [/]	Θέση [/]	Κατηγορία [/]	n	vy	vz	my	mz	K n+my+mz	KΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
ΣΦ 4	0	1				0,06	0,41	0,48		0,77
ΣΣ:+x	0	1				0,02	0,13	0,15	0,15	0,24
ΣΦ 4	0	1				0,06	0,41	0,48		0,77
ΣΦ 2	113	1		0,05		0,08		0,08		0,08

Ελεγχος Βελών Κάμψης [EC3-1-1]: $|\delta_{\max}| = |\delta_1 + \delta_2 - \delta_0| < L/250$, $|\delta_2| < L/300$

Φόρτ [/]	$(\delta_1 + \delta_2)y$ [m]	απαρ.δ0γ [m]	$ \delta_2y < 0,022$ [m]	$(\delta_1 + \delta_2)z$ [m]	απαρ.δ0z [m]	$ \delta_2z < 0,011$ [m]
Φ 1	0,007			0,001		
ΣΦ 12	0,019		0,011	0,002		0,001

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Ελάχιστη προτεινόμενη διατομή: η υπάρχουσα (IPE140)

Διερεύνηση εναλλακτικών διατομών - Μέγιστοι λόγοι ικανότητας Sd/Rd

Διατομή [/]	Κατηγορία [/]	vy	vz	K n+my+mz	KΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz
IPE80	1	0,11	0,01	1,79	0,57	3,27
IPE100	1	0,08	0,01	1,06	0,34	1,86
IPE120	1	0,06	0,01	0,69	0,22	1,17
IPE140	1	0,05		0,48	0,15	0,77
IPE160	1	0,04		0,34	0,11	0,52
IPE180	1	0,03		0,26	0,08	0,37
IPE200	1	0,03		0,19	0,06	0,27

Σχήμα 4.6: Ανάλυση τεγίδας

Ακολουθεί ο Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο, όπως εξήχθη στο τεύχος επίλυσης του προγράμματος Fespa, στον οποίο συμπεριλαμβάνονται και οι προτάσεις διατομής για κάθε ξεχωριστό είδος στοιχείου του φορέα. Οι διατομές που έχουμε χρησιμοποιήσει ταυτίζονται απόλυτα με τις προτάσεις διατομής του προγράμματος με αποτέλεσμα η διαστασιολόγηση να έχει γίνει με τις οικονομικότερες διατομές για κάθε στοιχείο του φορέα.

Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

Τύπος μελών	Διατομή μελών	Κλάση μελών	vy	vz	K n+my+mz	KΛ n+my+mz	ΣΚΛ n+my+mz	Πρόταση Διατομής
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB280	1	0,01	0,14	0,86	0,88	0,94	HEB280
ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEA160	1		0,13	0,68	0,90	0,94	HEA160
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE450	1	0,13		0,79	0,79		IPE450
ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	HEA140	1	0,91		0,79	0,79	0,48	HEA140
ΤΕΓΙΔΑ	IPE140	1	0,05	0,02	0,48	0,44	0,77	IPE140
ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	CHS21.3X3.2	1			0,94			CHS21.3X3.2
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΝΙΟΣ	UPN140	1			0,97			UPN140

Σχήμα 4.7: Πίνακας δυσμενέστερων λόγων ικανότητας μελών με ίδια διατομή στο κτίριο

4.2.6 Μηκίδες

Οι μηκίδες είναι τα μόνα στοιχεία που δεν εισήχθησαν στο στατικό προσομοίωμα του φορέα, στο πρόγραμμα Fespa και υπολογίστηκαν ξεχωριστά. Για τον λόγο αυτό η διαστασιολόγηση και οι έλεγχοι επάρκειάς τους θα γίνουν στο χέρι.

Εξετάζεται το στέγαστρο με διατομή μηκίδας IPE180. Οι μηκίδες καταπονούνται από εγκάρσια φορτία τα οποία προκαλούν κάμψη και περί τους 2 κύριους άξονες της διατομής. Στο φορέα μας επιλέχθηκαν μηκίδες με μήκος 5,14 m και 6,87 m οι πλευρικές και 4,49 m οι μετωπικές. Ο έλεγχος αφορά τη δυσμενέστερη κάθε φορά μηκίδα, η οποία μάλιστα δέχεται και το μεγαλύτερο φορτίο της ανεμοπίεσης και βρίσκεται στην πλάγια όψη του κτιρίου

4.2.6.1 Φορτία

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι:

- Ίδιο βάρος μηκίδας (σε οριζόντια προβολή) $g=0,188\text{kN/m}$
- Φορτίο πλευρικής επένδυσης (πρόσθετο μόνιμο) $g'=0,15\text{kN/m}^2$
- Υποπίεση ανέμου $w=-0,52\text{kN/m}^2$ ($l= 6,87\text{m}$)
- Υποπίεση ανέμου $w=-0,88\text{kN/m}^2$ ($l= 5,14\text{m}$)

Το πλάτος επιρροής της μηκίδας είναι 1,79m.

Η κατανομή των φορτίων ανά μηκίδα θα είναι:

- $g=0,188\text{kN/m}$
- $g'=0,20\text{kN/m}^2 \times 1,79\text{m}=0,36\text{kN/m}$
- $w=-0,52\text{kN/m}^2 \times 1,79\text{m}=-0,93\text{kN/m}$ ($l= 6,87\text{m}$)
- $w=-0,88\text{kN/m}^2 \times 1,79\text{m}=-1,58\text{kN/m}$ ($l= 5,14\text{m}$)

4.2.6.2 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)

Δυσμενέστερη για τον έλεγχο σε ΟΚΑ είναι η μηκίδα με $l=6,87\text{ m}$ και $w=-0,93\text{ KN/m}$.

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα y-y

$$E_{d,z} = 1,50 \times w = 1,50 \times (-0,93\text{kN/m}) = -1,40\text{kN/m}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα z-z

$$E_{d,y} = 1,35 \times (g + g') = 1,35 \times (0,188 + 0,36) = 0,74\text{kN/m}$$

4.2.6.3 Εντατικά μεγέθη

Λόγω των φορτίων q_z , που είναι παράλληλα με τον τοπικό άξονα z της μηκίδας, αναπτύσσονται καμπτικές ροπές M_y και τέμνουσες δυνάμεις V_z , ενώ λόγω των φορτίων q_y , που είναι παράλληλα με τον τοπικό άξονα y της μηκίδας, αναπτύσσονται αντίστοιχα καμπτικές ροπές M_z , και τέμνουσες δυνάμεις V_y .

Υπολογισμός ροπών κάμψεως μηκίδας:

$$M_{Ed,y} = q_z L^2 / 8 = 1,40 \text{ kN/m} \times (6,87 \text{ m})^2 / 8 = 8,26 \text{ kNm} = 826 \text{ kNcm}$$

$$M_{Ed,z} = q_y L^2 / 8 = 0,74 \text{ kN/m} \times (6,87 \text{ m})^2 / 8 = 4,37 \text{ kNm} = 437 \text{ kNcm}$$

Υπολογισμός τεμνουσών δυνάμεων μηκίδας:

$$V_{Ed,z} = q_z L / 2 = 1,40 \text{ kN/m} \times 6,87 \text{ m} / 2 = 4,81 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = q_y L / 2 = 0,74 \text{ kN/m} \times 6,87 \text{ m} / 2 = 2,54 \text{ kN}$$

Η διατομή είναι κατηγορίας 1, επομένως εκτελούνται πλαστικοί έλεγχοι επάρκειας σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

4.2.6.4 Πλαστικός έλεγχος σε τέμνουσα

Κατά τον τοπικό άξονα z

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,z} \leq V_{c,Rd,z}$$

Όπου

$$V_{Ed,z} = 4,81 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = A_{vz} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{Mo}}$$

$$A_{vz} = 11,25 \text{ cm}^2$$

Επομένως θα έχουμε:

$$V_{c,Rd,z} = V_{pl,Rd,z} = 11,25 \text{ cm}^2 \times 23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3} = 152,66 \text{ kN} > V_{Ed,z} = 4,81 \text{ kN}$$

Κατά τον τοπικό άξονα y

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο διάτμησης θα πρέπει να ισχύει:

$$V_{Ed,y} \leq V_{c,Rd,y}$$

Όπου

$$V_{Ed,y} = 2,54 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = A_{vy} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{Mo}}$$

και η επιφάνεια διάτμησης είναι:

$$A_{vy} = 2 \times b \times t_f = 2 \times 9,1 \text{ cm} \times 0,8 \text{ cm} = 14,56 \text{ cm}^2$$

Επομένως θα έχουμε:

$$V_{c,Rd,y} = V_{pl,Rd,y} = A_{vy} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 14,56 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3} = 197,55 \text{ kN} > V_{Ed,y} = 2,54 \text{ kN}$$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος της μηκίδας σε τέμνουσα ικανοποιείται.

4.2.6.5 Έλεγχος απομείωσης της αντοχής σε ροπή κάμψης λόγω παρουσίας τέμνουσας

Ισχύει:

$$V_{Ed,z} = 4,81 \text{ kN} < 0,50 V_{pl,Rd,z} = 76,33 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 2,54 \text{ kN} < 0,50 V_{pl,Rd,y} = 98,78 \text{ kN}$$

Επομένως δεν χρειάζεται απομείωση των αντοχών σε ροπές κάμψης $M_{pl,Rd,y}$ και $M_{pl,Rd,z}$ αντίστοιχα, λόγω παρουσίας διάτμησης.

4.2.6.6 Πλαστικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Σύμφωνα με τον πλαστικό έλεγχο σε διαξονική κάμψη θα πρέπει να ισχύει:

$$\left(\frac{M_{ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} \right)^\beta \leq 1$$

Όπου

$$M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

και για διατομές διπλού ταυ:

$$\alpha = 2, \beta = 5n$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \text{ με } \beta \geq 1$$

Στην περίπτωση της μηκίδας $N_{Ed} = 0$ επομένως $n = 0$ και $\beta = 1, \alpha = 2$

Έλεγχος

$$\left(\frac{M_{ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} \right)^\beta = \left(\frac{M_{ed,y}}{M_{pl,Rd,y}} \right)^2 + \frac{M_{ed,z}}{M_{pl,Rd,z}} =$$

$$\left(\frac{166,46 \cdot \frac{23,5}{1,00}}{826} \right)^2 + \frac{34,6 \cdot \frac{23,5}{1,00}}{437} = 0,58 < 1$$

Επομένως ο πλαστικός έλεγχος της μηκίδας σε διαξονική κάμψη ικανοποιείται

4.2.6.7 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

(Στον έλεγχο σε ΟΚΛ ελέγξαμε την μηκίδα με μήκος $l = 5,14 \text{ m}$ και ανεμοπίεση $w = -1,58 \text{ kN/m}$ διότι αυτή ήταν πλέον η δυσμενέστερη, μετά την τοποθέτηση ελκυστήρα (ντίζα) στις μηκίδες με μήκος $l = 6,87 \text{ m}$)

Κάμψη περί τον ισχυρό άξονα $y-y$

$$E_{d2,z} = 1,00 \times w = -1,00 \times 1,58 \text{ kN/m} = -1,58 \text{ kN/m}$$

Κάμψη περί τον ασθενή άξονα $z-z$

$$E_{d1,y} = 1,00 \times (g + g') = 1,00 \times (0,188 + 0,36 \text{ kN/m}) = 1,00 \times 0,55 = 0,55 \text{ kN/m}$$

4.2.6.8 Βέλη κάμψεως

Το μέγιστο βέλος της μηκίδας παρουσιάζεται στο μέσον του ανοίγματός της, λόγω των φορτίων κατά z και κατά y. Και κατά τους δύο άξονες η μηκίδα συμπεριφέρεται ως αμφιέρειστη.

Συνδυασμός για μόνιμα και κινητά

Μέγιστο βέλος αμφιέρειστης δοκού:

$$w_z = 5 \cdot q_z \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I_y) = 5 \cdot 0,0158 \cdot (514)^4 / (384 \cdot 21000 \cdot 1317) = 0,52 \text{ cm}$$

$$w_y = 5 \cdot q_y \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I_z) = 5 \cdot 0,0055 \cdot (514)^4 / (384 \cdot 21000 \cdot 100,9) = 2,36 \text{ cm}$$

$$\text{όπου } q_z = E d_{2,z} = -1,58 \text{ kN/m} = 0,0158 \text{ kN/cm}$$

$$q_y = E d_{1,y} = 0,55 \text{ kN/m} = 0,0055 \text{ kN/cm}$$

Συνολικό βέλος στο μέσον του ανοίγματος της μηκίδας:

$$w = \sqrt{w_z^2 + w_y^2} = 2,42 \text{ cm} < w_{\max} = \frac{514}{200} = 2,57 \text{ cm}$$

Συνδυασμός μόνο για πρόσθετα φορτία (κινητά) (τα κινητά “ενεργοποιούν” μόνο τον ισχυρό άξονα y-y)

Μέγιστο βέλος αμφιέρειστης δοκού:

$$w_z = 5 \cdot q_z \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I_y) = 5 \cdot 0,0158 \cdot (514)^4 / (384 \cdot 21000 \cdot 1317) = 0,52 \text{ cm}$$

$$\text{όπου } q_z = E d_{2,z} = -1,58 \text{ kN/m} = -0,0158 \text{ kN/cm}$$

Συνολικό βέλος στο μέσον του ανοίγματος της μηκίδας:

$$w = \sqrt{w_z^2 + w_y^2} = 0,52 \text{ cm} < w_{\max} = \frac{514}{250} = 2,06 \text{ cm} \text{ (όπου } w_y = 0)$$

*₁ Σημείωση: Η δυσμενέστερη μηκίδα για τον έλεγχο βελών σε ΟΚΛ ήταν η μηκίδα με $l = 6,87 \text{ m}$ και $w = -0,93 \text{ kN/m}$, όμως τοποθετήσαμε ντίζα στις μηκίδες με μήκος $l = 6,87 \text{ m}$ και πλέον η δυσμενέστερη μηκίδα είναι αυτή με μήκος $l = 5,14 \text{ m}$ και ανεμοπίεση $w = -1,58 \text{ kN/m}$

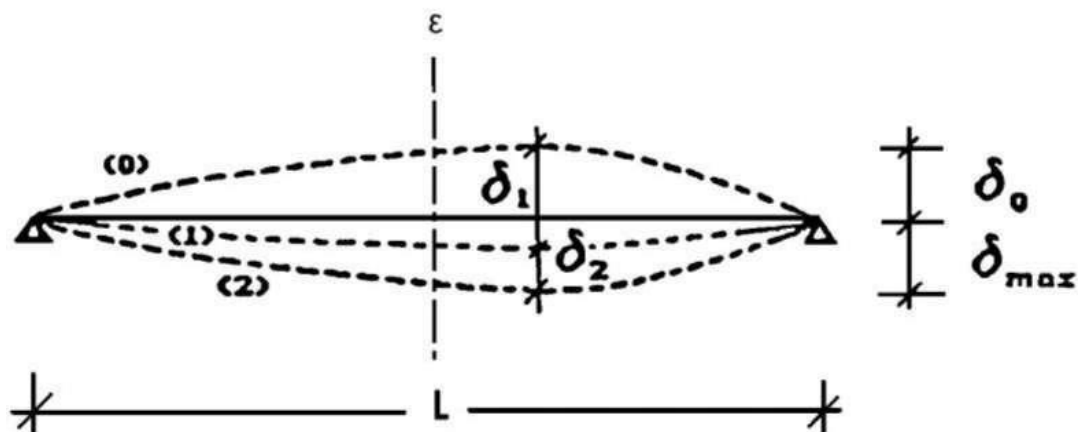
*₂ Σημείωση: Για τη μηκίδα έγιναν έλεγχοι αν επαρκούν και οι μικρότερες διατομές από την σειρά ΙΡΕ, αλλά οι πρώτες που επαρκούν είναι αυτές που επιλέχθηκαν παραπάνω με διατομή ΙΡΕ180. Οι προηγούμενες δεν επαρκούσαν στον έλεγχο βελών που είναι και ο κρίσιμος. Αξίζει να σημειωθεί ότι στις μεγάλες μηκίδες ($l = 6,87 \text{ m}$) έχω τοποθετήσει ελκυστήρα (ντίζα) στο μέσον τους μειώνοντας έτσι το καθαρό μήκος λυγισμού κατά τον ασθενή άξονα z-z στο μισό και κατ' επέκταση μειώνοντας και το βέλος w_y .

4.3 Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Όσον αφορά τον έλεγχο βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, αυτός εξασφαλίζει ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης και επίσης ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Τέτοιες περιπτώσεις αφορούν κατασκευές οι οποίες υπόκεινται σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με την ακαμψία της κατασκευής παρά με την αντοχή της.

Για τις μεταλλικές κατασκευές, προκειμένου να εξασφαλιστεί επαρκής δυσκαμψία υπολογίζονται οι μετακινήσεις και ελέγχεται ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στη συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα με την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις είναι δυνατόν να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων καταστάσεων, τόσο αισθητικών αλλά κυρίως λειτουργικών. Μερικά από αυτά είναι οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής (ειδικά όταν χρησιμοποιούνται εύθραυστα υλικά όπως γύψινες κατασκευές και ασβεστοκονιάματα), οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών, αλλαγές στη στατική λειτουργία του φορέα, που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.



Σχήμα 4.8: Βέλη κάμψης

Το συνολικό βέλος ισούται με: $\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$

όπου:

- δ_{\max} είναι το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις
- δ_1 είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων
- δ_2 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων
- δ_0 είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση, $\delta_0=0$ εδώ

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του Πίνακα 4.1.

	δ_{\max}	δ_2
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

Πίνακας 4.1 Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

Για τα όρια των οριζόντιων μετατοπίσεων, και συγκεκριμένα για τα μονώροφα κτίρια πρέπει να ισχύει:

-Μονώροφα κτίρια χωρίς γερανογέφυρες: $u \leq H/150$ (u είναι η μετακίνηση και H το ύψος του κτιρίου)

4.3.1 Έλεγχος σε κατακόρυφα βέλη κάμψης

$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$ (αντιβέλος $\delta_0=0$)

δ_1 είναι το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων

δ_2 είναι το βέλος λόγω των μεταβλητών φορτίων

Τεγίδες:

Έλεγχοι Βελών Κάμψης [EC3-1-1]: $|\delta_{\max}| = |\delta_1 + \delta_2 - \delta_0| < L/250$, $|\delta_2| < L/300$

Φόρτ [/]	$(\delta_1 + \delta_2)_{\gamma}$ [m]	απαρ. $\delta_{0\gamma}$ [m]	$ \delta_2\gamma < 0,022$ [m]	$(\delta_1 + \delta_2)_z$ [m]	απαρ. δ_{0z} [m]	$ \delta_2z < 0,011$ [m]
Φ 1	0,007			0,001		
ΣΦ 12	0,019		0,011	0,002		0,001

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Δοκός ζυγώματος πλαισίου:

Έλεγχος Βελών Κάμψης [EC3-1-1]: $|\delta_{max}| = |\delta_1 + \delta_2 - \delta_0| < L/250$, $|\delta_2| < L/300$

Φόρτ [/]	$(\delta_1 + \delta_2)_{\gamma}$ [m]	απαιτ. δ_0_{γ} [m]	$ \delta_2_{\gamma} < 0,038$ [m]	$(\delta_1 + \delta_2)_z$ [m]	απαιτ. δ_0_z [m]	$ \delta_2_z < 0,005$ [m]
Φ 1	0,000					
ΣΦ 12	0,000		0,000			

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Ελάχιστη προτεινόμενη διατομή: η υπάρχουσα (IPE450)

Σχήμα 4.10: Έλεγχος βελών κάμψης δοκού ζυγώματος πλαισίου

4.3.2 Έλεγχος σε οριζόντια μετατόπιση – Μετακινήσεις οροφής

Αφού γίνει ανάλυση του κτιρίου με τους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, εντοπίζεται η μέγιστη μετακίνηση κατά χ ($\Sigma\delta_{max}(X)$) και η μέγιστη κατά z ($\Sigma\delta_{max}(Z)$) του κτιρίου.

Αντισεισμικός αρμός. Μέγιστα για τους 4 φορείς.

Αντισεισμικός αρμός.

Επίπ. [/]	Θήτα [/]	δ/h [/]	$\Sigma\delta_{max}(X)$ [cm]	$\Sigma\delta_{max}(Z)$ [cm]
1	0.042	0.0019	1.35	3.45

Σχήμα 4.11: Απαιτούμενος αντισεισμικός αρμός για την κατασκευή

Όπως υπολογίστηκαν λοιπόν απ' το πρόγραμμα :

- μετακίνηση στη διεύθυνση $\chi \rightarrow \Sigma\delta_{max}(X) = 1,35\text{cm}$
- μετακίνηση στη διεύθυνση $z \rightarrow \Sigma\delta_{max}(Z) = 3,45\text{cm}$

Πρέπει να ισχύει $u \leq H/150$ όπου:

u: Οριζόντια μετατόπιση

H: Ύψος του κτιρίου

Άρα $u_{max} = H/150 = 4,77\text{ cm}$,έτσι

- $\Sigma\delta_{max}(X) = 1,35\text{cm} < 4,77\text{ cm}$

- $\Sigma\delta_{max}(Z) = 3,45\text{cm} < 4,77\text{ cm}$

4.4 Κανονισμοί ΕΑΚ

4.4.1 Έλεγχος επιρροών 2ας Τάξεως (ΕΑΚ 4.1.2.2)

Ο φορέας παραμορφώνεται λόγω των φορτίων που επιβάλλονται, κατά την διάρκεια του σεισμού. Οι παραμορφώσεις αυτές συχνά προκαλούν αύξηση της έντασης. Αυτό ονομάζεται μεταβολή της έντασης λόγω φαινομένων 2ας τάξεως. Επιτρέπεται να παραλείπονται όταν σε κάθε όροφο και κάθε διεύθυνση ο δείκτης σχετικής μεταθετότητας θ δεν υπερβαίνει την τιμή 0,10. Δηλαδή πρέπει

$$\theta \leq 0,10$$

$$\theta = (\text{Νολ} * \delta) / (\text{Βολ} * h)$$

όπου:

- Νολ, Βολ είναι αντίστοιχα οι συνολική αξονική και τέμνουσα δύναμη των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου υπό τους σεισμικούς συνδυασμούς.
- h είναι το ύψος του ορόφου
- $\delta = q * \delta_{ελ}$ είναι η πλαστική σχετική μετατόπιση του κέντρου μάζας διαδοχικών διαφραγμάτων

Στο Fespa, αφού τρέξαμε μόνο τους 8 σεισμικούς συνδυασμούς ανοίγουμε τους πίνακες που δείχνουν τον δείκτη σχετικής μεταθετότητας θ σε κάθε διεύθυνση και στο τέλος έχουμε τον συγκεντρωτικό πίνακα που έχει προκύψει από επαλληλία των προηγούμενων.

Φαινόμενα 2ας τάξης

Τα θ , $\Sigma\delta_{\max}$ υπολογίζονται με $q=1.0$, ($\Delta = \Delta\epsilon\lambda * 4.00$)
 Το δ/h υπολογίζεται με $q/2.5=1.60$

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)**Διεύθυνση σεισμού: 0.0**

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1- θ) [/]	δ/h [/]	$\Sigma\delta_{\max}$ [cm]
1	0.104E-02	0.513E+02	0.0760	0.492E+05	0.006	1.00	0.0007	1.26

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1- θ) [/]	δ/h [/]	$\Sigma\delta_{\max}$ [cm]
1	0.444E-02	0.448E+02	0.0665	0.101E+05	0.037	1.00	0.0018	3.30

Φορέας 2: (Μετάθεση μάζας κατά +Z)**Διεύθυνση σεισμού: 0.0**

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1- θ) [/]	δ/h [/]	$\Sigma\delta_{\max}$ [cm]
1	0.104E-02	0.515E+02	0.0764	0.493E+05	0.006	1.00	0.0007	1.28

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1- θ) [/]	δ/h [/]	$\Sigma\delta_{\max}$ [cm]
1	0.584E-02	0.554E+02	0.0822	0.949E+04	0.039	1.00	0.0018	3.29

Φορέας 3: (Μετάθεση μάζας κατά -X)**Διεύθυνση σεισμού: 0.0**

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1- θ) [/]	δ/h [/]	$\Sigma\delta_{\max}$ [cm]
1	0.106E-02	0.519E+02	0.0770	0.491E+05	0.006	1.00	0.0007	1.27

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1- θ) [/]	δ/h [/]	$\Sigma\delta_{\max}$ [cm]
1	0.534E-02	0.465E+02	0.0689	0.870E+04	0.043	1.00	0.0019	3.42

Φορέας 4: (Μετάθεση μάζας κατά -Z)**Διεύθυνση σεισμού: 0.0**

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1- θ) [/]	δ/h [/]	$\Sigma\delta_{\max}$ [cm]
1	0.106E-02	0.516E+02	0.0766	0.488E+05	0.006	1.00	0.0007	1.29

Διεύθυνση σεισμού: 90.0

Επίπεδο	Σχετική μετατόπιση	Συνολική τέμνουσα	Τέμνουσα /Βάρος	Ακαμψία [/]	Θήτα [/]	1/(1- θ) [/]	δ/h [/]	$\Sigma\delta_{\max}$ [cm]
1	0.577E-02	0.553E+02	0.0820	0.958E+04	0.039	1.00	0.0018	3.19

Πιθανοτικός προσδιορισμός συνδυασμού εντατικών μεγεθών Μέθοδος: Ταυτόχρονων τιμών των μεγεθών. (A.Gurta)

Μετατόπιση μαζών κατά +X.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Μετατόπιση μαζών κατά +Z.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Μετατόπιση μαζών κατά -X.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Μετατόπιση μαζών κατά -Z.
Συνδυασμός δύο οριζοντίων διευθύνσεων σεισμού

Αντισεισμικός αρμός. Μέγιστα για τους 4 φορείς.

Αντισεισμικός αρμός.

Επίπ. [/]	Θήτα [/]	δ/h [/]	Σδmax(X) [cm]	Σδmax(Z) [cm]
1	0.043	0.0019	1.29	3.42

Επομένως $\theta=0,043 < 0,10$

4.4.2 Ικανοτικός Σχεδιασμός

Κατά την απόκριση ενός δομήματος στον σεισμό σχεδιασμού είναι εν γένει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός ελαστοπλαστικού μηχανισμού με αξιόπιστα ασφαλή μεταλαστική συμπεριφορά. Μια τέτοια συμπεριφορά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με τα ακόλουθα κριτήρια:

- Εξασφάλιση μιας ελαστικής στάθμης αντοχής σε όλα τα φέροντα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσης), που αντιστοιχεί στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού αυξημένες, όπου είναι αναγκαίο, με τις επιρροές 2ας Τάξεως.
- Εξασφάλιση συνολικής πλαστιμότητας, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας, με μετελαστική παραμόρφωση
- Ελαχιστοποίηση των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης.

Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος - Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού:

1. Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλάστιμη μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.
2. Σε μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα, μετελαστική απόκριση μπορεί να προβλέπεται σε εφελκόμενες διαγωνίους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικής ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα).
3. Πιθανές ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. Ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.
4. Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχιση των αντοχών των στοιχείων του φορέα.

Συμπερασματικά τα δομικά μέλη ελέγχονται έτσι ώστε να προηγείται η καμπτική αστοχία της διατμητικής με υπολογισμό σε κάθε πιθανή θέση ψαθυρής αστοχίας, ενώ υπολογίζεται ώστε η αντοχή σε κάμψη των υποστυλωμάτων σε ένα κόμβο να είναι μεγαλύτερη από την αντοχή σε κάμψη των δοκών που συντρέχουν στον ίδιο κόμβο. Για κάθε δράση ή συνδυασμό δράσεων, το FESPA κάνει μια σειρά ελέγχους σε κάθε μέλος από δομικό χάλυβα, σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο παράρτημα Γ του ΕΑΚ 2000.

Κατακόρυφοι Διαγώνιοι Σύνδεσμοι

Η ανηγμένη λυγηρότητα των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\lambda^- = \frac{\sqrt{A f_y}}{N_{cr}} \leq 1,50$$

όπου : A το εμβαδόν της διατομής

f_y το όριο διαρροής

$N_{cr} = \pi^2 EI / I^2$ το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου

Οι κατακόρυφοι διαγώνιοι είναι διατομής HEA140 με εμβαδόν $A = 31,42 \text{ cm}^2$

$$f_y = 23,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 21000 \text{ kN/cm}^2$$

$$I = 389,3 \text{ cm}^4$$

$$L = L_{ολ} / 2 = 8,80 / 2 = 4,40 \text{ m} = 440 \text{ cm}$$

$$N_{cr} = \pi^2 EI / I^2 = 3,14^2 * 21000 * 389,3 / (440)^2 = 416,35 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα } \lambda^- = \frac{\sqrt{A f_y}}{N_{cr}} = 1,33 < 1,50$$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος περιορισμού των λυγηροτήτων των χιαστί ράβδων.

Υποστυλώματα και Δοκοί

Τα υποστυλώματα και οι δοκοί θα ελεγχθούν σε λυγισμό υπό την επίδραση των 8 σεισμικών συνδυασμών, αλλά με τα μεγέθη σεισμικής έντασης πολλαπλασιασμένα επί τον συντελεστή ικανοτικής μεγέθυνσης:

$$\alpha_{cd} = (1,20 * N_{Pdi} - N_{vdi}) N_{Edi} \leq q$$

όπου:

N_{Pdi} είναι η υπολογιστική αντοχή της εφελκόμενης διαγωνίου

N_{vdi} είναι η εφελκυστική δύναμη της ίδιας διαγωνίου υπό την επίδραση των μη σεισμικών δράσεων του σεισμικού συνδυασμού

N_{Edi} είναι η εφελκυστική δύναμη της διαγωνίου μόνον υπό τη σεισμική δράση του σεισμικού συνδυασμού

$$N_{Pdi} = 738,37$$

$$N_{vdi} = 0,00$$

$$N_{Edi} = 22,39$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς κατά χ είναι $q_\chi = 3$

Άρα $\alpha_{cd} = (1,20 * N_{Pdi} - N_{vdi}) N_{Edi} = 7,24$. Λαμβάνουμε $\alpha_{cd} = 3$

Θα ελεγχθεί το υποστύλωμα και η κεφαλοδοκός με δύναμη $N_{Ed} = \alpha_{cd} * N_{seismic}$

Κεφαλοδοκός HEA140:

$$N_{seismic} = 10,33 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = \alpha_{cd} * N_{seismic} = 3 * 10,33 = 30,99 \text{ kN}$$

Δυσμενέστερος ο λυγισμός περί τον άξονα z.

1. Καμπύλη λυγισμού (Από πίνακα επιλογής καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή)
Για $h/b = 133/140 = 0,95 < 1,2$ και
 $t_f = 8,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$
2. Μήκος λυγισμού
 $L_z = 514 \text{ cm}$
3. Ανηγμένη λυγηρότητα
 $\lambda^- = L_z / (i_z * \lambda_1) = 514 / (3,52 * 93,91) = 1,45$
όπου $\lambda_1 = \pi * (E * f_y)^{1/2}$
 $\epsilon = (235 / f_y)^{1/2} = 1$
4. Μειωτικός Συντελεστής χ
Με βάση την καμπύλη λυγισμού c έχουμε $\chi_z = 0,38$
5. Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό
 $N_{t,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_{M1} = 0,38 * 31,42 * 23,5 / 1,0 = 280,58 \text{ kN} > N_{Ed} = 30,99 \text{ kN}$

Υποστύλωμα HEB280:

$$N_{seismic} = 58,86 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = \alpha_{cd} * N_{seismic} = 3 * 58,86 = 176,58 \text{ kN}$$

Δυσμενέστερος ο λυγισμός περί τον άξονα z.

1. Καμπύλη λυγισμού (Από πίνακα επιλογής καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή)
Για $h/b = 280/280 = 1 < 1,2$ και
 $t_f = 18 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ έχω Καμπύλη c
2. Μήκος λυγισμού
 $L_z = 7,15 \text{ m} = 715 \text{ cm}$
3. Ανηγμένη λυγηρότητα
 $\lambda^- = L_z / (i_z * \lambda_1) = 715 / (7,09 * 93,91) = 1,07$
όπου $\lambda_1 = \pi * (E * f_y)^{1/2}$
 $\epsilon = (235 / f_y)^{1/2} = 1$
4. Μειωτικός Συντελεστής χ
Με βάση την καμπύλη λυγισμού c έχουμε $\chi_z = 0,51$

5. Αντοχή θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

$$N_{t,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_{M1} = 0,51 * 97,26 * 23,5 / 1,0 = 1165,66 \text{ kN} > N_{Ed} = 176,58 \text{ kN}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ **ΣΤΟΥΣ ΚΟΜΒΟΥΣ**

5.1 Γενικές αρχές

Η επίδραση της συμπεριφοράς των κόμβων στην κατανομή των εντατικών μεγεθών σε μια κατασκευή και στις συνολικές παραμορφώσεις της πρέπει γενικά να λαμβάνεται υπόψη όταν όμως η επίδραση είναι επαρκώς μικρή μπορεί να αγνοείται. Προκειμένου να εξακριβωθεί εάν η επίδραση της συμπεριφοράς των κόμβων είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση, μπορεί να γίνει διάκριση μεταξύ τριών απλοποιημένων προσομοιώσεων κόμβων:

1. Απλών, όπου ο κόμβος μπορεί να θεωρηθεί ότι δε μεταφέρει ροπές κάμψης
2. Συνεχών, όπου μπορεί να θεωρηθεί ότι η συμπεριφορά του κόμβου δεν έχει καμία επίδραση στην ανάλυση
3. Ημισυνεχών, όπου η συμπεριφορά του κόμβου είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση

Η σχέση ροπής – στροφής ενός κόμβου που χρησιμοποιείται στην ανάλυση μπορεί να προσεγγισθεί με οποιαδήποτε κατάλληλη καμπύλη, συμπεριλαμβανομένης και της γραμμοποιημένης προσέγγισης (πχ. διγραμμική ή τριγραμμική), με την προϋπόθεση ότι η προσεγγιστική καμπύλη βρίσκεται συνολικά κάτω απ την πραγματική καμπύλη ροπής-στροφής.

Ταξινόμηση κόμβων με βάση τη δυσκαμψία τους

- Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως άκαμπτος ονομαστικά αρθρωτός ή ημιάκαμπτος σύμφωνα με τη στροφική του δυσκαμψία, συγκρίνοντας την αρχική δυσκαμψία $S_{j,ini}$
- Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως άκαμπτος με βάση πειραματικά δεδομένα, εμπειρία από παρόμοιες επιτυχείς υπάρχουσες εφαρμογές ή υπολογιστικά, με βάση δεδομένα από δοκιμές.
- Οι κόμβοι που ταξινομούνται ως άκαμπτοι, μπορεί να θεωρηθεί ότι έχουν επαρκή στροφική δυσκαμψία ώστε να δικαιολογούν ανάλυση με παραδοχή πλήρους συνέχειας.

- Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρει τα εντατικά μεγέθη , χωρίς να αναπτύσσει σημαντικές ροπές.
- Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος πρέπει να είναι σε θέση να εκδηλώσει τις στροφές που προκύπτουν απ τα φορτία σχεδιασμού.
- Ένας κόμβος ο οποίος δεν ικανοποιεί τα κριτήρια άκαμπτου ή ονομαστικά αρθρωτού κόμβου πρέπει να ταξινομείται ως ημιάκαμπος.
- Οι ημιάκαμπτοι κόμβοι πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρουν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού.

Ταξινόμηση των κόμβων με βάση την αντοχή τους

Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως πλήρους αντοχής , ονομαστικά αρθρωτός ή μερικής αντοχής συγκρίνοντας την αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης $M_{j,Rd}$ με τις αντοχές σχεδιασμού σε ροπή κάμψης των μελών που συνδέει. Για την ταξινόμηση των κόμβων , η αντοχή ενός μέλους πρέπει να λαμβάνεται στην παρειά του κόμβου.

- Η αντοχή σχεδιασμού ενός κόμβου πλήρους αντοχής δεν πρέπει να είναι μικρότερη από την αντοχή κανενός απ τα συνδεόμενα μέλη.
- Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρει τα εντατικά μεγέθη χωρίς να αναπτύσσει σημαντικές ροπές.
- Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος θα πρέπει να είναι σε θέση να εκδηλώσει τις στροφές που προκύπτουν απ τα φορτία σχεδιασμού.
- Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως ονομαστικά αρθρωτός αν η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης $M_{j,Rd}$ δεν είναι μεγαλύτερη απ το 0,25 φορές την αντοχή σχεδιασμού σε ροπή που απαιτείται για έναν κόμβο πλήρους αντοχής, με την προϋπόθεση ότι διαθέτει επιπλέον επαρκή στροφική ικανότητα.
- Ένας κόμβος ο οποίος δεν πληρεί τα κριτήρια ενός κόμβου πλήρους αντοχής ή ενός ονομαστικά αρθρωτού κόμβου πρέπει να ταξινομείται ως μερικής αντοχής.

Υπολογισμός της αντοχής των κόμβων

Ο υπολογισμός της αντοχής ενός κόμβου είναι γενικά δυσχερές. Μπορεί να βασίζεται σε επαρκή πειραματικά αποτελέσματα. Μπορεί επίσης να γίνεται με αριθμητικές αναλύσεις βασιζόμενες στα πεπερασμένα στοιχεία ή αναλυτικά προσομοιώματα τα οποία έχουν βαθμονομηθεί με βάση πειραματικά δεδομένα. Τα αναλυτικά προσομοιώματα είναι κατά κανόνα η μοναδική λύση στα συνήθη έργα.

Η μέθοδος των συστατικών μερών

Για τον υπολογισμό της αντοχής και της δυσκαμψίας ενός κόμβου, ο τελευταίος θεωρείται ότι αποτελείται από περισσότερα στοιχεία (συστατικά μέρη) καθένα από τα οποία συμβάλλει στη δυσκαμψία του κόμβου αλλά περιορίζει επίσης την αντοχή του. Με βάση τις επιμέρους αντοχές των συστατικών μερών προσδιορίζονται οι μέγιστες δυνάμεις που είναι δυνατόν να αναπτυχθούν στον κόμβο και επομένως και η ροπή της αντοχής του.

5.2 Έλεγχοι Συνδέσεων

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών του υπό μελέτη κτιρίου πραγματοποιήθηκε με χρήση του υποπρογράμματος Fespa Συνδέσεων. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει τη δυνατότητα της διαστασιολόγησης ενός συνόλου διαφορετικών κόμβων σε μια ενιαία εργασία. Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των συνδέσεων οι οποίες θα ελεγχθούν. Στο πρόγραμμα υπάρχει μια σύνδεση πάντοτε επιλεγμένη και οι ενέργειες ορισμού μελών και δυνάμεων καθώς και λεπτομερειών αφορούν τη συγκεκριμένη σύνδεση. Ανάλογα με τον τύπο της ενεργής σύνδεσης ενεργοποιούνται και τα σχετικά παράθυρα διαλόγου. Οι λεπτομέρειες κάθε σύνδεσης εμφανίζονται στην περιοχή σχεδίου σε διαφορετικές όψεις και σε κλίμακα, έτσι ώστε να υπάρχει και η γραφική απεικόνιση των δεδομένων. Κάθε αλλαγή σε διατομές, κοχλίες, αποστάσεις επηρεάζει το σχέδιο και απεικονίζεται σε αυτό.

Για κάθε κόμβο αρχικά ορίστηκε ο τύπος του (πχ. δοκός σε υποστύλωμα, ή έδραση υποστυλώματος κτλ.) Στην συνέχεια καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη των μελών στη θέση του κόμβου. Το επόμενο βήμα ήταν ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης, δηλαδή πλάκες συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις κτλ. Όταν

ολοκληρώθηκε η εισαγωγή των δεδομένων της σύνδεσης έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον κανονισμό και παράχθηκε η αναφορά.

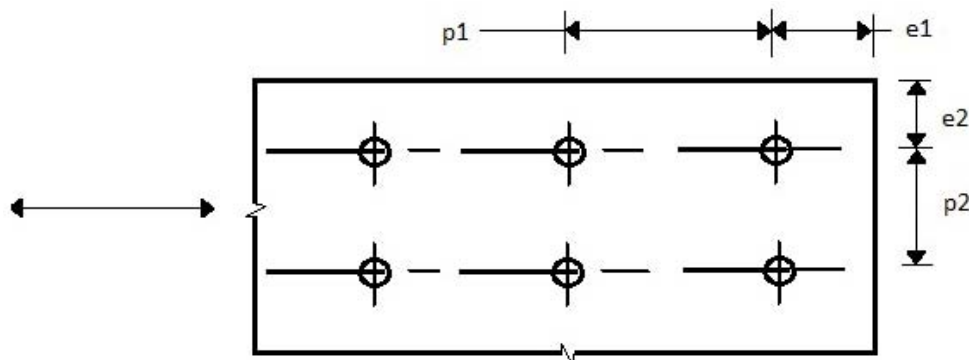
Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τους κανονισμούς που αφορούν στον έλεγχο των συνδέσεων των μεταλλικών κατασκευών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες με βάση τους οποίους έγιναν οι έλεγχοι.

Αποστάσεις και κενά	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές η διαβρωτικές συνθήκες	Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές η διαβρωτικές συνθήκες
e1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
e2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
p1	$2,2d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$
p2	$1,4d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$

Πίνακας 5.1: Ελάχιστα και μέγιστα αποστάσεων μέσω συνδέσεως

Συμβολισμοί για τις αποστάσεις των μέσω συνδέσεως



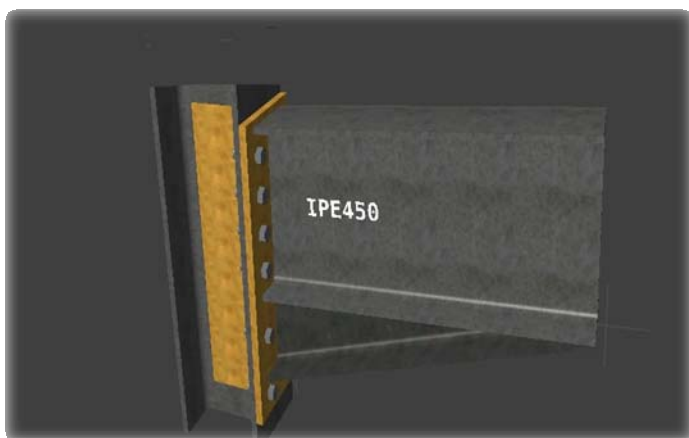
Σχήμα 5.1 : Αποστάσεις μέσω σύνδεσης

Ποιότητα κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{vb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	240	300	480	640	900
$f_{ub} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	400	500	600	800	1000

Πίνακας 5.2: Ποιότητες κοχλιών και μηχανικά χαρακτηριστικά

Διάμετροι οπώνM12-M14 $d_0 = d + 1\text{mm}$ M16-M24 $d_0 = d + 2\text{mm}$ M27-M36 $d_0 = d + 3\text{mm}$

Στο υποκεφάλαιο αυτό θα παρατεθούν ενδεικτικά οι επιλύσεις των πέντε διαφορετικών ειδών συνδέσεων μεταλλικών μελών που θα συναντήσουμε. Η επίλυση των συνδέσεων έγινε με τις μέγιστες εντάσεις που υπάρχουν στο κτίριο για κάθε είδος σύνδεσης, και κάθε σύνδεση παρακάτω θα είναι η σύνδεση που θα πραγματοποιηθεί σε όλες τις αντίστοιχες συνδέσεις του κτιρίου, για θέματα βελτιστοποίησης, πρακτικότητας και τυποποίησης.

Σύνδεση δοκού σε Υποστύλωμα [K8-Δ4.20]

Η σύνδεση δοκού σε υποστύλωμα ανήκει στην κατηγορία των συνδέσεων ροπής, οπότε με χρήση του προγράμματος Fespa κάνουμε επίλυση της σύνδεσης, η οποία αποτελείται από τους παρακάτω ελέγχους.

Αντοχή σε ροπή :

Η αντοχή σε σύνδεσης προκύπτει από την αντοχή των επιμέρους βασικών στοιχείων που την αποτελούν:

- Κορμός στύλου σε τέμνουσα (F_t, v, w_p)
- Κορμός στύλου σε θλίψη (F_t, c, w_c)
- Κορμός στύλου σε εφελκυσμό (F_t, t, w_c)
- Πέλμα στύλου σε κάμψη (Βραχύ T) (F_t, t, f_c)
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη (Βραχύ T) (F_t, t, e_p)
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη (F_t, c, f_b)
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (F_t, t, w_b)

- Έλεγχος βραχέων T ανεξάρτητα αλλά και σε ομάδες, όπου εξετάζονται 3 πιθανοί τρόποι αστοχίας
 - Αστοχία πέλματος βραχέως T
 - Αστοχία των κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία του πέλματος
 - Αστοχία κοχλιών
- Αντοχή κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία της μετωπικής πλάκας σε σύνθλιψη άντυγας

Αντοχή σε τέμνουσα :

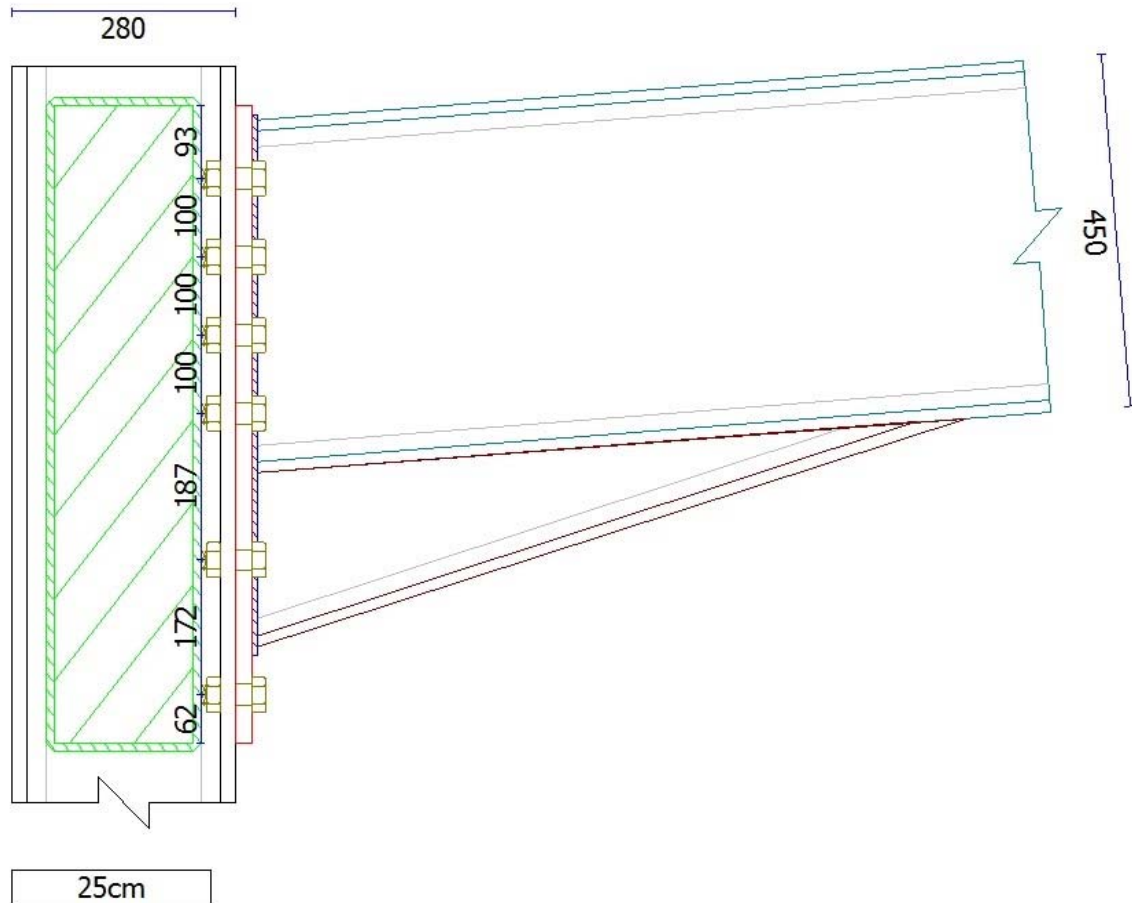
Η αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει ύστερα απ τους παρακάτω ελέγχους :

- Αντοχή κοχλιών σε τέμνουσα
- Αντοχή των ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας

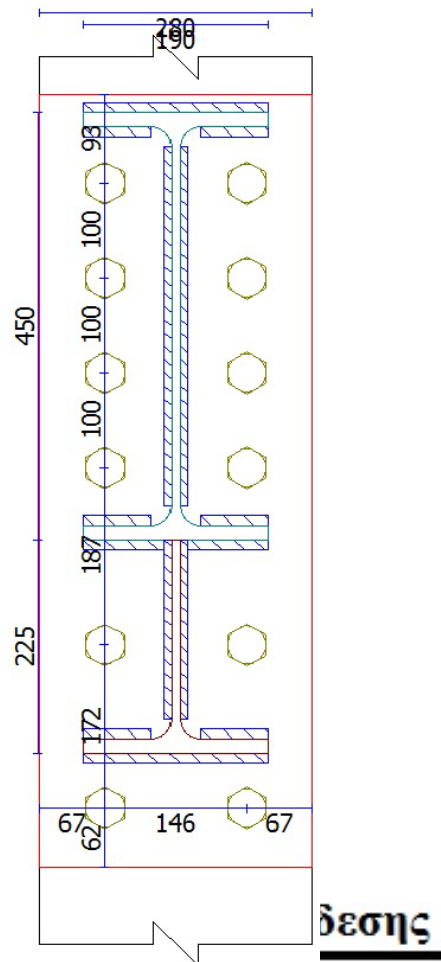
Από κάθε σειρά κοχλιών προκύπτει η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα, με βάση τους παραπάνω ελέγχους. Άρα η συνολική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει από το άθροισμα των αντοχών όλων των σειρών κοχλιών της σύνδεσης.

Δυσκαμψία σύνδεσης :

Η διαδικασία που ακολουθείται περιγράφεται στο παράρτημα J του EC-3, στην παράγραφο 4. Η στρωφική δυσκαμψία του κόμβου προσδιορίζεται από την ευκαμψία των βασικών στοιχείων, μέσω του ελαστικού συντελεστή δυσκαμψίας k.



Όψη σύνδεσης



25cm

Δεδομένα σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 280
Υψος διατομής [h]	280,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	280,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	10,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	18,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	24,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE 450
Υψος διατομής [h]	450,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	190,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	9,40 mm
Πάχος πέλματος [tf]	14,60 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	21,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Μετωπική πλάκα

Πλάτος πλάκας	280,00 mm
Υψος πλάκας	814,00 mm
Πάχος πλάκας	21,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	7,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	11,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Ενίσχυση κάτω πέλματος

Υψος κάτω	225,00 mm
Πάχος κορμού	9,40 mm
Μήκος πέλματος	190,00 mm
Πάχος πέλματος	14,60 mm
Μήκος κάτω	900,00 m
Ποιότητα υλικού	S235

Ενίσχυση κορμού υποστυλώματος

Πλάτος πλάκας ενίσχυσης	166,30 mm
Πάχος πλάκας ενίσχυσης	10,50 mm
Πάχος συγκόλλησης ενίσχυσης	10,50 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Δεδομένα κοχλιών

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [f_u]	800 MPa
Όριο διαρροής [f_y]	640 MPa
Όνομασία κοχλία [/]	M27
Διάμετρος κοχλία [D]	27,00 mm
Ανοχή κοχλία [d_0]	3,00 mm
Επιφάνεια [A_s]	573,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [A_n]	459,00 mm ²

Αναλυση αντοχής κρίσιμης φόρτισης

Γενικά στοιχεία υπολογισμών

Στοιχεία διάτμησης και θλίψης των μελών της σύνδεσης

a/a	Σύμβολο	Περιγραφή	Τιμή Μονάδος
1	$V_{wp,Rd}$	Κορμός σύλου σε διάτμηση	753,0 kN
2	$b_{eff,c,wc}$	Συν. μήκος θλίψης κορμού σύλου	0,281 m
3	ω	Συν. αλληλεπίδρασης με διάτμηση κορμού σύλου	0,68
4	λ_p	Λυγνρότητα κορμού σύλου	0,36
5	ρ	Συντελεστής λυγισμού κορμού σύλου	1,00
6	$F_{c,wc,Rd}$	Κορμός σύλου σε θλίψη	937,2 kN
7	$M_{b,Rd}$	Πέλμα δοκού σε θλίψη	1607,4 kNm
8	$F_{c,fb,Rd}$	Κορμός δοκού σε θλίψη	2434,0 kN

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

Σειρά	Lim_Ft				MIN_lim_Ft			
	,v,wp (KN)	,c,wc (KN)	,c,fb (KN)	,t,fc (KN)	,t,wc (KN)	,t,ep (KN)	,t,wb (KN)	F _{t,Rd} (KN)
1	753,0	937,2	2434,0	390,6	932,3	430,4	826,8	390,6
2	362,4	546,6	2043,4	62,6	558,2	230,1	408,2	62,6
3	299,9	484,1	1980,8	156,8	606,6	280,7	379,2	156,8
4	143,0	327,2	1824,0	225,0	534,2	261,1	381,1	143,0
5	0,0	184,2	1680,9	363,5	442,2	410,4	718,5	0,0
6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Αντοχή κρίσιμης φόρτισης

Εντατικά μεγέθη αντοχής σύνδεσης

$$M_{j,Rd} = -366,6 \text{ (kNm)} \quad , \quad m_j = 0,82 < 1$$

$$V_{j,Rd} = 2192,7 \text{ (kN)} \quad , \quad v_j = 0,04 < 1$$

Δυσκαμψία κρίσιμης φόρτισης

Ταξινόμηση κόμβου

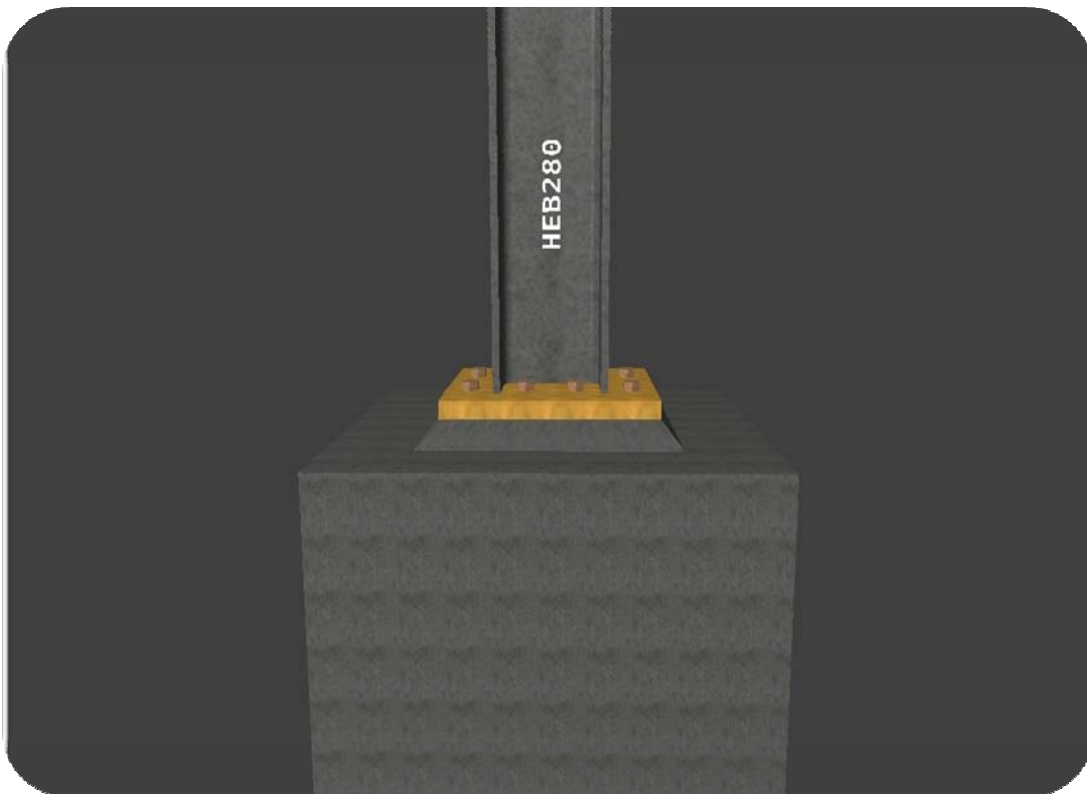
$S_{j,ini}/(EI/L)$	=45.96 > 25 (Περιοχή 1 : Άκαμπτος κόμβος)
$S_{j,ini}$	=279165 kNm/rad
μ	=1,72
S_j	=161935 kNm/rad

Ενισχυτικά μέτρα που πάρθηκαν :

- Τοποθέτηση ενίσχυσης κάτω πέλματος δοκού (Αύξηση του μοχλοβραχίονα)
- Τοποθέτηση πλάκας ενίσχυσης στον κορμό του υποστυλώματος (Αύξηση της στροφικής δυσκαμψίας του κόμβου)

Έδραση Υποστυλώματος [K8]

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι συνδέσεις που αφορούν την έδραση υποστυλωμάτων σε θεμέλια από οπλισμένο σκυρόδεμα.

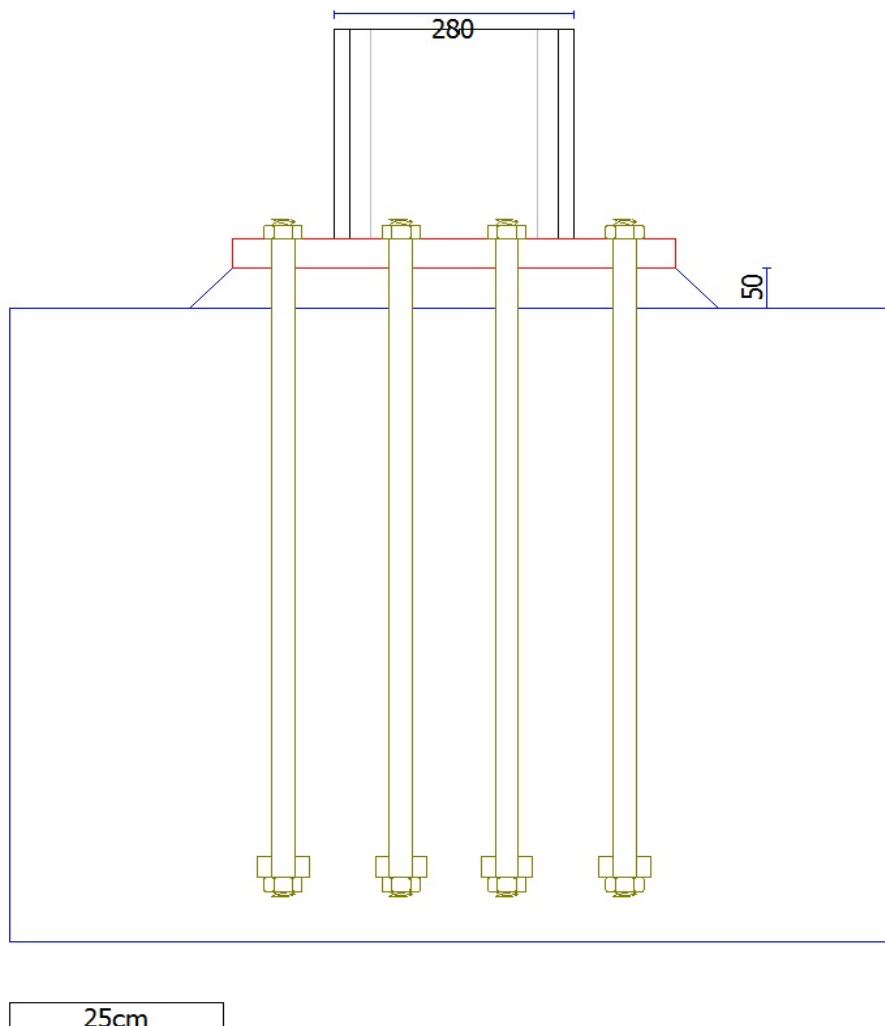


Με χρήση του προγράμματος Fespa κάναμε τους παρακάτω ελέγχους:

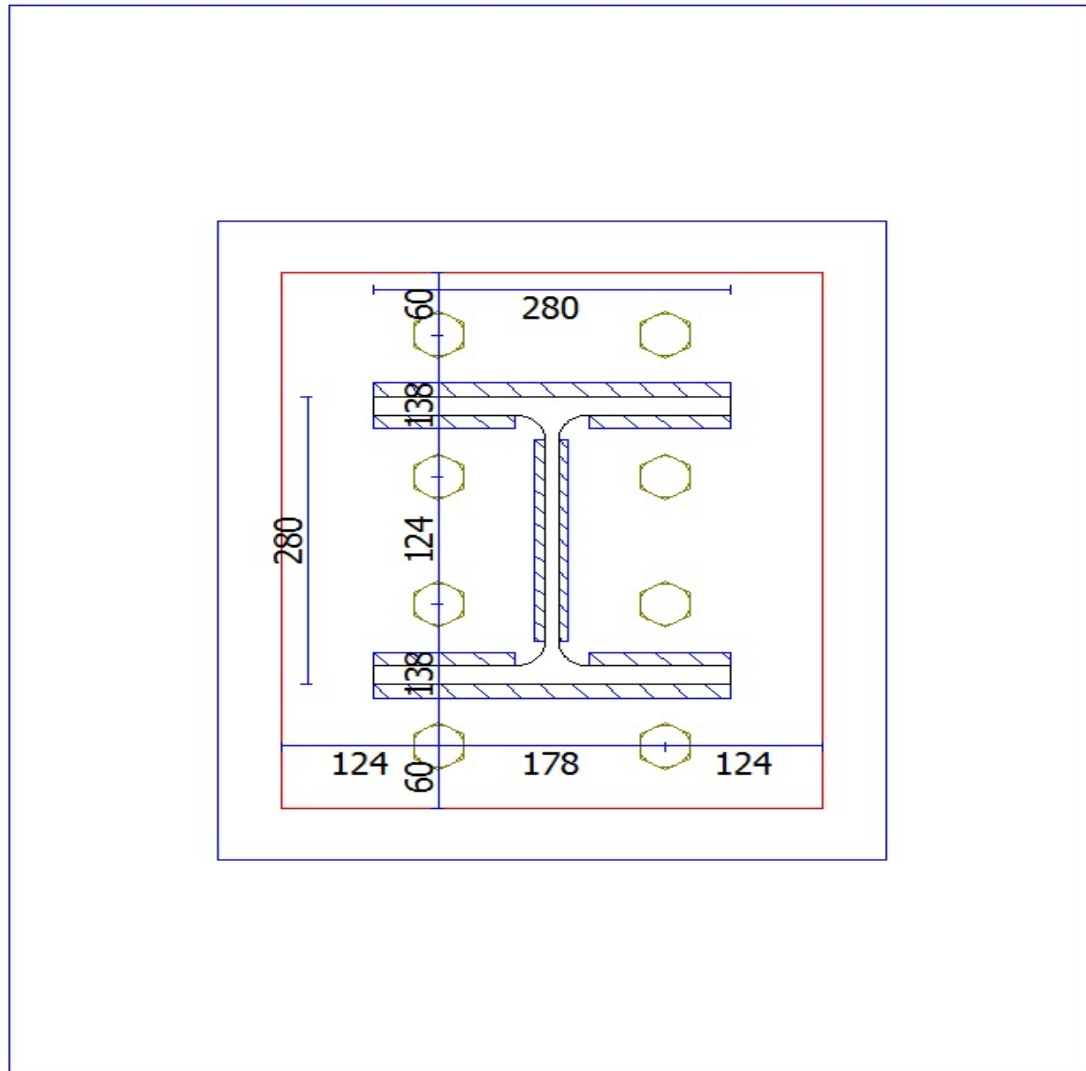
- Αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη
- Αντοχή αγκυρίων σε εφελκυσμό
- Αντοχή της πλάκας έδρασης σε κάμψη
- Πέλμα και κορμός στύλου σε θλίψη

- Κορμός στύλου σε εφελκυσμό
- Αντοχή των συγκολλήσεων
- Αντοχή σε τέμνουσα των αγκυρίων
- Αντοχή πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας

Για κάθε σειρά αγκυρίων βρίσκεται η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα από τους παραπάνω ελέγχους, ενώ η τελική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα βρίσκεται από το άθροισμα των αντοχών των επιμέρους σειρών της σύνδεσης.



Όψη σύνδεσης



25cm

Κάτοψη σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Δεδομένα σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής
 Ύψος διατομής [h]
 Πλάτος πέλματος [b]
 Πάχος κορμού [tw]
 Πάχος πέλματος [tf]
 Ακτίνα στρογγύλευσης [r]
 Ποιότητα υλικού

HEB 280
 280,00 mm
 280,00 mm
 10,50 mm
 18,00 mm
 24,00 mm
 S235

Στοιχεία πλάκας έδρασης

Μήκος πλάκας	426,00 mm
Πλάτος πλάκας	520,00 mm
Πάχος πλάκας	36,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	8,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	13,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Στοιχεία βάσης έδρασης

Μήκος βάσης έδρασης	852,00 mm
Πλάτος βάσης έδρασης	1040,00 mm
Υψος βάσης έδρασης	800,00 mm
Ανύψωση βάσης έδρασης	50,00 mm
Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25

Δεδομένα αγκυρίων

Ποιότητα αγκυρίων	S 8.8
Εφελκυστική αντοχή [f_u]	800 MPa
Όριο διαρροής [f_y]	640 MPa
Όνομασία αγκυρίου [I]	M27
Διάμετρος αγκυρίου [D]	27,00 mm
Ανοχή αγκυρίου [d_0]	3,00 mm
Επιφάνεια [A_s]	573,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [A_n]	459,00 mm ²

Ανάλυση αντοχής κρίσιμης φόρτισης

Γενικά στοιχεία υπολογισμών

Στοιχεία διάτμησης και θλίψης των μελών της σύνδεσης

a/a	Σύμβολο	Περιγραφή	Τιμή Μονάδος
1	$V_{wp,Rd}$	Κορμός σύλου σε διάτμηση	0,0 kN
2	$b_{eff,c,wc}$	Συν. μήκος θλίψης κορμού σύλου	0,000 m
3	ω	Συν. αλληλεπίδρασης με διάτμηση κορμού σύλου	0,00
4	λ_p	Λυγνρότητα κορμού σύλου	0,00
5	ρ	Συντελεστής λυγισμού κορμού σύλου	0,00
6	$F_{c,wc,Rd}$	Κορμός σύλου σε θλίψη	1296,4 kN

Συεργαζόμενο μήκος l_{eff}

Σειρά Κοχλιών	Μεμονωμένη σειρά		Πλάκα έδρασης		Μέλος ομάδας	
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]
1	0,285	0,213	0,213	0,213	0,000	0,000
2	0,469	0,620	0,469	0,620	0,366	0,458
3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων T μεμονωμένης σειράς για κάθε μηχανισμό αστοχίας

Σειρά Κοχλιών	Πλάκα έδρασης			
	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,ep,Rd}$ [kN]
1	716,1	716,1	528,8	528,8
2	956,8	956,8	528,8	528,8
3	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0

Εφελκυστικές δυνάμεις κορμού βραχέων T μεμονωμένων σειρών

Σειρά Κοχλιών	$b_{eff,t,wc}$ [m]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]
1	0,213	999999,0
2	0,469	1158,1
3	0,000	0,0
4	0,000	0,0

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα μεμονωμένων σειρών

Σειρά Κοχλιών	$F_{t,c,fb}$ [kN]	$F_{t,ep}$ [kN]	$F_{t,wc}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]
1	1375,9	528,8	999999,0	528,8
2	847,1	528,8	1158,1	528,8
3	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0

Υπολογισμός βραχέων T για ομάδες σειρών

Συνεργαζόμενο μήκος l_{eff}

Ομάδα Καχλιών	Πλάκα έδρασης			
	$l_{eff,cp}$ [m]	$l_{eff,nc}$ [m]	$l_{eff,1}$ [m]	$l_{eff,2}$ [m]
1-2				
1-3				
2-3	0,366	0,458	0,366	0,458
1-4				
2-4	0,366	0,458	0,366	0,458
3-4	0,000	0,000	0,000	0,000

Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων T ομάδων σειρών για κάθε μηχανισμό αστοχίας

Ομάδα Καχλιών	Πλάκα έδρασης			
	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,ep,Rd}$ [kN]
1-2				
1-3				
2-3	1490,9	1002,6	1057,5	1002,6
1-4				
2-4	1490,9	1296,3	1586,3	1296,3
3-4	0,0	0,0	1057,5	0,0

Εφελκυστικές δυνάμεις κορμού βραχέων T ομάδων σειρών

Σειρά Καχλιών	Πλάκα έδρασης			
	$b_{eff,L,wc}$ [m]	$F_{L,wc,Rd}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,t,wc}$ [kN]
1-2				
1-3				
2-3	0,366	902,3	473,8	373,5
1-4				
2-4	0,366	902,3	767,6	373,5
3-4	0,000	0,0	0,0	0,0

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

	Lim_F_t		Min_lim_F_t	
Σειρά	,c,fb (KN)	,t,wc (KN)	,t,ep (KN)	F _{t,Rd}
1	1375,9	999,0	528,8	528,8

2	847,1	1158,1	528,8	528,8
3	0,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0

Αντοχή κρίσιμης φόρτισης

Εντατικά μεγέθη αντοχής σύνδεσης

$$N_{j_Rd} = -175,8 \quad , \quad n_j = 0,65$$

$$M_{j_Rd} = 300,1 \quad , \quad m_j = 0,65$$

$$V_{j_Rd} = 1131,6 \quad , \quad v_j = 0,07$$

Δυσκαμψία κρίσιμης φόρτισης

Πίνακας δυσκαμψίας

Συντελεστές δυσκαμψίας κόμβου (mm)

	K13	K15	K16	K_eff	K_C	K_T	z	Kj
	21,17				65,54	21,17	262,0	16,65
Σειρά 2		17,40	2,89	20,28				
Σειρά 1		45,46	2,89	48,34				

Ταξινόμηση κόμβου

$S_{j,ini}/(EI/L)$	=42.4 > 12 (Περιοχή 1 : Άκαμπτος κόμβος)
λ_0	=0,64 < 1,36
$S_{i,ini}$	=228630 kNm/rad
μ	=1,00
S_i	=228630 kNm/rad

Σύνδεση Κεφαλοδοκού επί Υποστυλώματος [K10-Δ16.1]



Η σύνδεση αυτή ανήκει στην κατηγορία των συνδέσεων που δεν μεταφέρουν ροπή (σύνδεση τέμνουσας).

Ο υπολογισμός της γίνεται υπολογίζοντας τις αντοχές όλων των μερών της σύνδεσης και συγκρίνοντας αυτές με τις αντίστοιχες δράσεις που καλούνται να αναλάβουν.

Κατά τη διάρκεια του ελέγχου της σύνδεσης υπολογίζονται οι αντοχές όλων των μερών στο κύριο μέλος

(υποστύλωμα) καθώς και οι αντοχές όλων των μερών στη δοκό.

Η επίλυση της σύνδεσης τέμνουσας δοκού με υποστύλωμα θα γίνει με το πρόγραμμα Fespa , το οποίο χρησιμοποιήσαμε σε όλο το εύρος της διπλωματικής αυτής, ενώ οι έλεγχοι που απαιτούνται και γίνονται στο κύριο μέλος (υποστύλωμα) είναι :

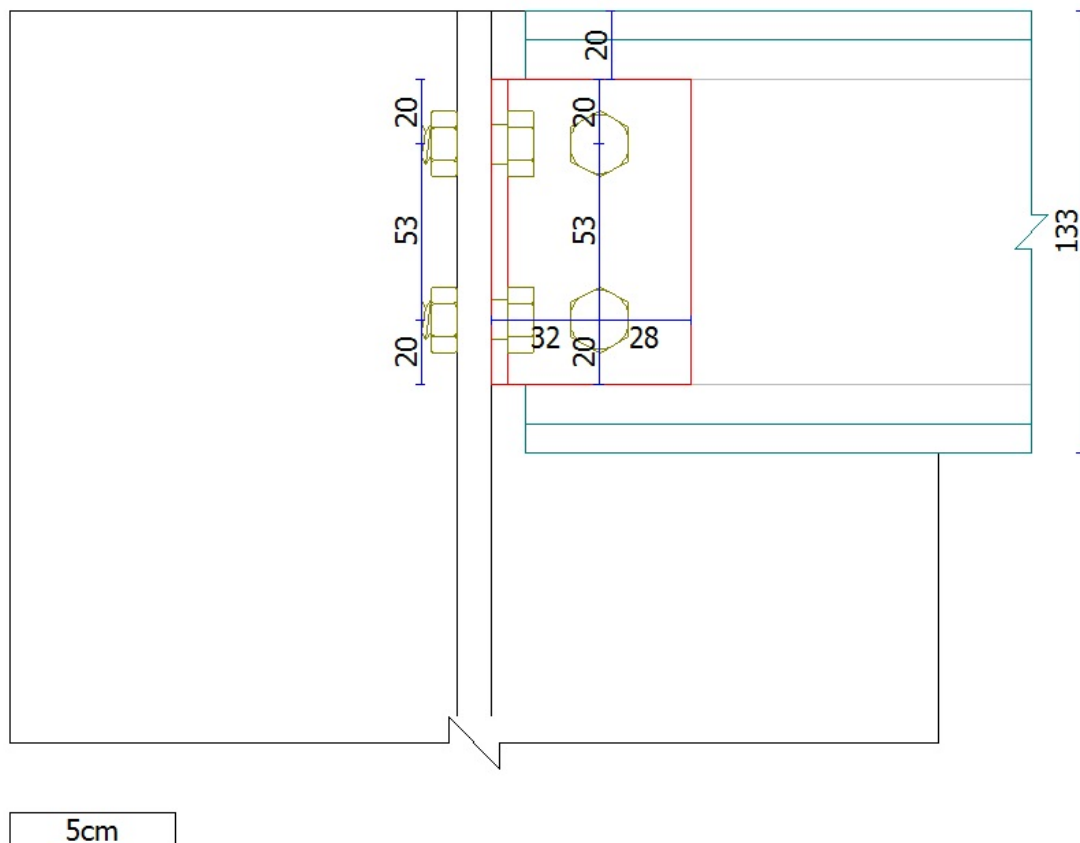
- Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή του κορμού υποστυλώματος σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε απόσχιση

Και για το δευτερεύον μέλος (δοκό) οι απαιτούμενοι έλεγχοι είναι:

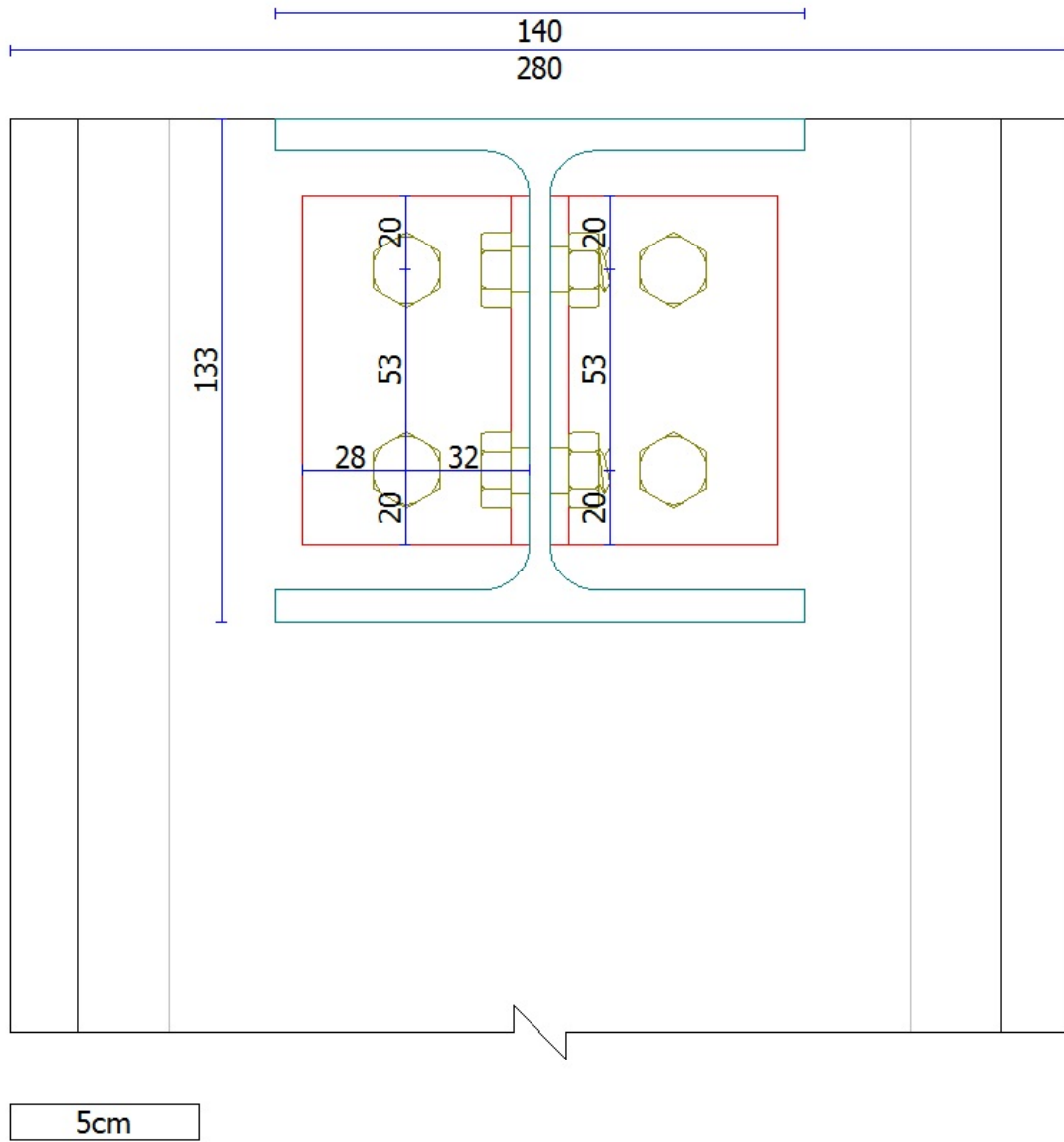
- Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε απόσχιση
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση και σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή της δοκού σε διάτμηση και σε σύνθλιψη άντυγας

Επίσης για τον υπολογισμό της αντοχής των γωνιακών ελασμάτων σε κάμψη και διάτμηση, χρησιμοποιούνται οι τύποι που προβλέπονται από τον EC3, στους οποίους λαμβάνεται υπόψη η απομείωση της επιφάνειας της διατομής, λόγω της ύπαρξης των οπών.

Αντίστοιχα γίνεται έλεγχος σε κάμψη και σε διάτμηση της δοκού, λαμβάνοντας και εδώ υπόψη την απομείωση της διατομής λόγω της ύπαρξης οπών.



Όψη Α σύνδεσης



Όψη Β σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης**Δεδομένα σύνδεσης****Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος**

Όνομα διατομής	HEB 280
Υψος διατομής [h]	280,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	280,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	10,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	18,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	24,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	HEA 140
Υψος διατομής [h]	133,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	140,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	8,50 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	12,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Δεδομένα Γωνιακού

Όνομα διατομής	6
Υψος διατομής [h]	60,00 mm
Πάχος κορμού [t]	5,00 mm
Επιφάνεια [A]	5,82 cm ²
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	12,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Στοιχεία Τοποθέτησης Γωνιακού Σύνδεσης

Μήκος γωνιακού [L]	92,00 mm
Ανοχή γωνιακού [a]	10,00 mm
Κατακόρυφη θέση [v]	20,50 mm

Δεδομένα κοχλιών (επί του υποστυλώματος)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M12
Διάμετρος κοχλία [D]	12,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	1,00 mm
Επιφάνεια [As]	113,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	84,30 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	20
Καθετη απόσταση [p1]	53
Απόσταση από άκρο [e2]	28
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

Δεδομένα κοχλιών (επί της δοκού)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M12
Διάμετρος κοχλία [D]	12,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	1,00 mm
Επιφάνεια [As]	113,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	84,30 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	20
Καθετη απόσταση [p1]	53
Απόσταση από άκρο [e2]	28
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

Ελεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

Εφαρμοζόμενη τέμνουσα κοχλία:	$F_{v,Ed} = 0,29 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,c,Rd} = 32,33 \text{ kN} \geq 0,29 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού:	$F_{b,Lc,Rd} = 21,60 \text{ kN} \geq 0,29 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους:	$F_{b,c,Rd} = 90,72 \text{ kN} \geq 0,29 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lc,Rd} = 102,15 \text{ kN} \geq 1,14 \text{ kN}$

Ελεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγόμενη Ροπή (λόγω εκκεντρότητας):	$M_{Ed} = 0,04 \text{ kNm}$
Μέγιστη εφαρμοζόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed} = 0,57 \text{ kN}$
Μέγιστη εφαρμοζόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed} = 0,89 \text{ kN}$
Μέγιστη εφαρμοζόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed} = 1,06 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,b,Rd} = 64,74 \text{ kN} \geq 1,06 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα):	$F_{by,Lb,Rd} = 21,60 \text{ kN} \geq 0,57 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (οριζόντια):	$F_{bx,Lb,Rd} = 30,46 \text{ kN} \geq 0,89 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (κατακόρυφα):	$F_{by,b,Rd} = 47,52 \text{ kN} \geq 0,57 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (οριζόντια):	$F_{bx,b,Rd} = 27,42 \text{ kN} \geq 0,89 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):	$V_{pl,L,Rd} = 124,82 \text{ kN} \geq 1,14 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):	$M_{pl,L,Rd} = 4,16 \text{ kNm} \geq 0,04 \text{ kNm}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lb,Rd} = 102,15 \text{ kN} \geq 1,14 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε διάτμηση:	$V_{pl,b,Rd} = 137,31 \text{ kN} \geq 1,14 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε κάμψη:	$M_{pl,b,Rd} = 40,77 \text{ kNm} \geq 0,04 \text{ kNm}$
Αντοχή δοκού σε απόσχιση:	$V_{eff,2,b,Rd} = 67,52 \text{ kN} \geq 1,14 \text{ kN}$

Σύνδεση δοκού με δοκό (κορφιάς)[Δ2.10-Δ2.11]

Η σύνδεση δοκού με δοκό (κορφιάς) ανήκει στην κατηγορία των συνδέσεων ροπής, οπότε με χρήση του προγράμματος Fespa κάνουμε επίλυση της σύνδεσης, η οποία αποτελείται απ τους παρακάτω ελέγχους.

Αντοχή σε ροπή :

Η αντοχή σε σύνδεσης προκύπτει από την αντοχή των επιμέρους βασικών στοιχείων που την αποτελούν:

- Κορμός δοκού σε τέμνουσα (F_t, v, w_p)
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη (Βραχύ T) (F_t, t, e_p)
- Κορμός και πέγμα δοκού σε θλίψη (F_t, c, f_b)
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό (F_t, t, w_b)
- Έλεγχος βραχέων T ανεξάρτητα αλλά και σε ομάδες, όπου εξετάζονται 3 πιθανοί τρόποι αστοχίας
 - Αστοχία πέγματος βραχέως T
 - Αστοχία των κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία του πέγματος
 - Αστοχία κοχλιών
- Αντοχή κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία της μετωπικής πλάκας σε σύνθλιψη άντυγας

Αντοχή σε τέμνουσα :

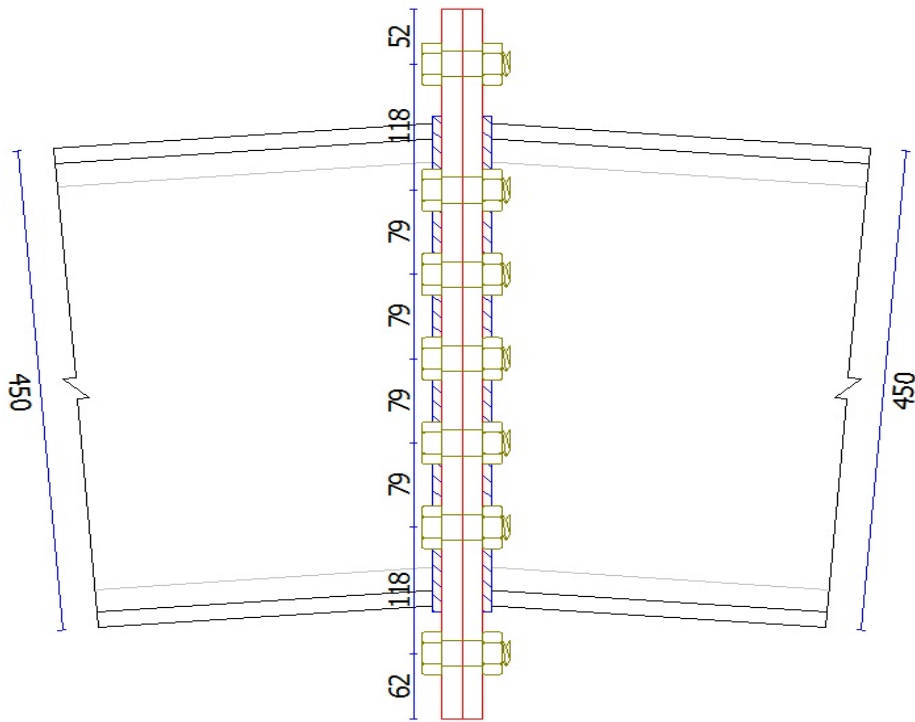
Η αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει ύστερα απ τους παρακάτω ελέγχους :

- Αντοχή κοχλιών σε τέμνουσα
- Αντοχή των ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας

Από κάθε σειρά κοχλιών προκύπτει η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα, με βάση τους παραπάνω ελέγχους. Άρα η συνολική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει από το άθροισμα των αντοχών όλων των σειρών κοχλιών της σύνδεσης.

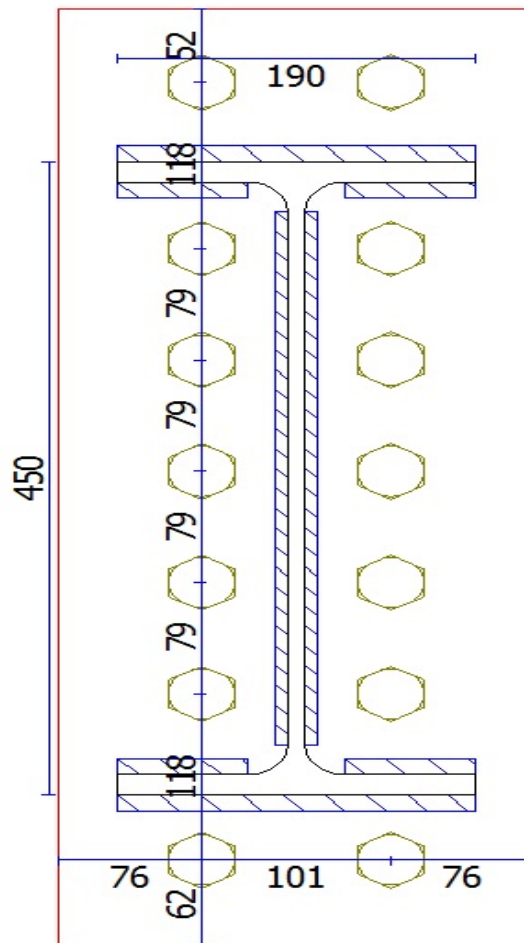
Δυσκαμψία σύνδεσης :

Η διαδικασία που ακολουθείται περιγράφεται στο παράρτημα J του EC-3, στην παράγραφο 4. Η στρωφική δυσκαμψία του κόμβου προσδιορίζεται από την ευκαμψία των βασικών στοιχείων, μέσω του ελαστικού συντελεστή δυσκαμψίας k .



10cm

Όψη σύνδεσης (κορφιά)



Τομή σύνδεσης
(κορφιά)

10cm

Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Δεδομένα σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE 450
Υψος διατομής [h]	450,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	190,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	9,40 mm
Πάχος πέλματος [tf]	14,60 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	21,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Μετωπική πλάκα

Πλάτος πλάκας	254,00 mm
Υψος πλάκας	666,00 mm
Πάχος πλάκας	16,00 mm
Πάχος συγκ. κορμού	7,00 mm
Πάχος συγκ. πέλματος	11,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Δεδομένα κοχλιών

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M24
Διάμετρος κοχλία [D]	24,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	452,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	353,00 mm ²

Ανάλυση αντοχής κρίσιμης φόρτισης

Γενικά στοιχεία υπολογισμών

Στοιχεία διάτμησης και θλίψης των μελών της σύνδεσης

α/α	Σύμβολο	Περιγραφή	Τιμή Μονάδας
1	$M_{b,Rd}$	Πέλμα δοκού σε θλίψη	400,0 kNm
2	$F_{c,fb,Rd}$	Κορμός δοκού σε θλίψη	918,6 kN

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

Σειρά	lim_Ft		MIN_lim_Ft	
	,v,wp (kN)	,t,ep (kN)	,t,wb (kN)	F _{t,Rd} (kN)
1	0,0	227,7	999,0	227,7
2	0,0	323,4	525,8	323,4
3	0,0	122,7	297,0	122,7
4	0,0	125,5	226,4	125,5
5	0,0	125,5	223,6	119,4
6	0,0	280,5	436,9	0,0
7	0,0	0,0	0,0	0,0

Εντατικά μεγέθη αντοχής σύνδεσης

M_{j,Rd}=309,6 (kNm) , m_j=0,56

V_{j,Rd}=1869,8 (Kn) , v_j=0,01

*Δυσκαμψία Κόμβου*Πίνακας Δυσκαμψίας

Συντελεστές Δυσκαμψίας Κόμβου (mm)

	k1	k2	k3	k4	k5	k10	k_eff	z_eq	k_eq	kj
								377,8	12,46	12,46
Σειρά 5:					5,36	9,91	2,11			
Σειρά 4:					5,36	9,91	2,11			
Σειρά 3:					5,36	9,91	2,11			
Σειρά 2:					13,69	9,91	4,05			
Σειρά 1:					12,39	9,91	3,81			

Ταξινόμηση κόμβου

S _{j,ini} /(EI/L)	=58,59>25 (Περιοχή 1 : Άκαμπτος κόμβος)
S _{i,ini}	=355860 kNm/rad
μ	=1,00
S _i	=355860 kNm/rad

Σύνδεση διαγωνίου μέλους [Δ167.1-K1-Δ7.1]



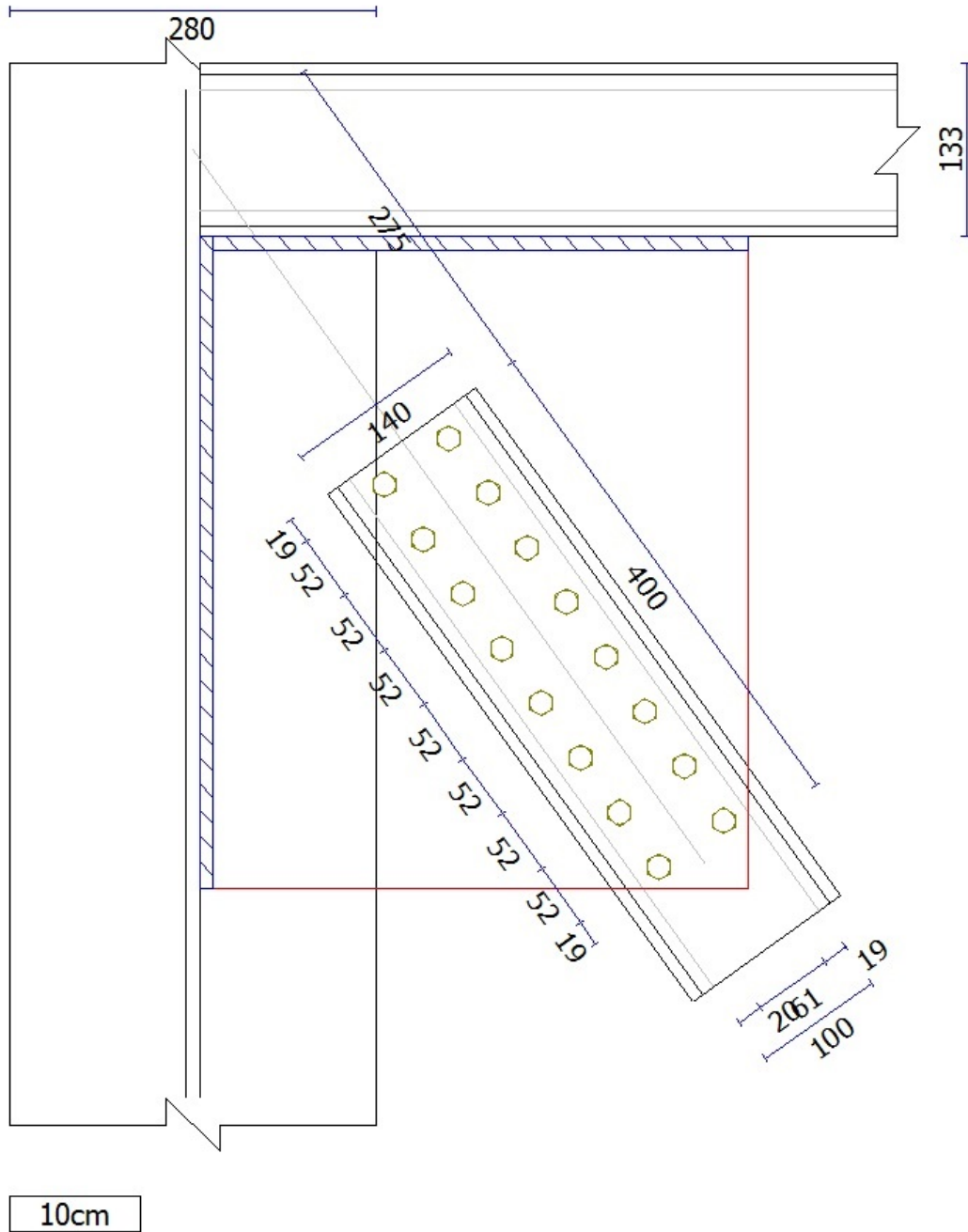
Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι συνδέσεις των εγκάρσιων στοιχείων ακαμψίας ενός μεταλλικού φορέα πάνω σε κόμβο δοκού και υποστυλώματος. Με το πρόγραμμα υπολογίζεται ο παρακάτω τύπος σύνδεσης:

- Κοχλιωτή σύνδεση διαγωνίου μέσω κομβοελάσματος σε κόμβο δοκού υποστυλώματος.

Από το πρόγραμμα γίνονται οι

παρακάτω έλεγχοι για την διαστασιολόγηση της σύνδεσης:

- Έλεγχοι διαγωνίου μέλους
 1. Έλεγχος σε διαρροή
 2. Έλεγχος σε θραύση
 3. Έλεγχος της κοχλίωσης σύνδεσης του διαγωνίου με το κομβοέλασμα
 4. Έλεγχος σε τέμνουσα
 5. Έλεγχος σε διάτμηση
 6. Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας διαγωνίου
 7. Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας κομβοελάσματος
 8. Έλεγχος της συγκόλλησης σύνδεσης κομβοελάσματος με δοκό και υποστύλωμα



Όψη σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Δεδομένα σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία διαγωνίου μέλους

Όνομα διατομής	UPN 140
Ποιότητα υλικού	S235

Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB 280
Υψος διατομής [h]	280,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	280,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	10,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	18,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	24,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	HEA 140
Υψος διατομής [h]	133,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	140,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5,50 mm
Πάχος πέλματος [tf]	8,50 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	12,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Δεδομένα κοχλιών (επί του διαγωνίου)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M12
Διάμετρος κοχλία [D]	12,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	1,00 mm
Επιφάνεια [As]	113,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	84,30 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	8
Απόσταση από άκρο [e1]	20
Καθετη απόσταση [p1]	52
Απόσταση από άκρο [e2]	20
Οριζόντια απόσταση [p2]	61

Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης διαγωνίου

Μέγιστη Αξονική δύναμη: $N_{Ed} = 33,23 \text{ kN}$

Ελεγχοι Διαγωνίου μέλους

Αντοχή σε διαρροή: $N_{pl,Rd} = 479,40 \text{ kN} \geq 33,23 \text{ kN}$
Αντοχή σε Θραύση: $N_{u,Rd} = 535,10 \text{ kN} \geq 33,23 \text{ kN}$

Ελεγχοι κοχλίωσης

Εφαρμοζόμενη τέμνουσα κοχλία: $F_{v,Ed} = 2,08 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία: $F_{v0,d,Rd} = 32,37 \text{ kN} \geq 2,08 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας διαγωνίου (συνολική): $F_{b,d,Rd} = 30,24 \text{ kN} \geq 2,08 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας ελάσματος: $F_{b,p,Rd} = 64,80 \text{ kN} \geq 2,08 \text{ kN}$

Ελεγχος αντοχής Ελάσματος

Εφαρμοζόμενη οριζόντια δύναμη: $N_{x,Ed} = 19,37 \text{ kN}$
Εφαρμοζόμενη κατακόρυφη δύναμη: $N_{y,Ed} = 27,00 \text{ kN}$
Αντοχή Ελάσματος (οριζόντια): $N_{px,Rd} = 1671,10 \text{ kN} \geq 19,37 \text{ kN}$
Αντοχή Ελάσματος (κατακόρυφα): $N_{py,Rd} = 1561,33 \text{ kN} \geq 27,00 \text{ kN}$
Αντοχή Ελάσματος (συνολική): $N_{p,Rd} = 1921,42 \text{ kN} \geq 33,23 \text{ kN}$

Ελεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Ελάσματος-Δοκού/Στύλου

Εφαρμοζόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης): $M_{w,Ed} = 1,19 \text{ kNm}$
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Ελάσματος-Δοκού: $\sigma_{w,b} = 2,3 \text{ MPa}$
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Ελάσματος-Στύλου: $\sigma_{w,c} = 2,3 \text{ MPa}$
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Ελάσματος-Δοκού: $f_{vw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 2,3 \text{ MPa}$
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Ελάσματος-Στύλου: $f_{vw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 2,3 \text{ MPa}$
Αντοχή συγκόλλησης (Συνολική): $N_{w,Rd} = 2994,55 \text{ kN} \geq 33,23 \text{ kN}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Συμπεράσματα

Με το πέρας της παρούσης διπλωματικής εργασίας, έγινε ξεκάθαρο ότι αυτή δεν θα υλοποιούνταν αν δεν συνδυάζονταν οι πολλές -και σε διαφορετικούς τομείς- θεωρητικές γνώσεις που αποκτήθηκαν κατά τη διάρκεια φοίτησης στη σχολή πολιτικών μηχανικών. Εκτός όμως από την εφαρμογή των διαφόρων γνώσεων για την επίλυση των ζητημάτων, απαραίτητη ήταν και η κριτική

ικανότητα από τον συντάκτη της εργασίας, όπου αυτό χρειάστηκε. Μετά από όλα αυτά, μπορώ να πω ότι δημιουργήθηκε μια συνοχή στην πορεία του σχεδιασμού, της ανάλυσης και της διαστασιολόγησης ενός μεταλλικού μονώροφου κτιρίου, που αντικατοπτρίζει με μεγάλη ευκρίνεια το επάγγελμα του πολιτικού μηχανικού.

Τα συμπεράσματα που εξήχθησαν από την εργασία αυτή συνοψίζονται ως εξής:

- ☛ Ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός μονώροφου εμπορικού μεταλλικού κτιρίου γίνεται τόσο με βάση την επάρκειά του σε καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, όσο και με γνώμονα την απαίτηση να αποτελεί μια λειτουργική μονάδα για την ικανοποίηση των αναγκών για τις οποίες κατασκευάζεται.
- ☛ Τα μεταλλικά κτίρια μπορούν να κατασκευάζονται σε μία αρκετά σύντομη χρονική περίοδο λόγω της τυποποίησης των διατομών και του υψηλού ποσοστού προκατασκευής των μελών τους.
- ☛ Η μεγάλη ολκιμότητα του χάλυβα έχει σαν αποτέλεσμα την πολύ καλή απόκριση σε συνθήκες σεισμού.
- ☛ Η ανεμοπίεση είναι τις περισσότερες φορές η κύρια καταπόνηση για τις διατομές των μελών των μεταλλικών κτιρίων, λόγω των μεγάλων επιφανειών φορτίσεως που αυτά διαθέτουν.
- ☛ Η τοποθέτηση των συνδέσμων δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση X είναι καθοριστικής σημασίας για την παραλαβή των φορτίων του ανέμου, ενώ κατά τη διεύθυνση Y, η πλαισιακή λειτουργία του φορέα είναι αρκετή για να παραλάβει τα φορτία αυτά.
- ☛ Από την ιδιομορφική ανάλυση του φορέα, με την εφαρμογή των σεισμικών δράσεων καταφέραμε να πετύχουμε την επιδιωκόμενη συμμετοχή (90%) των ιδιομορφιών μαζών, όπως απαιτείται από τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Τέλος, θα ήθελα να τονίσω ότι μέσω του στατικού προγράμματος FESPA MASTER 10, προσφέρθηκε η εκπαίδευση και η εμπάθυνση στη φιλοσοφία του σχεδιασμού και της ανάλυσης ενός μεταλλικού κτιρίου βάσει των αναγκών και της λειτουργίας του. Η εισαγωγή των μελών του φορέα στο πρόγραμμα και η προσομοίωση των στοιχείων αυτών έτσι ώστε να ανταποκρίνονται κατά το δυνατό στην πραγματική υπόσταση του έργου, έδωσε τη δυνατότητα μιας πρακτικής εφαρμογής των θεωρητικών γνώσεων που έλαβα κατά τη διάρκεια των σπουδών μου στην Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ι.Κ Βάγιας «Σιδηρές κατασκευές , Ανάλυση και Διαστασιολόγηση» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Ερμόπουλος Ι, 2^η έκδοση 2005. «Ευρωκώδικας 1» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ευρωκώδικας 0 «Βάση σχεδιασμού» (ENV 1990-1-1)
7. Ευρωκώδικας 1 «Βάση Μελέτης και δράσεων στις κατασκευές» Μέρος 1-1 Βάσεις Σχεδιασμού CEN, EN 1991-1-1, 2002
8. Ευρωκώδικας 3 Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα» , Μέρος 1-1 Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτίρια CEN ENV 1993-1-1, 2005
9. FESPA for Windows – Το επίσημο εγχειρίδιο αναφοράς, LH Λογισμική, 1998
10. FESPA 4 for Windows – Πρόσθετες οδηγίες χρήσης , LH Λογισμική, 2005
11. «Ελληνικός αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ) – Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π, 2001
12. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., «Σιδηρές κατασκευές», Τόμος Ι, Κλειδάριθμος 1997