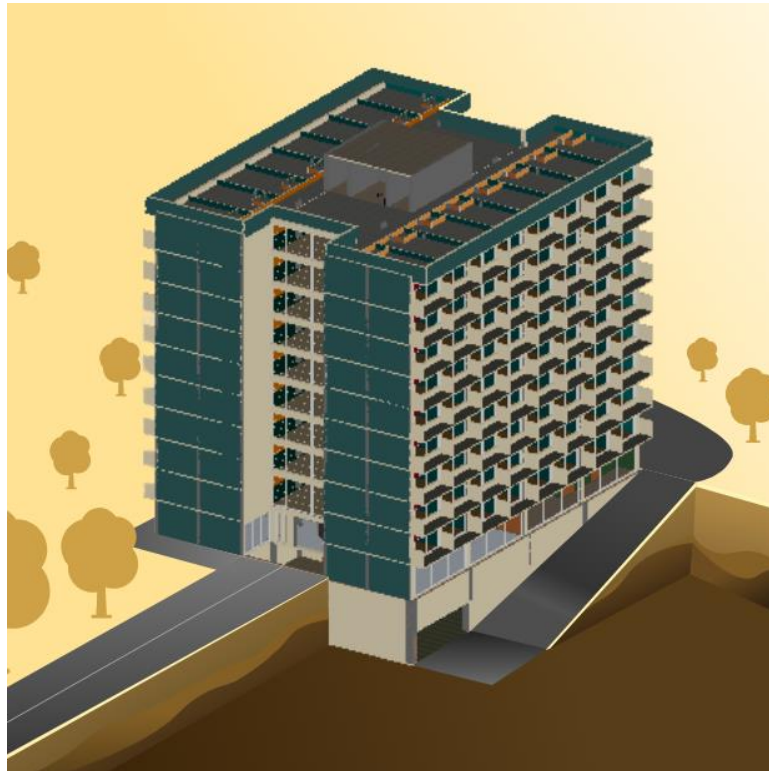




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός και Στατική
Μελέτη 10-όροφου Σύμμικτου κτιρίου
Φοιτητικής Εστίας



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αναστασία Γεωργίου

Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ

Αθήνα, Μάρτιος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021/13

Αναστασία Γεωργίου (2021)
Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός και Στατική Μελέτη 10-όροφου Σύμμικτου κτιρίου
Φοιτητικής Εστίας
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/13
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Anastasia Georgiou (2021)
Architectural Design and Static Design of a 10-storey Blended Building of a
Student Dormitory
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021/13
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	5
Abstract	6
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή.....	8
1.1 Γενικά	8
1.2 Παρουσίαση της αρχιτεκτονικής πρότασης και της κατασκευής.....	8
1.2.1 Αρχιτεκτονική πρόταση	8
1.2.2 Περιγραφή του στατικού φορέα.....	8
1.2.3 Ανέγερση.....	9
1.3 Νομικό Πλαίσιο	9
1.4 Υλικά του κτιρίου	10
1.4.1 Υλικά πλήρωσης	10
1.4.2 Στατικός φορέας.....	10
2 Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός.....	12
2.1 Στόχοι Σχεδιασμού	12
2.2 Κτιριολογικό Πρόγραμμα.....	12
2.2.1 Χωροθέτηση.....	12
2.2.2 Στοιχεία Δόμησης.....	13
2.2.3 Στοιχεία κτιριολογικού προγράμματος	13
2.3 Αρχιτεκτονική μελέτη	14
2.4 Απαιτήσεις (Γ.Ο.Κ)	23
2.5 Βιοκλιματικός σχεδιασμός	23
2.6 Πυροπροστασία	24
2.7 Οικοδομικά στοιχεία.....	24
2.7.1 Δώμα	24
2.7.2 Εξώστες.....	25
2.7.3 Επικαλύψεις δαπέδων	26
2.7.4 Τοιχοποιίες Πλήρωσης.....	27
2.7.5 Επενδύσεις Ορόφων.....	29
3 Φορτία κατασκευής.....	30
3.1 Γενικά	30
3.2 Μόνιμες δράσεις.....	30
3.2.1 Ίδια βάρη στοιχείων του φέροντος οργανισμού.....	31
3.2.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία	32
3.3 Μεταβλητές δράσεις.....	32
3.3.1 Ωφέλιμα φορτία.....	32
3.3.2 Φορτία χιονιού	34
3.3.3 Φορτία ανέμου	37
3.3.4 Ατέλειες.....	40
3.3.5 Σεισμική Δράση	41
3.4 Συνδυασμοί δράσεων	47
3.4.1 Οριακές καταστάσεις σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1	47

3.4.2	Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία	50
4	Στατική ανάλυση.....	51
4.1	Παρουσίαση προγράμματος FESPA-TEKTON.....	51
4.2	Μόρφωση και πρασομοίωση φορέα.....	52
4.2.1	Μέλη στατικού φορέα.....	52
4.2.2	Προσομοίωση μελών φορέα	53
5	Ανάλυση και Διαστασιολόγηση μελών.....	58
5.1	Κατάταξη διατομών.....	58
5.2	Αντοχές διατομών.....	60
5.3	Έλεγχοι Μελών.....	64
5.4	Έλεγχοι βελών [EN 1990 § A1.4.3]	70
5.5	Διαστασιολόγηση σύμμικτων στοιχείων	71
5.5.1	Σύμμικτες πλάκες.....	71
5.5.2	Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών	80
5.6	Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων.....	89
5.7	Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων.....	91
5.8	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών.....	95
6	Αντισεισμικός σχεδιασμός.....	97
6.1	Δυναμική ανάλυση	97
6.2	Διαστασιολόγηση κατά EC8	100
6.2.1	Περιορισμός Βλαβών – Damage Limitation State.....	100
6.2.2	Περιορισμός φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ).....	102
6.2.3	Ικανοτικός σχεδιασμός.....	102
7	Έλεγχος συνδέσεων.....	106
7.1	Εισαγωγή	106
7.2	Έλεγχοι συνδέσεων στην παρούσα εργασία.....	106
7.2.1	Σύνδεση Κατακόρυφου Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας.....	106
7.2.2	Σύνδεση κύριας και δευτερεύουσας δοκού.....	110
7.2.3	Σύνδεση υποστυλώματος και κύριας δοκού	115
7.2.4	Βάσεις υποστυλωμάτων	117
7.2.5	Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλωμάτων καθ' ύψος.....	117
8	Προμέτρηση κατασκευής και Συμπεράσματα	118
8.1	Βάρος κατασκευής.....	118
8.2	Οικονομικά Αποτελέσματα	118
8.3	Συμπεράσματα.....	119
9	Βιβλιογραφία.....	120

Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός και Στατική Μελέτη 10-όροφου Σύμμικτου κτιρίου Φοιτητικής Εστίας

Αναστασία Γεωργίου (Επιβλέπων: Τάσος Αβραάμ)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η σύνθεση, ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση του φέροντα οργανισμού μιας σύγχρονης Φοιτητικής Εστίας στην περιοχή της Πολυτεχνειούπολης του Ε.Μ.Π στον Ζωγράφου, σύμφωνα με την ισχύουσα ελληνική νομοθεσία, τις αντίστοιχες τεχνικές προδιαγραφές και τις διατάξεις του Ευρωκώδικα.

Αρχικά, με στόχο την λειτουργικότητα, την άνεση, την ασφάλεια και την βέλτιστη ποιότητα διαμονής των φοιτητών, διαμορφώθηκαν και σχεδιάστηκαν οι όψεις και οι κατόψεις του κτιρίου. Η αρχιτεκτονική κάτοψη και ο κάναβος του χαλύβδινου φορέα δημιουργήθηκαν και εξελίχθηκαν παράλληλα, ενώ η χωροθέτηση του κτιρίου στο οικοπέδο και η διάρθρωση των εσωτερικών χώρων ακολούθησε τις ισχύουσες προδιαγραφές, ενώ παράλληλα έγινε και βιοκλιματική προσέγγιση.

Συγκεκριμένα, η μελέτη αυτή πραγματοποιήθηκε μέσω του σχεδιασμού ενός 10-όροφου κτιρίου, με φέροντα οργανισμό από χάλυβα και σύμμικτες πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα και με 2 υπόγεια αποκλειστικά από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας ο σχεδιασμός της κατασκευής έγινε με τέτοιο τρόπο, ώστε τα πλαίσια να λειτουργούν ως πλαίσια παραλαβής ροπών κατά την διεύθυνση Χ, και με έκκεντρους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά την διεύθυνση Ζ.

Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε η στατική και δυναμική ανάλυση του φορέα με το πρόγραμμα FESPA και ακολούθησε η διαστασιολόγηση των μελών του για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας και λειτουργικότητας λαμβάνοντας υπόψη τα κριτήρια για τον έλεγχο των επιρροών 2ης τάξης και του περιορισμού βλαβών. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπως προέκυψαν από τους υπολογισμούς βάσει του προγράμματος ανάλυσης και ακολούθως, επιβεβαιώνεται η επάρκεια των διατομών, τόσο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.), όσο και στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.). Παράλληλα, γίνεται έλεγχος των σύμμικτων πλακών και δοκών. Τέλος, πραγματοποιείται η προμέτρηση των ποσοτήτων των υλικών που απαιτούνται για την κατασκευή του έργου και η αντίστοιχη κοστολόγηση του έργου, χρησιμοποιώντας τις τρέχουσες τιμές της αγοράς.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2021/13

Architectural Design and Static Design of a 10- storey Blended Building of a
Student Dormitory
Anastasia Georgiou (supervised by Tasos Avraam)

Abstract

The subject of this diploma thesis is the configuration, the architectural design and the dimensioning of the load-bearing structure of a modern Student Dormitory in the area of, the NTUA Campus in Zografou, according to the current Greek legislation, the corresponding technical specifications and its Eurocode specifications.

Initially, the facades and floor plans of the building were shaped and designed with respect to functionality, comfort, safety and the optimal quality of student accommodation. The architectural plan and the grid of the steel structure were created and developed in parallel, while the location of the building on the plot and the structure of the interiors, followed the current specifications. A bioclimatic approach was made at the same time.

Specifically, this study was carried out through the design of a 10-storey building, with a load-bearing structure of steel and blended slabs of reinforced concrete and with 2 basements exclusively of reinforced concrete. To ensure lateral stability, the construction was designed in a way that the frames would function as torque receiving frames in the X direction, and with eccentric vertical stiffeners in the Z direction.

Furthermore, the static and dynamic analysis of the body was carried out with the FESPA software followed by the dimensioning of its members for all combinations of failure and functionality, while taking into account the criteria for the control of 2nd order influences and the reduction of faults. The results of the analysis are presented, as they were extracted from the calculations based on the analysis software and then, the adequacy of the cross-sections is confirmed, both in the Marginal State of Failure and in the Marginal State of Functionality. At the same time, the blended slabs and beams are checked. Finally, the quantity of materials required for the construction of the project is measured and the corresponding costing of the project is performed, using the current market prices.

Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Τάσο Αβραάμ, που με τίμησε με την εμπιστοσύνη του, με την ευκαιρία που μου έδωσε να εκπονήσω αυτή τη διπλωματική εργασία υπό την επίβλεψή του και για την καθοδήγησή του σε όλη τη διάρκειά της.

Επίσης θέλω να ευχαριστήσω τον κ. Γ.Βλάχο και τον κ. Ε.Βουγιούκα για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες στους γονείς μου (Γ.Γεωργίου και Ε.Παπαδογεώργου) και στους παππούδες μου (Θ.Παπαδογεώργος και Τ.Παπαδογεώργου), στους οποίους αφιερώνω την παρούσα διπλωματική εργασία, για την υπομονή, τη στήριξη και την αμέτρητη αρωγή τους όλα αυτά τα χρόνια.

Τέλος, ευχαριστώ τους καλύτερούς μου φίλους, τους Σταυρακιώτες, για την συμπαράστασή τους όλα αυτά τα χρόνια και που στέκονται δίπλα μου σε όλες τις δυσκολίες, όπως και τον αδερφό μου για την ιδιαίτερη συμβολή του στην απόκτηση αυτού του πτυχίου.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός και η στατική μελέτη 10-όροφου κτιρίου Φοιτητικών Εστιών στο χώρο του ΕΜΠ με φέροντα οργανισμό από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η εργασία διαρθρώνεται σε 2 άξονες :

- 1) Αρχιτεκτονική σύνθεση και σχεδιασμός των όψεων, κατόψεων του κτιρίου
- 2) Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φέροντος οργανισμού του κτιρίου σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς και τεχνικές προδιαγραφές

1.2 Παρουσίαση της αρχιτεκτονικής πρότασης και της κατασκευής

1.2.1 Αρχιτεκτονική πρόταση

- Το κτίριο διαμορφώνεται σε 10 επίπεδα πάνω από το έδαφος :
 - Ισόγειο ως είσοδος, χώρος υποδοχής (reception) και αναμονής, καθώς και εστιατόριο.
 - 9 όροφοι με 16 ξενώνες ανά όροφο , σύνολο 144 ξενώνες.
 - Ύψος κάθε επιπέδου: 3.50 m , συνολικό (δομικό) ύψος 35 m.
- Διαθέτει 2 υπόγεια επίπεδα με τις εξής χρήσεις:
 - Επίπεδο -2 αποκλειστικά ως χώρος στάθμευσης.
 - Επίπεδο -1 ως αποθήκες, ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις, εγκαταστάσεις κλιματισμού του κτιρίου καθώς και αποδυτήρια και ειδικά διαμορφωμένοι χώροι για το προσωπικό.
- Διαμορφώνεται απόληξη κλιμακοστασίου στα +3.50 m από τον τελευταίο όροφο, η οποία καθορίζει το συνολικό (δομικό) ύψος κτιρίου στα 38.5 m .
- Η κάτοψη των ορόφων και υπογείου είναι ορθογωνική , διαστάσεων 36 m x 27 m και είναι ίδια για όλους τους ορόφους,
- Διαμορφώνεται περιμετρικός εξώστης προς δύση , νότο και ανατολή , πλάτους 1.50 m.

1.2.2 Περιγραφή του στατικού φορέα

Τα δομικά στοιχεία μέχρι το επίπεδο 0 είναι κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η θεμελίωση αποτελείται από ένα δίκτυο πεδιλοποιών. Η θεμελίωση της ανωδομής γίνεται στην πλακά οροφής του υπογείου με κατάλληλα τοποθετημένα αγκύλια (Σχήμα 1.1), που έχουν εγκατασταθεί στις προβλεπόμενες θέσεις, πριν τη σκυροδέτηση της οροφής του υπογείου.

Η ανωδομή αποτελείται από μεταλλικό φορέα (υποστυλώματα, κατακόρυφοι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και σύμμικτες πλάκες και δοκούς. Η σύνδεση των μελών στους κόμβους θα γίνει με κοχλίες (Σχήμα 1.2) στις ήδη έτοιμες διαμορφωμένες (θα έχει γίνει ήδη ενίσχυση του κόμβου με ελάσματα) θέσεις των μελών.

Τέλος στο κέντρο του κτιρίου κατασκευάζεται ένας πυρήνας τοιχωμάτων στα οποία θα κατασκευαστούν τα κλιμακοστάσια και οι ανελκυστήρες.

Η μελέτη και οι εργασίες κατασκευής του φέροντος οργανισμού των κτιρίων, έγιναν σύμφωνα με τους τελευταίους ισχύοντες κανονισμούς για το Οπλισμένο Σκυρόδεμα και το Χάλυβα, παρέχοντας την απαιτούμενη από τους κανονισμούς αντισεισμική συμπεριφορά, εξασφαλίζοντας τη δυσκαμψία και τη δυστρεψία που αυτοί επιβάλλουν.

1.2.3 Ανέγερση

Για την ανέγερση της κατασκευής τα μεταλλικά στοιχεία κατασκευαστήκαν στο εργοστάσιο και μεταφέρθηκαν στο εργοτάξιο. Την ίδια χρονική περίοδο με την κατασκευή τους στο εργοστάσιο, στο εργοτάξιο έχουν ξεκινήσει οι εκσκαφές και θα έχει γίνει η σκυροδέτηση των υπογείων πριν την μεταφορά των μεταλλικών μελών, έχοντας τον απαιτούμενο χρόνο ώστε να αναπτύξει την αντοχή του το σκυρόδεμα. Η ανέγερση του κτιρίου θα γίνει από τέσσερις γερανούς σε κάθε γωνιά του κτιρίου. Με την ανέγερση των υποστυλωμάτων συνδέουμε τις δοκούς και τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, και ελέγχουμε ότι όλα τα μέλη είναι κατακόρυφα ή οριζόντια. Σε περίπτωση που δεν είναι, τα προσαρμόζουμε μέσω των συνδέσμων δυσκαμψίας. Η επόμενη φάση της κατασκευής είναι η τοποθέτηση των προκατασκευασμένων πλακών οπλισμένου σκυροδέματος για την ολοκλήρωση κατασκευής ενός τυπικού ορόφου. Με τα ίδια βήματα κατασκευάζουμε και τους υπόλοιπους ορόφους.

1.3 Νομικό Πλαίσιο

➤ Αρχιτεκτονικός σχεδιασμός :

Ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός βασίστηκε στην ισχύουσα ελληνική νομοθεσία :

- Νέος Οικοδομικός κανονισμός - Ν.4067/ΦΕΚ 79/9-4-2012.
- Κτιριοδομικός κανονισμός.
- Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτηρίων - Π.Δ. 41 - 2018 ΦΕΚ 80Α 07.05.2018.
- ΤΟΤΕΕ 20702-5/2010: Βιοκλιματικός σχεδιασμός κτιρίων.
- Ο περί πολεοδομίας και χωροταξίας νόμος (Προδιαγραφές αναπτύξεων που αφορούν Φοιτητικές Εστίες).

➤ Στατική και Δυναμική ανάλυση :

Η στατική και δυναμική ανάλυση βασίστηκε στην ισχύουσα ευρωπαϊκή νομοθεσία:

- Ευρωκώδικας 0 «Βάσεις Σχεδιασμού».
- Ευρωκώδικας 1 «Δράσεις στους φορείς».
- Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός Φορέων από Χάλυβα».
- Ευρωκώδικας 4 «Σχεδιασμός Σύμμικτων Φορέων από Χάλυβα και Σκυρόδεμα».
- Ευρωκώδικας 8 «Αντισεισμικός Σχεδιασμός».

1.4 Υλικά του κτιρίου

1.4.1 Υλικά πλήρωσης

- Τοιχοποιίες ξηράς δόμησης με μεταλλικό σκελετό και γυψοσανίδες.
- Υλικά μόνωσης από ορυκτοβάμβακα και πετροβάμβακα.
- Προϊόντα ξυλείας για τα δάπεδα παρκέ.
- Φυσικοί λίθοι για επενδύσεις δαπέδων.
- Κεραμικά πλακίδια για επενδύσεις δαπέδων.
- Υλικά πλήρωσης διακένων δαπέδων, οροφών, τοίχων.
- Υλικά υποστρωμάτων και επιστρώσεων.
- Επιχρίσματα, κονιάματα στρώσεων και συνδετικά κονιάματα αρμών.
- Σκυροδέματα και ελαφρά σκυροδέματα για διαμορφώσεις κλίσεων.
- Υαλοστάσια και κιγκλιδώματα από γυαλί.
- Βερνίκια και βαφές.

1.4.2 Στατικός φορέας

➤ Δομικός χάλυβας S355

Για όλα τα μέλη του χαλύβδινου φορέα (δοκοί , υποστυλώματα , σύνδεσμοι δυσκαμψίας , ελάσματα κλπ.) η ποιότητα του χάλυβα είναι S355 , ο οποίος έχει τις εξής ιδιότητες:

Πίνακας 1.1: Μηχανικές ιδιότητες δομικού χάλυβα κατά EN 1993-1-1.

Κατηγορία κατά EN 10025	Όνομαστικό πάχος στοιχείου t σε mm			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y [MPa]	f _u [MPa]	f _y [MPa]	f _u [MPa]
S355	355	510	335	470
Ειδικό βάρος γ _α [$\frac{KN}{m^3}$]	Μέτρο ελαστικότητας E _a [GPa]	Λόγος Poisson ν _a	Μέτρο διάτμησης G _a [GPa]	
78.5	210	0.3	81	

➤ Σκυρόδεμα C30/37

Για τις σύμμικτες πλάκες η ποιότητα του σκυροδέματος είναι C30/37, με τις εξής ιδιότητες:

Πίνακας 1.2: Ιδιότητες σκυροδέματος.

Κατηγορία	f _{ck} [MPa]	f _{cm} [MPa]	f _{ctm} [MPa]	E _{cm} [GPa]	γ _c [$\frac{KN}{m^3}$]	γ _{c,wet} [$\frac{KN}{m^3}$]
C30/37	30	38	2.9	32	25	26
Λόγος Poisson μη ρηγματωμένου ν _c				Λόγος Poisson ρηγματωμένου ν _c		
0,2				0		

➤ **Χάλυβας οπλισμού B500C**

Το μέτρο ελαστικότητας λαμβάνεται $E_s = 210 \text{ GPa}$, ώστε να είναι η ίδια με αυτή του δομικού χάλυβα [EN 1994-1-1 §3.2]. Οι λοιπές ιδιότητες είναι ίδιες με αυτές του δομικού χάλυβα.

➤ **Διατμητικοί ήλοι**

S355 με $f_u = 550 \text{ Mpa}$

➤ **Κοιλίες**

Ποιότητας 8.8 , 10.9

➤ **Χαλυβδόφυλλα**

Επιλέγεται το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 75 το οποίο αποτελείται από χάλυβα υψηλής ποιότητας FeE320G σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, γαλβανισμένο. $f_{yb} = 320 \text{ Mpa}$.

2 Αρχιτεκτονικός Σχεδιασμός

2.1 Στόχοι Σχεδιασμού

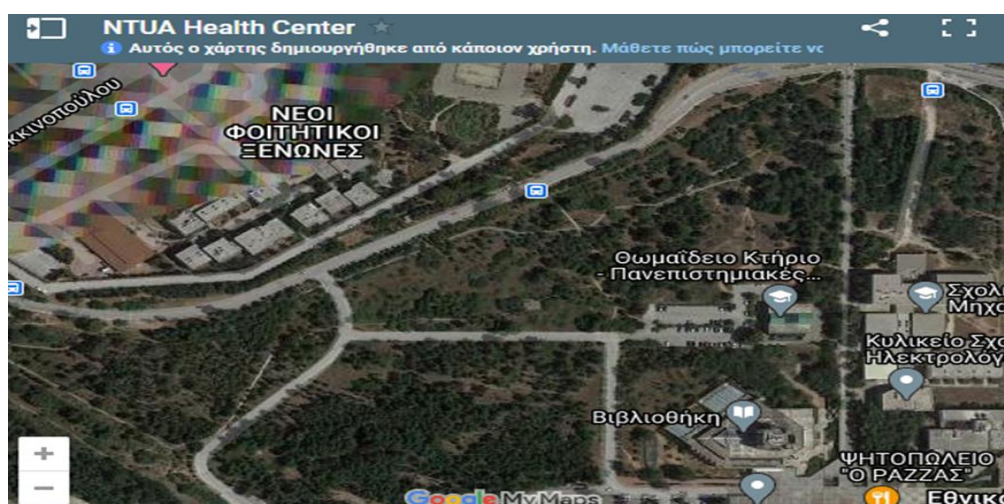
Οι στόχοι που τέθηκαν για την σύνθεση και τον σχεδιασμό είναι :

- Εξυπηρέτηση των αναγκών στέγασης και διαβίωσης των φοιτητών.
- Άνετη και ποιοτική διαβίωση.
- Χαμηλή κατανάλωση ενέργειας.
- Ασφαλής διαφυγή σε έκτακτες περιπτώσεις (π.χ. πυρκαγιά).
- Διασφάλιση της κοινής αρχιτεκτονικής της πολυτεχνειούπολης.

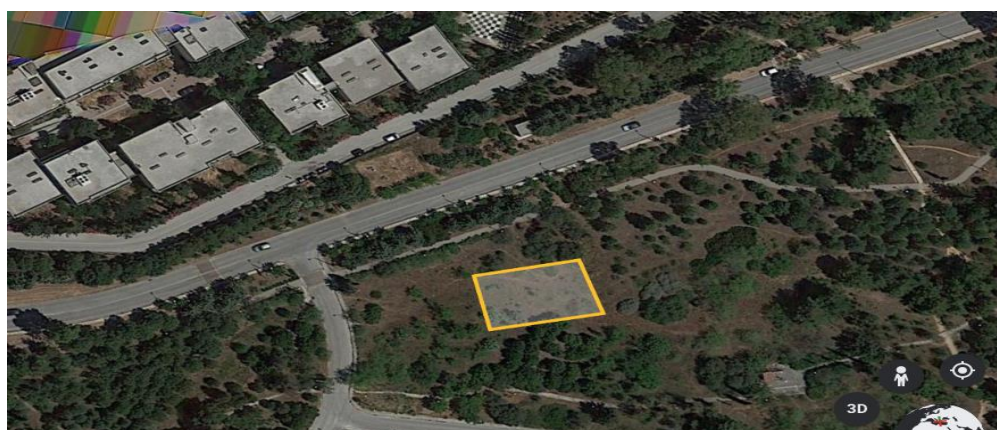
2.2 Κτιριολογικό Πρόγραμμα

2.2.1 Χωροθέτηση

Ο χώρος που έχει διατεθεί για την ανέγερση του συγκροτήματος των ξενώνων, αποτελεί τμήμα του γηπέδου της Πολυτεχνειούπολης Ζωγράφου, έχει έκταση 66.976 m², βρίσκεται δεξιά της εισόδου της πύλης «Κοκκινοπούλου» και συνορεύει Β-Δ με την οδό Κοκκινοπούλου, Β-Α, Ν-Α και Ν-Δ με το υπόλοιπο γήπεδο της Πολυτεχνειούπολης, και μέχρι την έναρξη των εργασιών, ήταν παραχωρημένος στο ΤΕΘΑ (Ταμείο Εθνικής Άμυνας), για την κάλυψη ζωτικών αναγκών του στρατού.



Σχήμα 2.1: Πανοραμική φωτογραφία της ευρύτερης περιοχής των ξενώνων.



Σχήμα 2.2: Συγκεκριμένη θέση χωροθέτησης του κτιρίου.

2.2.2 Στοιχεία Δόμησης

Οι όροι δόμησης του γηπέδου της Πολυτεχνειούπολης καθορίζονται με το διάταγμα 27/7/81 (ΦΕΚ479/7.9.81). Επιπλέον των όρων αυτών επιβλήθηκαν οι παρακάτω περιορισμοί δόμησης:

- Η κάλυψη του οικοπέδου με κτίσματα διώροφα και άνω είναι $0,15 \times 66.976 = 10.046,40 \text{ m}^2$.
- Πρόσθετη κάλυψη του οικοπέδου με κτίσματα ισόγεια, μονώροφα είναι $0,05 \times 66.976 = 3.348,80 \text{ m}^2$.
- Μέγιστος συντελεστής δόμησης 0,45, δηλαδή επιτρεπόμενη δόμηση $66.976 \times 0,45 = 30.139,20 \text{ m}^2$.
- Κτίριο ορθογωνικού σχήματος διαστάσεων $27\text{m} \times 36\text{m} = 972 \text{ m}^2$.
- Τυπικός Όροφος: $972 \text{ m}^2 - 4 \times 16 \text{ m}^2 = 908 \text{ m}^2$.

Κάλυψη ορόφου - κλιμακοστάσιο

- Η ζώνη κατοικίας περιλαμβάνει ένα 10-όροφο κτίριο με 2 υπόγεια. Στο παραπάνω κτίριο, περιλαμβάνονται 144 μονόκλινα δωμάτια με τους απαραίτητους χώρους εξυπηρέτησης και υγιεινής.
- Επίσης περιλαμβάνονται 16 ειδικά διαρρυθμισμένα και κατάλληλα εξοπλισμένα δωμάτια που μπορούν να φιλοξενήσουν, άτομα με αναπηρίες. Τα δωμάτια αυτά προβλέπονται κατανομημένα στον 1^ο όροφο του κτιρίου για ευκολότερη πρόσβαση, με την βοήθεια ανελκυστήρων ή του κλιμακοστάσιου, στο οποίο υπάρχει ειδικός μηχανισμός υποστήριξης.

2.2.3 Στοιχεία κτιριολογικού προγράμματος

Ύστερα από τον καθορισμό του χώρου ανέγερσης της φοιτητικής εστίας θα αναφερθούν οι χώροι (Neufert , Peter Neff , Ludwig) τους οποίους θα περιλαμβάνει :

➤ Διαμερίσματα :

Επιφάνεια μεγαλύτερη των 13m^2 , ελάχιστο πλάτος 2m, καθαρό ύψος μεγαλύτερο των 2,40m. Πρέπει να τοποθετηθούν προς το νότο, νοτιοανατολικά, νοτιοδυτικά (όχι βορινός προσανατολισμός). Πρέπει να υπάρχουν 2 ανεξάρτητες οδοί διαφυγής. Συγκεκριμένα σχεδιάστηκαν διαμερίσματα $7\text{m} \times 4,5\text{m} = 31,5 \text{ m}^2$. Όλα τα δωμάτια έχουν ατομικό χώρο υγιεινής και σύνθεση κουζίνας.

➤ Εστιατόριο :

Κουζίνα είναι το 46,86% του εστιατορίου, ο χώρος προετοιμασίας είναι το 11,93% της κουζίνας, η αποθήκη προμηθειών είναι το 51,66% της κουζίνας, ο χώρος σερβιρίσματος είναι το 4,98 %, ο χώρος μαγειρέματος είναι το 31,43% της κουζίνας.

➤ Χώροι διοίκησης :

- Γραφείο διοικητικού υπευθύνου και συνεδριάσεων.
- Αίθουσα γραμματείας και αρχείων.

➤ Χώροι υγιεινής :

- Ένα W.C. ανά δωμάτιο , κοινόχρηστα W.C. καθώς και W.C. για τα άτομα με ειδικές ανάγκες .
- Αποδυτήρια για τις καθαρίστριες , για τους /τις υπαλλήλους του εστιατορίου.

➤ Αποθήκες :

- Τροφίμων
- Καυσίμων
- Ειδών καθαρισμού
- Χώρος αποθήκευσης λοιπών

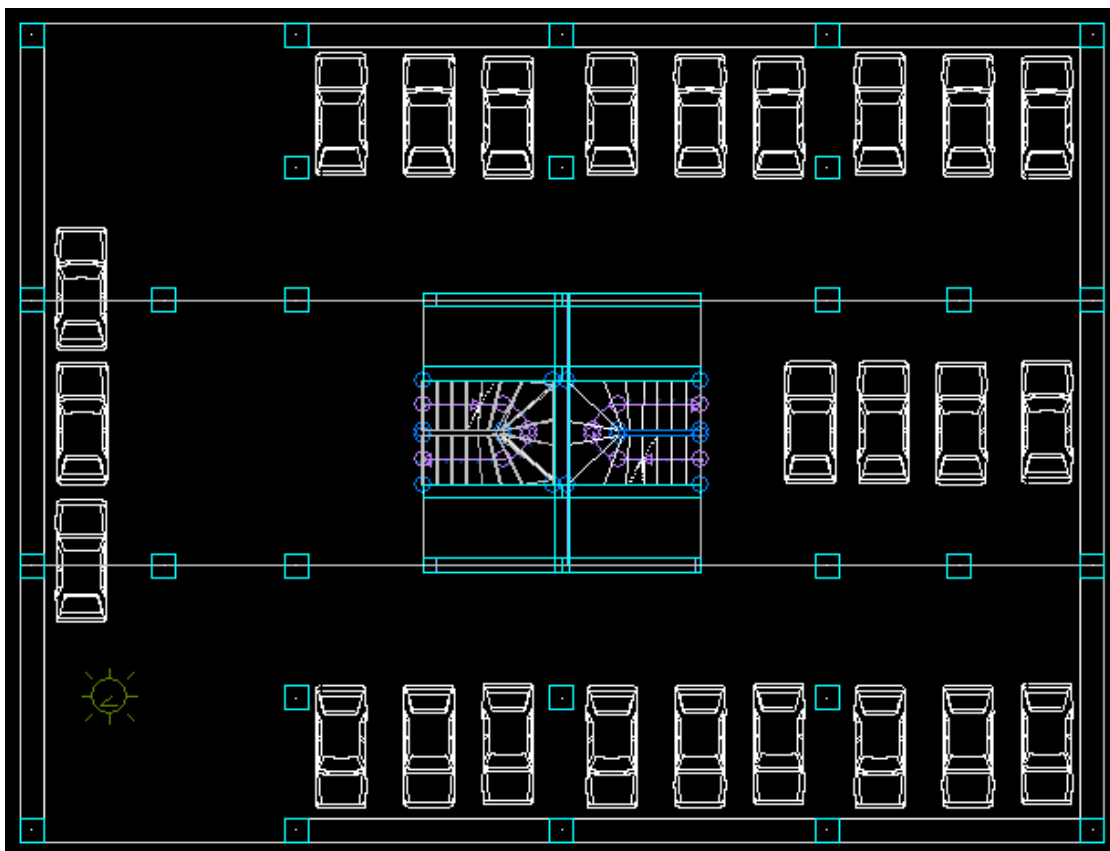
➤ Χώροι Στάθμευσης :

Απαιτείται ένας χώρος στάθμευσης, για κάθε 3 φοιτητές και ένας χώρος στάθμευσης μοτοποδηλάτου/ποδηλάτου, για κάθε 2 φοιτητές.

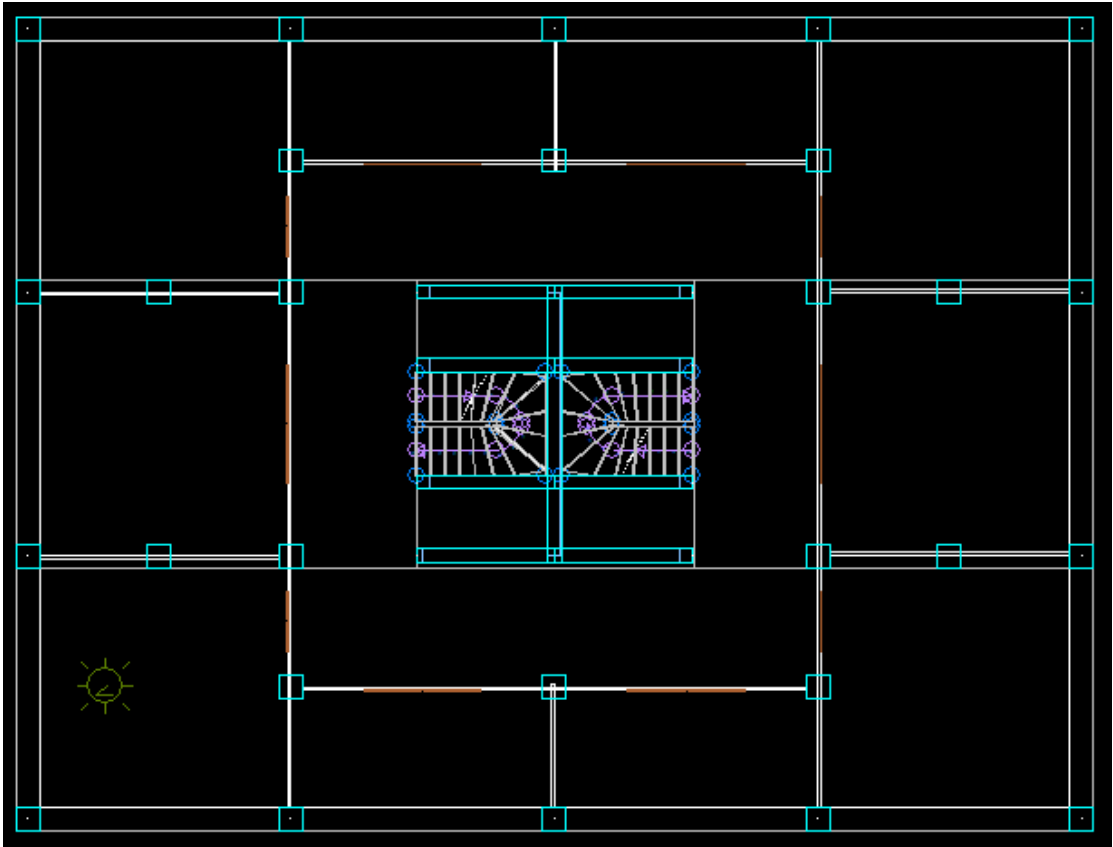
2.3 Αρχιτεκτονική μελέτη

Ο στατικός φορέας είναι χαλύβδινος , επομένως δημιουργείται κάναβος πάνω στον οποίο διαμορφώνεται ο αρχιτεκτονικός σχεδιασμός. Αρχικά παρατίθενται τα σχέδια, που έγιναν στο πρόγραμμα, απεικονίζοντας την 2D σχεδίαση και στη συνέχεια ακολουθούν οι 3D μορφές του φορέα.

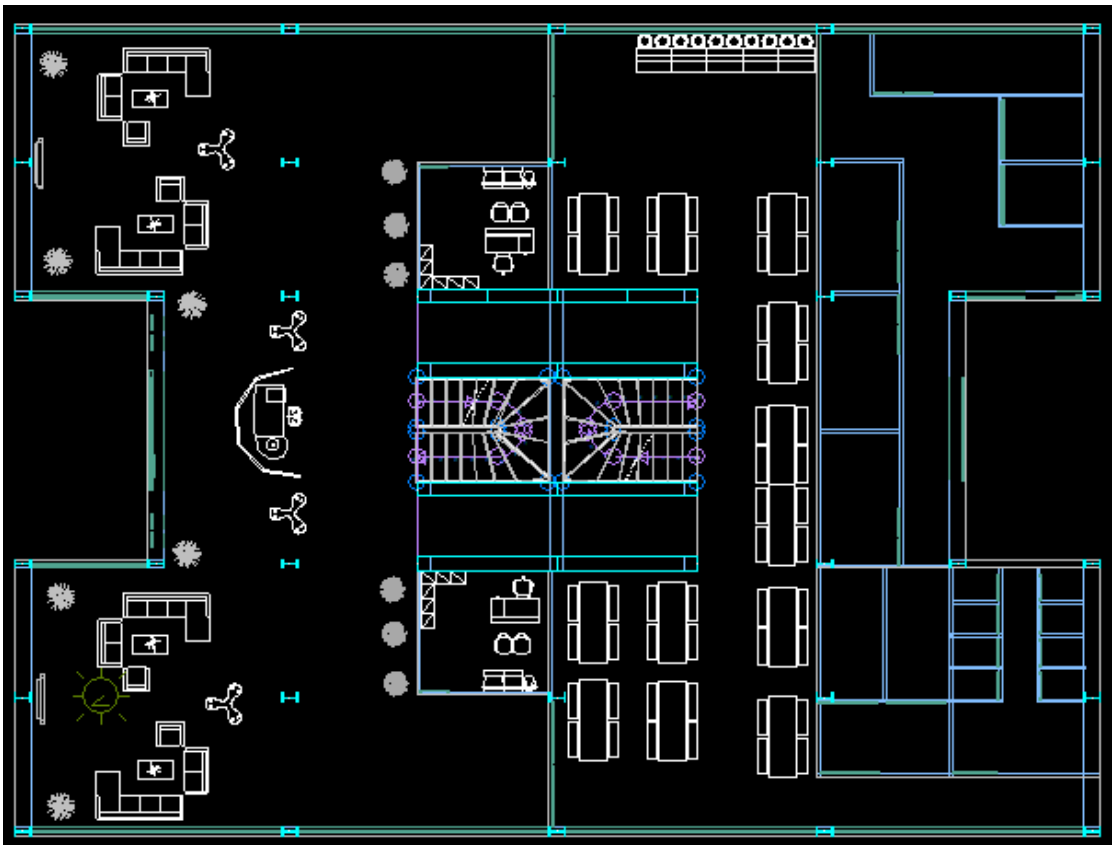
➤ 2D αρχιτεκτονικά σχέδια:



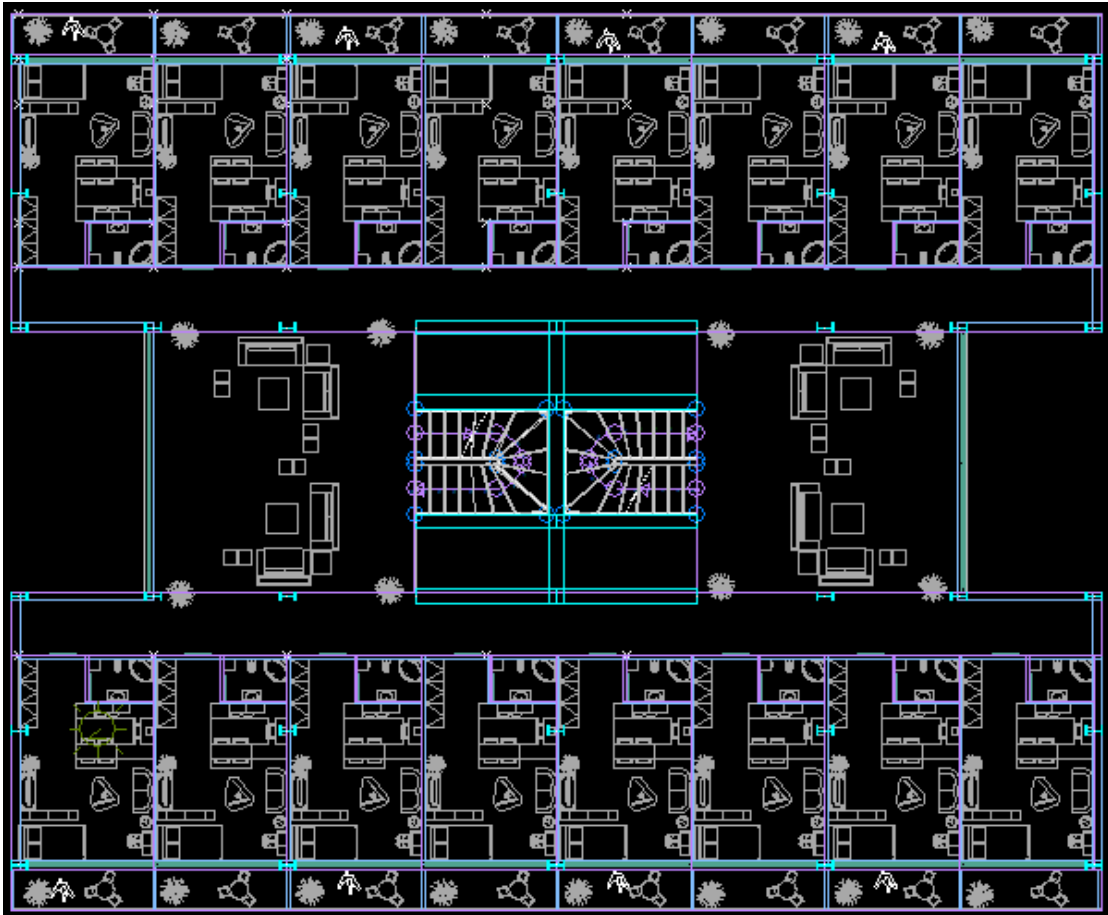
Σχήμα 2.3: Κάτοψη επιπέδου -2, χώρος στάθμευσης.



Σχήμα 2.4: Κάτοψη επιπέδου -1, αποθήκες-ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός κλπ.

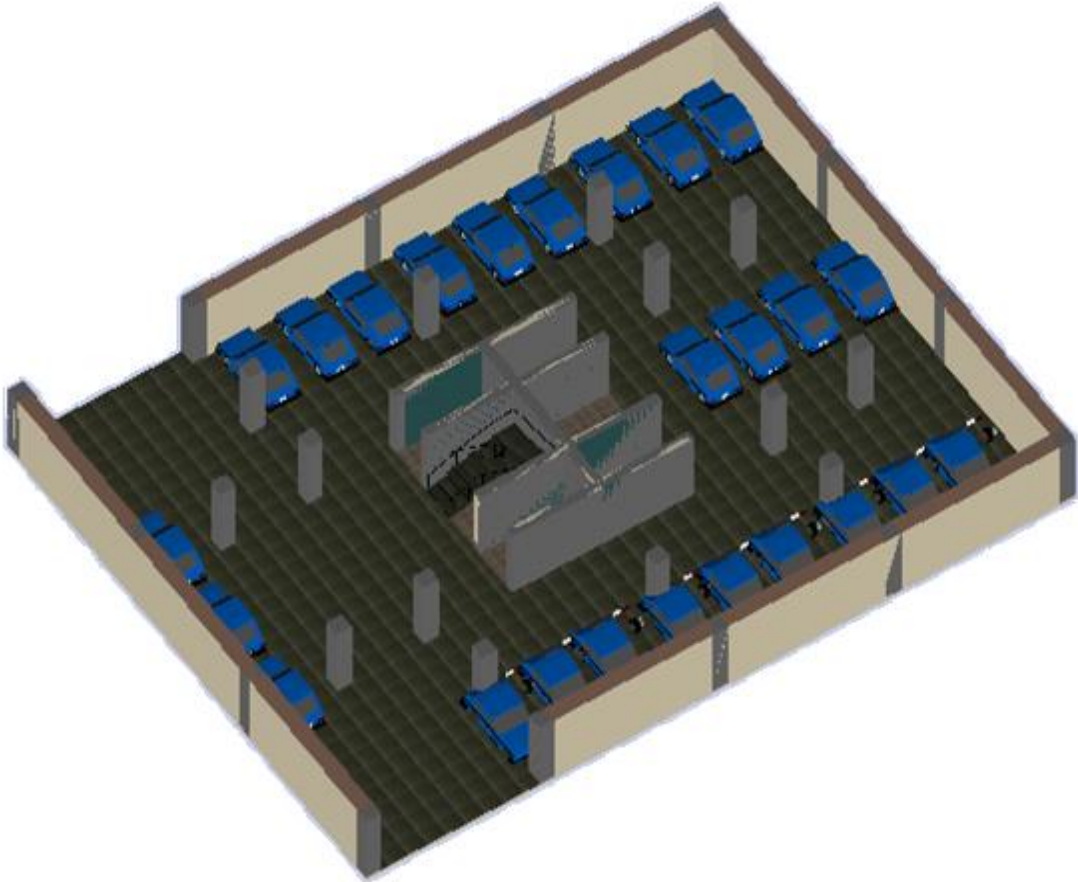


Σχήμα 2.5: Κάτοψη επιπέδου 0, είσοδος (reception) - εστιατόριο.

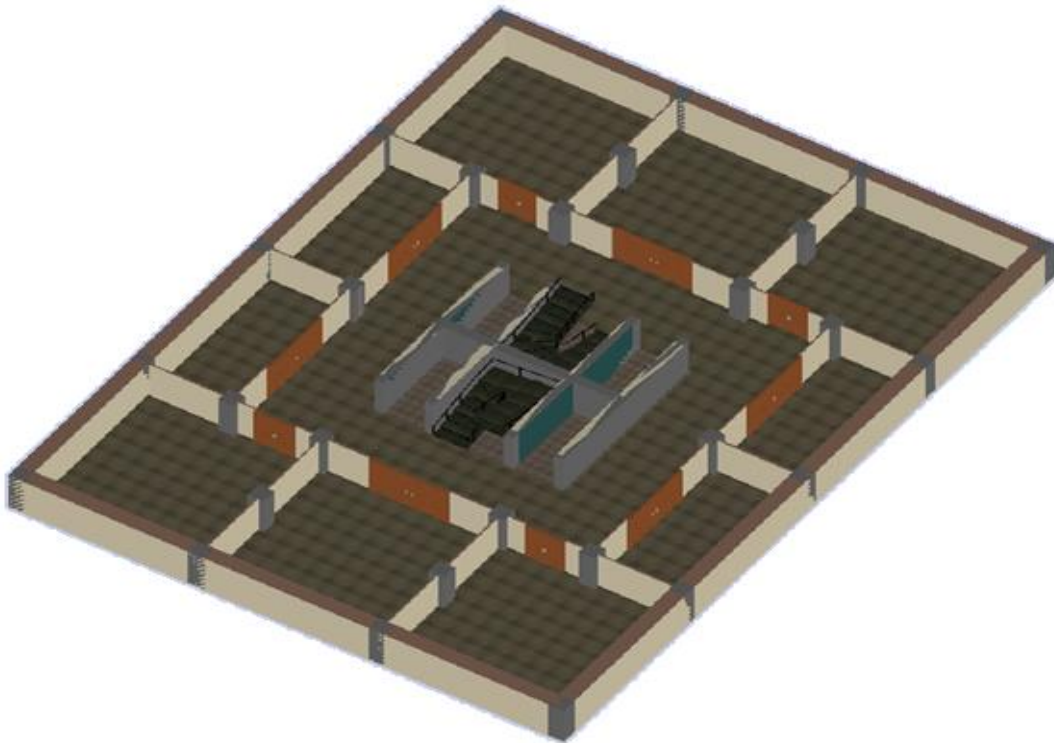


Σχήμα 2.6: Κάτοψη επιπέδου 1, τυπικός όροφος – δωμάτια φοιτητών.

➤ 3D αρχιτεκτονικά σχέδια:



Σχήμα 2.7: Κάτοψη επιπέδου -2, χώρος στάθμευσης.



Σχήμα 2.8: Κάτοψη επιπέδου -1, αποθήκες-ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός κλπ.



Σχήμα 2.9: Κάτοψη επιπέδου 0, είσοδος (reception) – εστιατόριο (πρόσωση).



Σχήμα 2.10: Κάτοψη επιπέδου 0, είσοδος (reception) – εστιατόριο (πλάγια όψη).



Σχήμα 2.11: Πρόσοψη κεντρικής εισόδου.



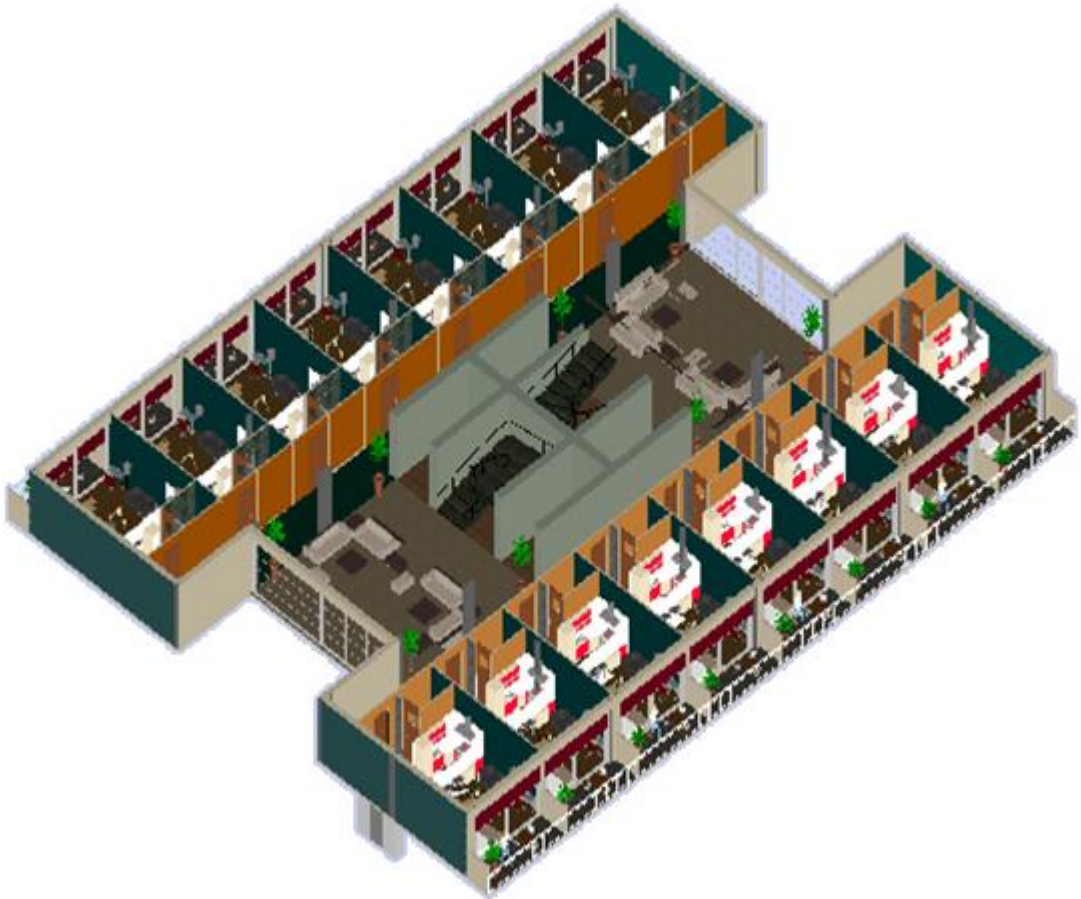
Σχήμα 2.12: Χώρος αναμονής μετά την είσοδο του κτιρίου.



Σχήμα 2.13: Εστιατόριο – χώρος παραλαβής φαγητού.



Σχήμα 2.14: Αίθουσα γραμματείας και αρχείων.



Σχήμα 2.15: Κάτοψη επιπέδου 1, ξενώνες φοιτητών.



Σχήμα 2.16: Δεξιά όψη επιπέδου 1, ξενώνες φοιτητών - μπαλκόνια.



Σχήμα 2.17: Σαλόνι για τους φοιτητές του συγκεκριμένου ορόφου.



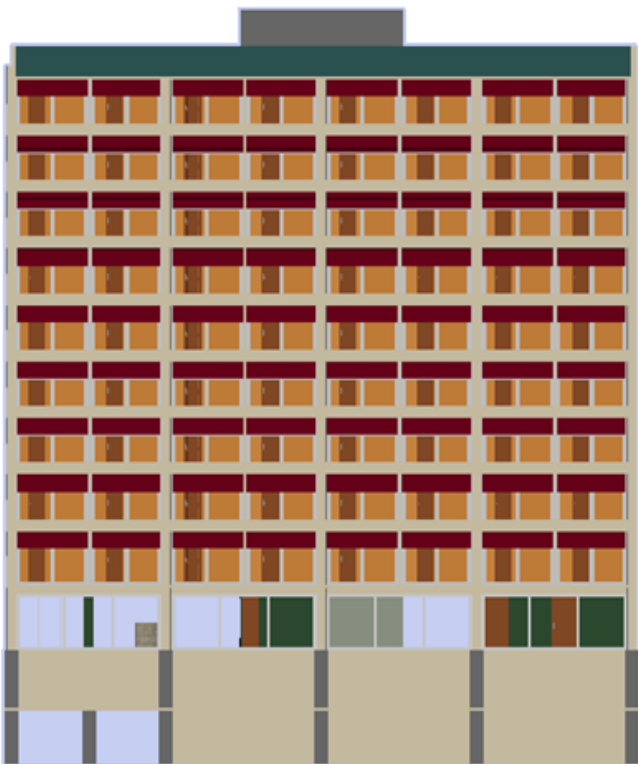
Σχήμα 2.18: Ατομικός ξενώνας φοιτητή.



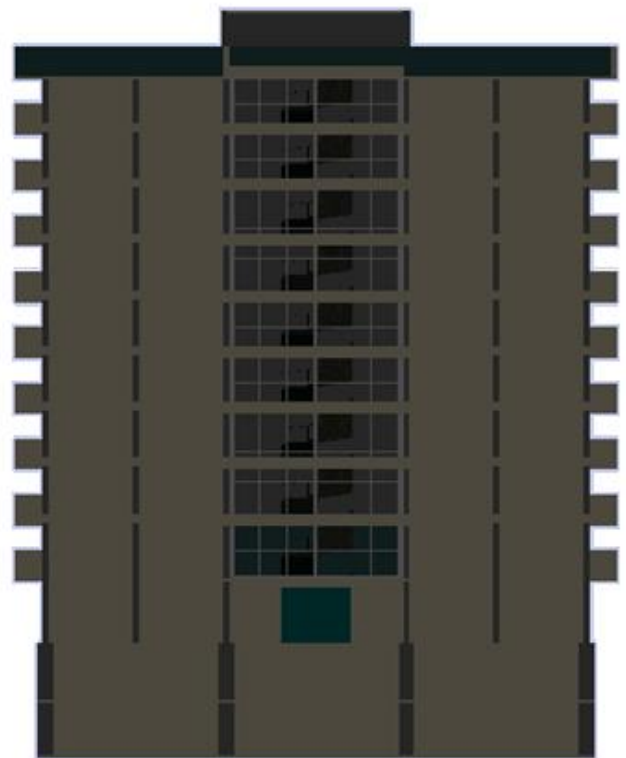
Σχήμα 2.19: Ατομικός ξενώνας φοιτητή.



Σχήμα 2.20: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου.



Σχήμα 2.21: Δυτική όψη κτιρίου.



Σχήμα 2.22: Νότια όψη κτιρίου.

2.4 Απαιτήσεις (Γ.Ο.Κ)

- Μεικτό ύψος ορόφου 3.50 m
- πάχος σύμμικτης πλάκας 0.15m
- ύψος ψευδοροφής 0.36m
- πάχη δαπέδων 0.12m

$$\text{καθαρό ύψος ορόφου (ελεύθερο ύψος)} = 3.50 - 0.15 - 0.36 - 0.12 = 2.87\text{m} > 2.40\text{m}$$

για κύρια χρήση (Γ.Ο.Κ.)

➤ Κλιμακοστάσιο (Γ.Ο.Κ.) :

- Ελεύθερο πλάτος 1.3m > 1.20 m
- ύψος βαθμίδας = 0.175m
- πλάτος βαθμίδας 0.29m
- πλατύσκαλα : 1.30m > 1.20m
- ύψος κουπαστής 1.00 m

$$\acute{\alpha}\rho\alpha\ 60\text{cm} < 2\nu + \pi = 64\text{cm} < 66\text{ cm}$$

➤ Διαστάσεις θαλάμου ανελκυστήρα 1.10m x 1.40m ώστε να παρέχεται πρόσβαση και για Α.Μ.Ε.Α., ελάχιστο άνοιγμα πόρτας θαλάμου 0.85 m.

➤ Φωτισμός - αερισμός (Γ.Ο.Κ.) :

- Όλοι οι χώροι κύριας χρήσης έχουν φυσικό φωτισμό/αερισμό σε όλα τα διαμερίσματα:
Φωτισμός > 10% του εμβαδού του χώρου
Αερισμός > 5 % του εμβαδού του χώρου
- Τα λουτρά και τα wc δημιουργείται φωταγωγός διαστάσεων :
 $0.65\text{m} \times 0.975\text{ m} = 0.634\text{m}^2 > 0.5\text{ m}^2$
- Κλιμακοστάσιο : ανοιγόμενο κούφωμα ανά όροφο $1.1\text{ m}^2 > 0.5\text{ m}^2$

2.5 Βιοκλιματικός σχεδιασμός

➤ Προσανατολισμός κτιρίου:

Στόχος της αρχιτεκτονικής μελέτης είναι η οργάνωση της κάτοψης κατά τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται ο επιθυμητός ηλιασμός για όλες τις ομάδες χώρων.

- Οι βοηθητικοί χώροι (κουζίνα, λουτρά, wc, αποθήκες) και το κλιμακοστάσιο τοποθετούνται στην βόρεια πλευρά.
- Χώροι ύπνου και διημέρευσης τοποθετούνται στην ανατολική, νότια και δυτική πλευρά, που είναι και οι πλεονεκτικότερες πλευρές.
- Οι εξώστες εκτείνονται στην ανατολική και δυτική πλευρά.
- Ο μεγάλου πλάτους εξώστης και μεγάλα ναλοστάσια διαμορφώνονται νότια πλευρά που έχει τον καλύτερο ηλιασμό.

➤ Ηλιοπροστασία:

- Τυπικοί όροφοι : Τα μεγάλα πλάτη εξωστών παρέχουν σκίαση.
- 10ος όροφος : Διαμορφώνεται ταράτσα με χαλίκι.

2.6 Πυροπροστασία

Λόγω των απαιτήσεων που προέκυψαν από τη μελέτη της Παθητικής Πυροπροστασίας :

- Κατασκευάζονται δύο έξοδοι σε κτίρια πάνω από τρεις ορόφους ή μέχρι τρεις αλλά με πληθυσμό πάνω από πενήντα άτομα, προστίθενται επιπλέον κλιμακοστάσια για έξοδο κινδύνου, ώστε να εξασφαλισθούν δύο έξοδοι.

- Δημιουργείται καπνοστεγής προθάλαμος με πυράντοχες πόρτες στα κλιμακοστάσια των ξενώνων, όπου απαιτείται από την Παθητική Πυροπροστασία.

- Δημιουργείται πυροδιαμέρισμα στο χώρο της κουζίνας του Εστιατορίου και απομόνωσης της από το μεσοπάτωμα με πυράντοχους τοίχους και από το χώρο εστίασης με πυράντοχους τοίχους, πυράντοχες πόρτες και πυράντοχο ρολλό (στη θέση σερβιρίσματος).

- Μήκη απροστάτευτων οδύσεων διαφυγής < 18 m.

- Ύψος κτιρίου > 27 m , αλλά με εγκατάσταση αυτόματου συστήματος πυρόσβεσης με νερό (καταιονισμού ύδατος) στο πυροδιαμέρισμα →Δείκτης πυραντίστασης 90 min.

- Τα δομικά στοιχεία πληρούν τα απαιτούμενα κριτήρια επιδόσεων δεικτών πυραντίστασης δομικών στοιχείων.

- Τα υλικά μόνωσης είναι πρακτικά άκαυστα (κατηγορία A1).

2.7 Οικοδομικά στοιχεία

Οι οικοδομικές λεπτομέρειες διαμορφώνονται ώστε :

- Να ανταποκρίνονται στις λειτουργικές ανάγκες του κτιρίου.
- Να παρέχουν προστασία στον στατικό φορέα.
- Να παρέχουν προστασία από υγρασία.
- Να εξασφαλίζουν άνετες συνθήκες διαβίωσης για τους φοιτητές.

2.7.1 Δώμα

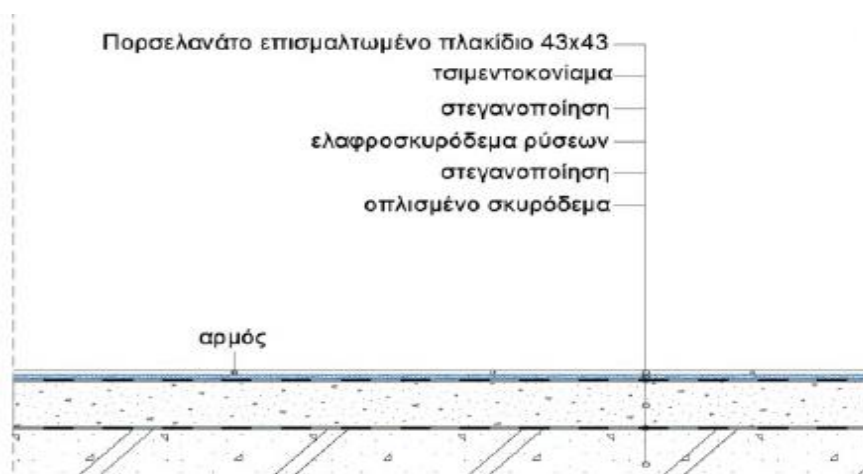
Το δώμα (οροφή τελευταίου ορόφου και οροφή απόληξης κλιμακοστασίου) έχει συμβατική μόνωση. Η στερέωση των στηθαίων και των βάσεων των ηλιακών θερμοσιφώνων γίνεται πριν την εφαρμογή της μόνωσης, λαμβάνοντας υπόψιν το ύψος της. Το δώμα επιστρώνεται με χαλίκι, διότι είναι αντιολισθηρό και το πάχος τους μαζί με το κονιάμά τους (3.5+3 =6.5 cm) είναι ικανοποιητικό για μελλοντική ανάγκη στερέωσης ελαφρών βάσεων, ώστε να μην καταστραφεί η υγραμόνωση.



Σχήμα 2.23: Λεπτομέρεια δώματος.

2.7.2 Εξώστες

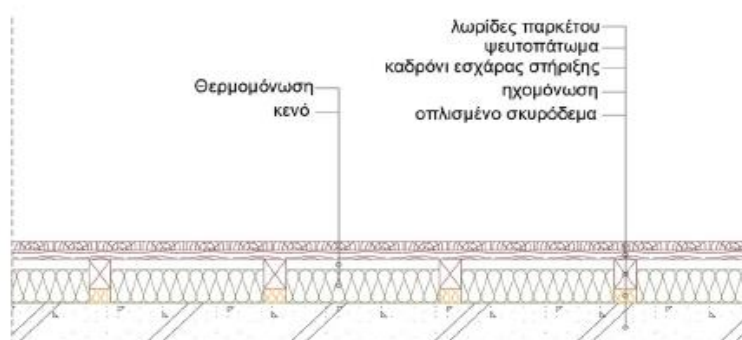
- Στεγανοποιητική στρώση: Ασφαλτική μεμβράνη.
- Διαμόρφωση κλίσεων : Θερμομονωτικό ελαφροσκυρόδεμα Poliplus Fein (επιλογή λόγω του μικρού του βάρους) μέσου πάχους 9 cm.
- Εξομάλυνση επιφάνειας : λεπτή στρώση τσιμεντοκονίας.
- Στεγανοποιητική στρώση : Ασφαλτική μεμβράνη.
- Συνδετικό κονίαμα : τσιμεντοκονία , πάχους 1 cm.
- Τελική επίστρωση : πορσελανάτο πλακίδιο 43x43 ,επισματωμένο,πάχους 7.4 mm κλίμακα τριβής PEI 5, (αντοχή σε αυξημένη χρήση) κλίμακα ολισθηρότητας R10.



Σχήμα 2.24: Λεπτομέρεια εξώστη.

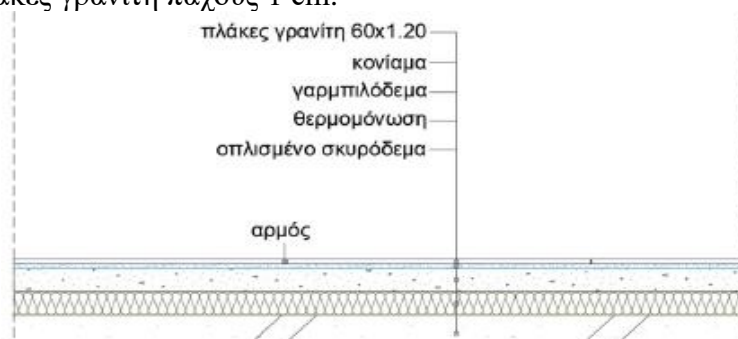
2.7.3 Επικαλύψεις δαπέδων

- Ξύλινο δάπεδο παρκέ- Υπνοδωμάτια :
 - Ηχομονωτικό υλικό 3.5 cm.
 - Καδρόνια 7x5 ανά 40 cm.
 - Ψευτοπάτωμα από ξυλεία , 2.2 cm.
 - Λωρίδες παρκέτου 2.2 cm.
 - Θερμομόνωση.



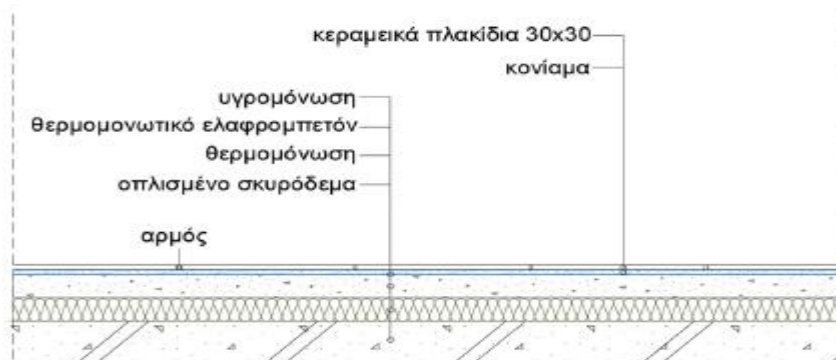
Σχήμα 2.25: Λεπτομέρεια δαπέδου παρκέ.

- Δαπέδου με πλάκες γρανίτη -Σαλόνι ,τραπεζαρία , κουζίνα, διαδρόμους :
 - Τσιμεντοκονία των 450 kg ως συνδετικό κονίαμα για την επίστρωση, πάχους 1 cm.
 - Πλάκες γρανίτη πάχους 1 cm.



Σχήμα 2.26: Λεπτομέρεια δαπέδου με πλάκες γρανίτη.

- Δάπεδα με κεραμικά πλακίδια –Λουτρά και wc :
 - Θερμομονωτικό ελαφροσκυρόδεμα Poliplus Fein , για την μείωση του απαιτούμενου πάχους θερμομόνωσης , επομένως και της τελικής στάθμης των δαπέδων.
 - Τσιμεντοκονία των 450 kg ως συνδετικό κονίαμα για την επίστρωση , πάχους 1 cm.
 - Κεραμικά πλακίδια πάχους 1 cm.



Σχήμα 2.27: Λεπτομέρεια δαπέδου με κεραμικά πλακίδια.

2.7.4 Τοιχοποιίες Πλήρωσης

Θα χρησιμοποιηθεί το σύστημα οπλισμένης τοιχοποιίας 3D-Panel, το οποίο αποτελείται από βιομηχανικά πάνελ διογκωμένης πολυστερίνης (μονωτικό υλικό) και γαλβανισμένων πλεγμάτων χαλύβδινων συρμάτων (οπλισμός). Το 3D PANEL εξασφαλίζει εύκολη και γρήγορη συναρμογή μειώνοντας τον χρόνο κατασκευής σε σχέση με τους συμβατικούς τρόπους δόμησης.

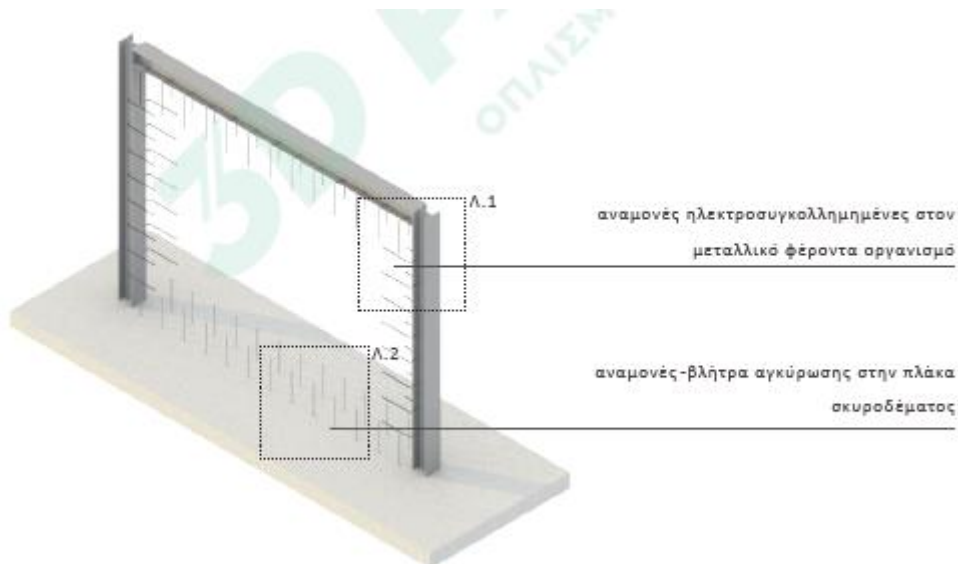
➤ Δομικό στοιχείο 3D PANEL:

α) Πλάκα διογκωμένης πολυστερίνης EPS100 (Expanded Polystyrene). Η πρώτη ύλη που χρησιμοποιείται είναι μη-τοξική, αυτοσβηνώμενη, χημικά αδρανής και φιλική προς το περιβάλλον. Η πυκνότητα και το πάχος ποικίλουν ανάλογα με το είδος του πάνελ.

β) Πλέγματα χαλύβδινων συρμάτων (Electrowelded-ηλεκτροπονταρισμένα) αποτελούμενα από γαλβανισμένα χαλύβδινα σύρματα που τοποθετούνται εκατέρωθεν της πολυστερίνης (μονωτικό μέσο) και συνδέονται μεταξύ τους μέσω των δισδιαγώνιων ράβδων (joints).

Τα 3D Panel κατασκευάζονται από το εργοστάσιο σε συγκεκριμένα μεγέθη όσον αφορά το ύψος, το πλάτος και το πάχος ανάλογα με την μελέτη του εκάστοτε έργου. Με την προμελέτη των μετρήσεων των τεμαχίων των 3D Panel ελαχιστοποιούνται οι παραγόμενες απώλειες στο εργοτάξιο. Η σύννηθης μονάδα 3D Panel που παρέχεται στο εργοτάξιο έχει σταθερό ύψος 300mm και πλάτος 100mm ενώ το πάχος ποικίλει (ανάλογα με το πάχος της πολυστερίνης). Επιπροσθέτως τα 3D Panel (3Δ και W) όταν τοποθετηθούν, δένονται με οικοδομικό σύρμα στις αναμονές (μεταλλικό πλαίσιο στήριξης).

Κατά την τοποθέτηση του 3D Panel (3Δ και W) σε μεταλλική κατασκευή γίνεται η χρήση αναμονών, οι οποίες είναι μεταλλικές βέργες $\varnothing 8.0$ μήκους 40cm ανά 30cm, και σχηματίζουν πλαισιακή στήριξη και στη συνέχεια ηλεκτροσυγκολλούνται στο φέροντα οργανισμό (μεταλλικό σκελετό). Στο δάπεδο αγκυρώνονται βλήτρα $\varnothing 8.0$ μήκους 40cm ανά 30cm.



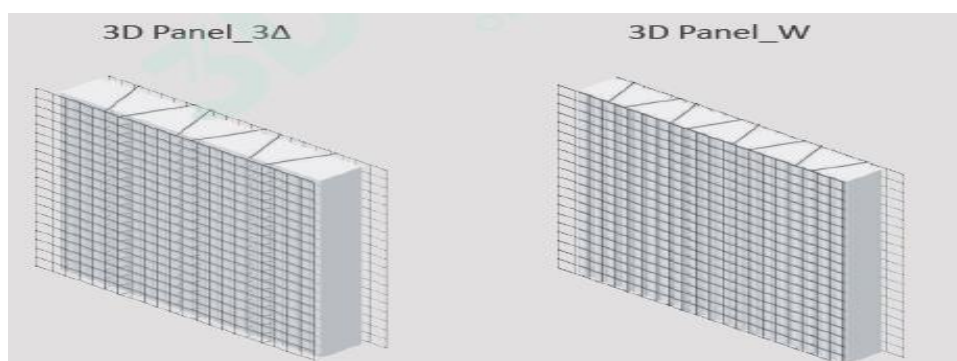
Σχήμα 2.28: Αναμονές (Μεταλλική πλαισιακή στήριξη).

➤ Χαρακτηριστικά του 3D-Panel:

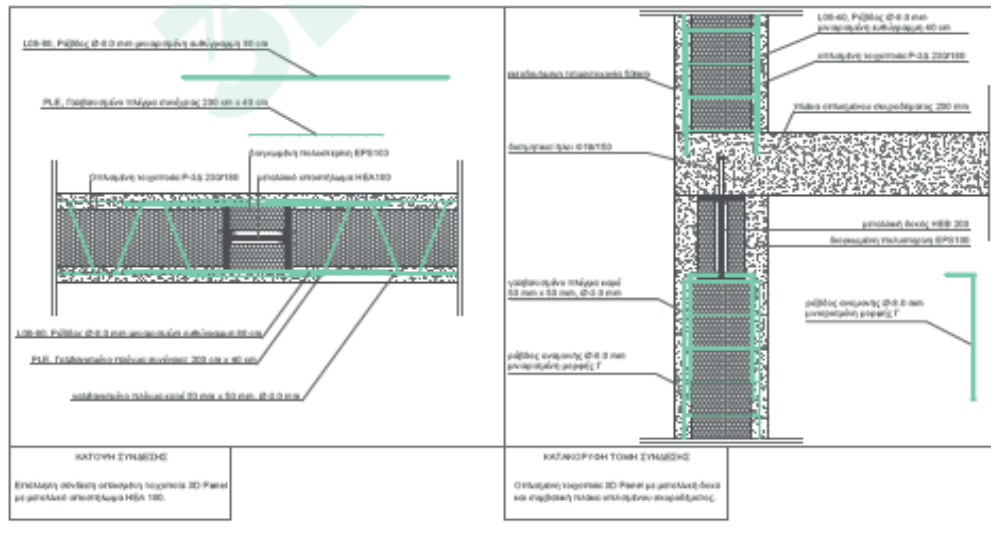
Πλάτος Πάνελ	1.00 m
Υψος Πάνελ	από 1.00 έως 6.00 m
Πάχος Πάνελ	100-450mm (3D Panel_3Δ) και 30-400mm (3D Panel_W)
Πάχος Εξωτερικού Επιχρίσματος	45-50mm (3D Panel_3Δ) και 25-30mm (3D Panel_W)
Γαλβανισμένα Χαλύβδινα Πλέγματα	Φ 3.0, # 50*50 mm
Εγκάρσια Σύρματα	Φ 3.0 (gauge 11) ανά 50 mm
Διαμήκη Σύρματα	Φ 3.0 (gauge 11) ανά 50 mm
Δισδιαγώνιες Ράβδοι Σύνδεσης (joints)	Φ 3.0 (gauge 11) ~70 ανά m ²
Steel Wire Yield	f _{yk} > 87082 PSI (600 N/mm ²)
Steel Wire Fracture	f _{tk} > 98692 PSI (680 N/mm ²)
Αντοχή σε Φωτιά	Κατηγορία A2 750 0C /70 min
Ποιότητα μονωτικού Υλικού	EPS 100
Πυκνότητα Μονωτικού Υλικού	20-22 Kgr/m ³
Συντελεστής Θερμικής Αγωγιμότητας	λ= 0.035 W/mk
Βάρος Σοβατισμένης Τοιχοποιίας	~ 180 - 200 Kgr/ m ² (3D Panel_3Δ) και ~ 90 - 100 Kgr/ m ² (3D Panel_W)

Σχήμα 2.29: Χαρακτηριστικά 3Δ-Πάνελ.

➤ Κατηγορίες 3D-Panel:



Σχήμα 2.30: Προσομοίωση 3Δ-Πάνελ.



Σχήμα 2.31: Κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

➤ **Στάδια εφαρμογής:**

1. Η τοποθέτηση των 3D Panel (3Δ και W) πραγματοποιείται με την χάραξη της τοιχοποιίας με βάση το μεταλλικό σκελετό. Ο μεταλλικός σκελετός λόγω της καθετότητας συμβάλλει στην ακρίβεια της χάραξης της οπλισμένης τοιχοποιίας 3D Panel.
2. Το επόμενο βήμα μετά την χάραξη είναι η τοποθέτηση των αναμονών (μεταλλική πλαισιακή στήριξη). Οι μεταλλικές ηλεκτροσυγκολλημένες βέργες (οριζόντιες και κάθετες) Ø8.0 τοποθετούνται ανά 300mm.
3. Το τρίτο στάδιο της εφαρμογής είναι η τοποθέτηση των 3D Panel (3Δ και W). Η τοποθέτηση γίνεται όπως φαίνεται παρακάτω.
4. Το τέταρτο στάδιο της εφαρμογής είναι η επικάλυψη των κολωνών και δοκαριών με τη χρήση 3D Panel_W η με απλή αυτοσβηνόμενη πολυστερίνη.

2.7.5 Επενδύσεις Ορόφων

Η επένδυση της οροφής αποτελείται από τον αναρτημένο μεταλλικό σκελετό και τη γυψοσανίδα, διαμορφωμένη σύμφωνα με την αρχιτεκτονική μελέτη.



Σχήμα 2.32: Επενδύσεις ορόφων στο αρχικό και τελικό στάδιο αντίστοιχα.

3 Φορτία κατασκευής

3.1 Γενικά

Ο φορέας σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε να παραλαμβάνει και να μεταφέρει στο έδαφος με διασφάλιση του απαιτούμενου βαθμού αξιοπιστίας όλες τις δράσεις του αλλά και επιδράσεις από το περιβάλλον οι οποίες υφίστανται ή/και είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και την διάρκεια ζωής του.

Ανάλογα με την χρήση, την μορφή και την θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις για την ανάλυση του φορέα, προκειμένου να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη για την επαρκή διαστασιολόγησή του.

Οι δράσεις επί των κατασκευών στην Ελλάδα και σε άλλες Ευρωπαϊκές χώρες ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1991) και κατατάσσονται στις παρακάτω κατηγορίες ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στον χρόνο:

- *Μόνιμες (G) (permanent)* π.χ. ίδιο βάρος φορέα και στοιχείων πλήρωσης, επιστρώσεις κλπ.
- *Μεταβλητές (Q) (variable)* π.χ. ωφέλιμα φορτία, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού, κλπ.
- *Τυχηματικές (A) (accidental)* π.χ. πυρκαγιά, εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος κλπ.

Επιπλέον οι δράσεις κατηγοριοποιούνται με βάση:

- Την προέλευση τους (*άμεσες και έμμεσες*).
- Την χωρική τους μεταβολή (*σταθερές ή ελεύθερες*).
- Την φύση του και/ή την απόκριση της κατασκευής (*στατικές ή δυναμικές*).

3.2 Μόνιμες δράσεις

Τα μόνιμα ή νεκρά φορτία είναι τα φορτία που λαμβάνονται πάντοτε υπόψη στις κατασκευές και επιβάλλουν στατική φόρτιση, δηλαδή πρόκειται για φορτία σταθερής θέσης και διεύθυνσης. Σε αυτά περιλαμβάνονται το σύνολο του ιδίου βάρους της κατασκευής και τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία, όπως το υλικό στέγασης, οι επικαλύψεις και οι επενδύσεις, ο ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, οι υδραυλικές εγκαταστάσεις, κλπ. Τα μόνιμα φορτία διακρίνονται σε κύρια και σε δευτερεύοντα. Κύρια χαρακτηρίζονται εκείνα που κατά μέγεθος είναι μεγαλύτερα και αποτελούν το κύριο ποσοστό των μονίμων. Ως δευτερεύουσες χαρακτηρίζονται οι υπόλοιπες φορτίσεις, όπου είναι μικρότερης τάξης μόνιμα φορτία. Στον Ευρωκώδικα 1 Παράρτημα Α δίνονται σε μορφή πίνακα τα χαρακτηριστικά ίδια βάρη των υλικών που δυνητικά θα χρησιμοποιηθούν για στην κατασκευή.

Πίνακας 3.1: Χαρακτηριστικά ίδια βάρη υλικών.

Annex A
(informative)
Tables for nominal density of construction materials, and nominal density and angles of repose for stored materials

Table A.1 - Construction materials-concrete and mortar

Materials	Density γ [kN/m ³]
concrete (see EN 206)	
lightweight	
density class LC 1,0	9,0 to 10,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,2	10,0 to 12,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,4	12,0 to 14,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,6	14,0 to 16,0 ¹⁾²⁾
density class LC 1,8	16,0 to 18,0 ¹⁾²⁾
density class LC 2,0	18,0 to 20,0 ¹⁾²⁾
normal weight	24,0 ¹⁾²⁾
heavy weight	> ¹⁾²⁾
mortar	
cement mortar	19,0 to 23,0
gypsum mortar	12,0 to 18,0
lime-cement mortar	18,0 to 20,0
lime mortar	12,0 to 18,0

¹⁾ Increase by 1kN/m³ for normal percentage of reinforcing and pre-stressing steel
²⁾ Increase by 1kN/m³ for unhardened concrete
NOTE: See Section 4

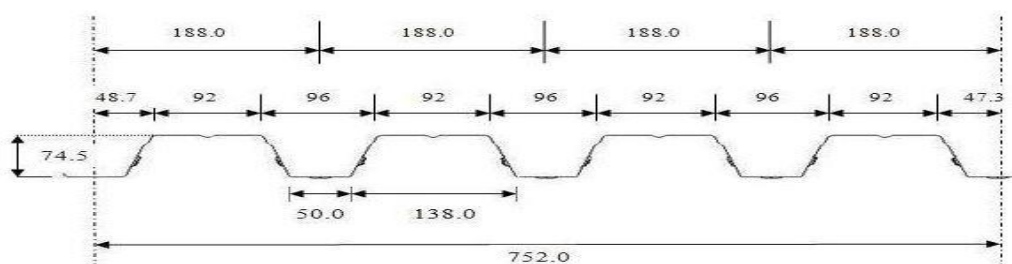
3.2.1 Ίδια βάρη στοιχείων του φέροντος οργανισμού

- Διατομές μελών χαλύβδινου φορέα:

Τα ίδια βάρη λαμβάνονται απ'ευθείας από το πρόγραμμα της ανάλυσης, FESPA. Επιπλέον γίνεται μια προσαύξηση κατά 10% (τίθεται στο πρόγραμμα self weight factor ίσο με 1,1 ώστε ληφθούν υπόψιν κοχλιώσεις, νευρώσεις, ελάσματα κλπ.).

- Σύμμικτες πλάκες:

-*Τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο:* Το ίδιο βάρος των χαλυβδόφυλλων λαμβάνεται απευθείας από σχετικούς πίνακες του κατασκευαστή και υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα.



Σχήμα 3.1: Διαστάσεις χαλυβδόφυλλου SYMDECK 75.

-*Πλάκα σκυροδέματος:* συνολικό πάχος $h = 15$ cm.



Σχήμα 3.2: Σύμμικτη πλάκα – Τομή.

3.2.2 Πρόσθετα μόνιμα φορτία

➤ Τοιχοποιίες Πλήρωσης:

Σύμφωνα με τα σχέδια της αρχιτεκτονικής μελέτης έχουμε προσδιορίσει τη θέση των τοιχοποιιών πλήρωσης. Σχεδιάζοντας την κατασκευή υπέρ της ασφαλείας θα τοποθετήσουμε ένα γραμμικό φορτίο σε όλο το μήκος των δοκών και το μέτρο του γραμμικού φορτίου θα είναι $W_{\text{τοιχοπλήρωσης}}=1,35\text{kN/m}$, $(0,45\text{KN}/\text{m}^2 \times 3\text{m})$, με ύψος τοιχοποιίας τα 3.5m.

➤ Επικαλύψεις Δαπέδων:

Οι επικαλύψεις των δαπέδων αποτελούνται από τσιμεντοκονία εξομάλυνσης, κόλλα πλακιδίων και πλακίδια, για αυτό το λόγο υπολογίστηκε ως ένα επιφανειακό μόνιμο φορτίο $1,00\text{ KN}/\text{m}^2$ το οποίο εφαρμόστηκε σε όλη την κάτοψη.

➤ Μονώσεις Δώματος:

Το συνολικό επιφανειακό μόνιμο φορτίο που προκύπτει είναι $3,50\text{ KN}/\text{m}^2$.

➤ Επενδύσεις Ορόφων:

Το συνολικό επιφανειακό μόνιμο φορτίο που προκύπτει είναι $0,20\text{ KN}/\text{m}^2$.

➤ Μηχανολογικές Εγκαταστάσεις:

Οι μηχανολογικές εγκαταστάσεις αποτελούνται από τις κλιματιστικές μονάδες, το σύστημα ψύξης-θέρμανσης, το σύστημα κυκλοφορίας, τις σωληνώσεις αυτών, καθώς και τις ηλεκτρολογικές εγκαταστάσεις.

Το συνολικό επιφανειακό μόνιμο φορτίο που προκύπτει είναι $4,00\text{ KN}/\text{m}^2$.

Οι εγκαταστάσεις αυτές θα τοποθετηθούν στο υπόγειο και δεν θα προκαλέσουν έντονες φορτικές ιδιαιτερότητες. Υπάρχουν όμως και μηχανολογικές εγκαταστάσεις που θα είναι αναρτημένες και αποτελούνται από τις σωληνώσεις φυσικού αερίου, συστήματος πυρόσβεσης των κοινοχρήστων χώρων, σωληνώσεις ύδρευσης, αποχέτευσης, και των ηλεκτρολογικών εγκαταστάσεων.

Το συνολικό μόνιμο φορτίο από τις αναρτημένες μηχανολογικές εγκαταστάσεις που προκύπτει είναι $0,30\text{ KN}/\text{m}^2$.

3.3 Μεταβλητές δράσεις

3.3.1 Ωφέλιμα φορτία

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

Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους, για αυτόν τον λόγο προσδιορίζονται στατιστικά, και εφαρμόζονται στην ανάλυση με

χαρακτηριστικές τιμές που δίνονται από τους κανονισμούς και συγκεκριμένα από τον EN 1991-1-1.

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες χρήσης [EN1991-1-1 § 6.3.1.1 Πιν.6.1].

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
A	Χώροι διαμονής	Δωμάτια σε κτήρια κατοικιών και στίπια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξεκώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, και D ¹⁾)	C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εσπατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνώστηρια, χώροι υποδοχής. C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς. C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαυλία σιδηροδρομικών σταθμών. C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

¹⁾ Εφιστάται η προσοχή στο 6.3.1.1(2), και συγκεκριμένα για το C4 και C5. Βλέπε EN 1990 στην περίπτωση που πρέπει να εξετασθούν οι δυναμικές επιδράσεις. Για την Κατηγορία E, βλέπε πίνακα 6.3 ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 Βλέπε 6.3.2 για αποθήκευση ή βιομηχανικές δραστηριότητες.

Πίνακας 3.3: Κατηγοριοποίηση στεγών [EN1991-1-1 § 6.3.4 Πιν.6.9].

Categories of loaded area	Specific Use
H	Roofs not accessible except for normal maintenance and repair.
I	Roofs accessible with occupancy according to categories A to D
K	Roofs accessible for special services, such as helicopter landing areas

Πίνακας 3.4: Ωφέλιμα φορτία σε δάπεδα, εξώστες και κλίμακες κτιρίων [Εθνικό Προσάρτημα του EN1991-1-1 § 6.3.1.2 Πιν.6.2].

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία A και Κατηγορία B		
- Δάπεδα	2,0	2,0
- Σκάλες	3,5	2,0
- Μπαλκόνια	5,0	3,0
Κατηγορία C		
- C1	3,0	3,0
- C2	5,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	4,0
- C5	7,5	4,5
Κατηγορία D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	4,0

Προκειμένου να καθοριστούν οι τιμές των ωφέλιμων φορτίων μιας κατασκευής, οι επιφάνειες των κτιρίων κατατάσσονται σε κατηγορίες αναλόγως με την χρήση τους, επομένως από τους πίνακες 3.2 και 3.3 , για το υπό μελέτη κτίριο προκύπτει :

- Χώροι ορόφων : Κατηγορία A
- Δώμα : Κατηγορία I

Οι τιμές των ωφέλιμων φορτίων για τις στέγες λαμβάνονται για την κατηγορία I από τους πίνακες 6.2 , 6.4 και 6.8 του EN1991-1-1 ανάλογα με την χρήση τους.

Επομένως με βάση τον πίνακα 3.5 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά σε έναν πίνακα οι τιμές των ωφέλιμων φορτίων στον υπό μελέτη φορέα :

Πίνακας 3.5: Ωφέλιμα φορτία στον υπό μελέτη φορέα.

Φορτιζόμενες επιφάνειες	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Δάπεδα	2.0	2.0
Σκάλες	5.0	2.0
Εξώστες	5.0	3.0
Δώμα	2.0	2.0

3.3.2 Φορτία χιονιού

Το φορτίο του χιονιού υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1-3, που περιέχει οδηγίες για τη φόρτιση χιονιού, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρο κάτω των 1500m. Έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δεν λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης υπό ανθρώπινη παρέμβαση. Το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, ενώ κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, το εν λόγω φορτίο, μπορεί να κατανέμεται επί τη στέγης με διαφορετικό τρόπο.

A. Προσδιορισμός φορτίου χιονιού(s) σε στέγες

Το φορτίο χιονιού σε μια στέγη προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση:

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t s_k \quad (3.1)$$

Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad} \quad (3.2)$$

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 προστατευμένες (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. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.
- $s_{Ad} = C_{esl} \cdot s_k$ είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους (συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού: $C_{esl} = 2, 0$).

B. Προσδιορισμός χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού (s_k) επί του εδάφους.

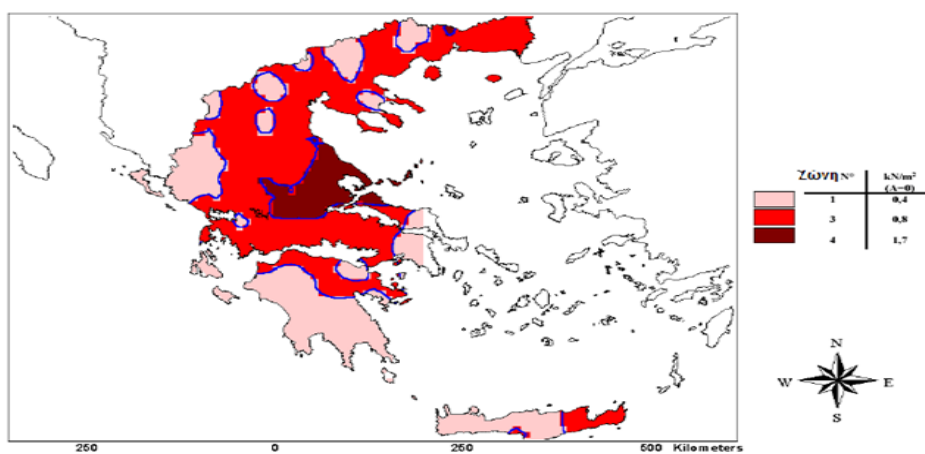
Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN 1991 - Μέρος 1-3.

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:

1. 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.

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

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



Σχήμα 3.3: Ζώνες χιονιού και χαρακτηριστικές τιμές.

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 συναρτίζεται της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} * \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] \quad (3.3)$$

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.

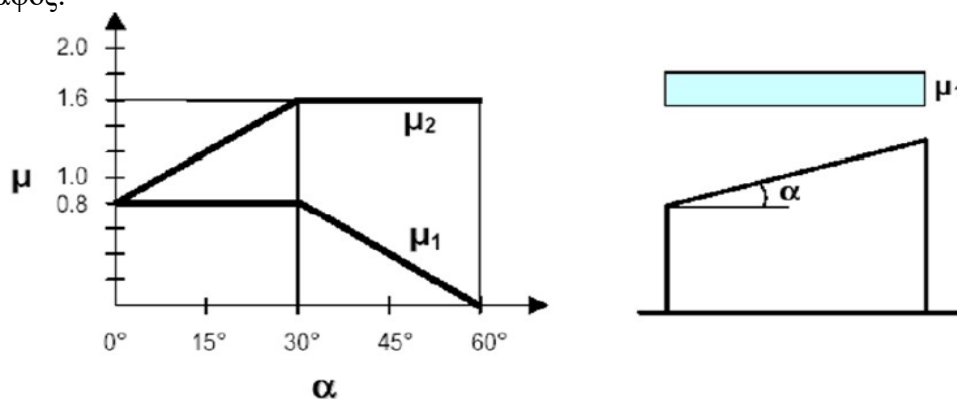
Γενικά η Αθήνα βρίσκεται σε υψόμετρο 90 m. Με στρογγύλευση στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα προκύπτει $A=100m$.

Επομένως για το συγκεκριμένο έργο, η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους είναι ίση με :

$$s_k = s_{k,0} * \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] = 0.8 \frac{kN}{m^2} * \left[1 + \left(\frac{100}{917} \right)^2 \right] = 0.81 \frac{kN}{m^2}$$

C. Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού (μ)

Ο συντελεστής μορφής φορτίου εξαρτάται από τη μορφή και τη γεωμετρία της στέγης. Η στέγη του κτιρίου τόσο πάνω από τον τελευταίο όροφο όσο και στην απόληξη του κλιμακοστασίου είναι οριζόντια (δώμα, $\alpha=0^\circ$). Το φορτίο του χιονιού εφαρμόζεται στην επιφάνεια της προκατασκευασμένης πλάκας σκυροδέματος και μεταφέρεται στις δοκούς και από εκεί μέσω των υποστυλωμάτων στην θεμελίωση και στο έδαφος.



Σχήμα 3.4: Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού για μονοκλινείς στέγες.

Για οριζόντιες στέγες, από τα παραπάνω σχήματα, προκύπτει για τις μονοκλινείς στέγες με $\alpha=0^\circ$ ο συντελεστής σχήματος χιονιού $\mu=0,80$.

Για την παρούσα διπλωματική εργασία το πρόγραμμα έχει την δυνατότητα να υπολογίζει τα φορτία χιονιού αυτόματα, παρόλα αυτά θα λάβουμε αυθαίρετα ένα λογικό φορτίο χιονιού και θα το εφαρμόσουμε σε όλο το εμβαδό της οροφής ως ένα μόνιμο φορτίο. Το μέτρο του φορτίου χιονιού που θα λάβουμε υπόψη ισούται με $s=0,50 \text{ kN/m}^2$.

3.3.3 Φορτία ανέμου

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

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

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

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

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

✓ Τελική θεώρηση:

Κατά τον σχεδιασμό τα φορτία λόγω ανέμου δεν συνδυάζονται με τα σεισμικά. Η σεισμική δράση, δίνει φόρτιση ανάλογη του ανέμου και κατά κανόνα είναι ισχυρότερη, επομένως ο υπολογισμός της δράσεως του ανέμου στη παρούσα διπλωματική γίνεται για κάποια βασικά μεγέθη με σκοπό την εξάσκηση.

• Βασική Ταχύτητα Ανέμου:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} \quad (3.4)$$

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

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

Άρα $v_{b,0} = 27$ m/s και τελικά $v_b = 1,0 * 1,0 * 27$ m/s $\Rightarrow v_b = 27$ m/s

• Βασική Πίεση:

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 \quad (3.5)$$

όπου:

- ρ air είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας (ρ air = 1,25 kg/m³)

Άρα $q_b = 0,5 * 1,25 * 27^2 \Rightarrow q_b = 455,63$ N/m²

- Μέση ταχύτητα ανέμου:

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

$$V_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (3.6)$$

όπου:

- $c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $c_o(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (=1,0)
 - Υπολογισμός του συντελεστής τραχύτητας $C_r(z)$:

Από το Εθνικό Προσάρτημα ορίζεται ότι ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από την εξίσωση (3.6) [εξίσωση (4.4) του EN1991-1-4].

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

$$c_r(z) = c_r * (z_{min}) \quad \text{για} \quad z \leq z_{min}$$

Όπου:

z_o = το μήκος τραχύτητας, εξαρτάται από την κατηγορία εδάφους [πίνακας 3.6]

k_r = συντελεστής εδάφους που εξαρτάται από το z_o και υπολογίζεται από την εξίσωση (3.7) :

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_o}{z_{o,II}}\right)^{0.07} \quad (3.7)$$

Ύψος κτιρίου :

- Τελευταίο επίπεδο (δώμα) : $z_1 = 35$ m
- Απόληξη κλιμακοστασίου : $z_2 = 38.5$ m

Για κάθε περίπτωση είναι $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

Οπότε σύμφωνα με την εξίσωση (3.6):

- Για z_1 : $c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) = 0.234 * \ln\left(\frac{35}{1}\right) = 0.8319$
- Για z_2 : $c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) = 0.234 * \ln\left(\frac{38,5}{1}\right) = 0.8542$

Πίνακας 3.6: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχη παράμετροι.

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

Επομένως θα είναι:

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_o}{z_{o,ll}}\right)^{0.07} = 0.19 * \left(\frac{1}{0.05}\right)^{0.07} = 0.234$$

Στην κάθε περίπτωση , η μέση ταχύτητα ανέμου είναι :

$$\text{Για } z_1 : v_m(z_1) = c_r(z_1) * c_o(z) * v_b = 0.8319 * 1 * 27 \text{ m/s} = 22.5 \text{ m/s}$$

$$\text{Για } z_2 : v_m(z_2) = c_r(z_2) * c_o(z) * v_b = 0.8542 * 1 * 27 \text{ m/s} = 23.1 \text{ m/s}$$

- Υπολογισμός της έντασης στροβιλισμού $I_v(z)$:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} \quad \text{για} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

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

όπου:

- k_1 : συντελεστής στροβιλισμού, ίσος με 1,0 σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα
- c_o : είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους.
- z_o : είναι το μήκος τραχύτητας,

Για κάθε περίπτωση είναι $z_{min} \leq z \leq z_{max}$

Οπότε:

$$\text{Για } z_1 : I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{35}{1}\right)} = 0.30$$

$$\text{Για } z_2 : I_v(z) = \frac{k_1}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{38.5}{1}\right)} = 0.29$$

- Πίεση Ταχύτητας Αιχμής:

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

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \quad (3.8)$$

Οπότε:

$$\text{Για } z_1 : q_p(z_1) = [1 + 7 * 0.299] * \frac{1}{2} * \frac{1.25 \text{ kg}}{\text{m}^3} * \left(\frac{35 \text{ m}}{\text{s}}\right)^2 = \frac{1297 \text{ N}}{\text{m}^2} = 1.30 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Για } z_2 : q_p(z_2) = [1 + 7 * 0.29] * \frac{1}{2} * \frac{1.25 \text{ kg}}{\text{m}^3} * \left(\frac{38.5 \text{ m}}{\text{s}}\right)^2 = \frac{1350 \text{ N}}{\text{m}^2} = 1.35 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- ✓ Το φορτίο του ανέμου καθώς και οι παραπάνω συντελεστές και παράμετροι στην παρούσα εργασία θα υπολογισθούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Το μόνο που χρειάζεται να γίνει είναι να του ορίσουμε τα περιμετρικά υποστυλώματα στα οποία θα εφαρμόσκει το φορτίο.

3.3.4 Ατέλειες

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 , θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι εξής ατέλειες:

- Καθολικές ατέλειες για πλαίσια και συστήματα δυσκαμψίας , ο υπολογισμός τους για τα πλαίσια παρουσιάζεται παρακάτω.
- Τοπικές ατέλειες για μεμονωμένα μέλη , οι οποίες εμπεριέχονται στις σχέσεις της παραγράφου.

➤ Ατέλειες για ανάλυση πλαισίων:

Για ευαισθητα σε λυγισμό με πλευρική μετάθεση πλαίσια, η επίδραση των ατελειών λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση μέσω μιας ισοδύναμης ατέλειας που περιλαμβάνει αρχική κλίση φ . Αντί για αρχική κλίση λαμβάνονται ισοδύναμα φορτία φ_{Ned} τα οποία εφαρμόζονται σε κάθε στάθμη ορόφου/δαπέδου, όπου Ned το κατακόρυφο φορτίο ορόφου, λαμβανομένου υπόψη και του ιδίου βάρους της σιδηροκατασκευής.

Οι καθολικές ατέλειες πρέπει να εφαρμόζονται προς όλες τις οριζόντιες διεθύνσεις, αλλά θεωρούνται μόνο κατά μία διεύθυνση κάθε φορά.

- Αρχική κλίση φορέα:

$$\varphi = \varphi_o * a_h * a_m \quad (3.9)$$

Όπου:

$\varphi_o = 1/200$, βασική τιμή

a_h = μειωτικός συντελεστής σχετικός με το ύψος h

$$a_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{αλλά} \quad \frac{2}{3} \leq a_h \leq 1.0$$

h = ύψος της κατασκευής σε m

a_m = μειωτικός συντελεστής σχετικός με τον αριθμό των στύλων σε έναν όροφο

$$a_m = \sqrt{0.5 * (1 + \frac{1}{m})} \quad (3.10)$$

m = αριθμός των στύλων σε μία σειρά και περιλαμβάνει μόνο εκείνους τους στύλους που φέρουν κατακόρυφο φορτίο NEd όχι μικρότερο από το 50% της μέσης τιμής του φορτίου των στύλων στο υπό θεώρηση κατακόρυφο επίπεδο.

- Ισοδύναμο οριζόντιο φορτίο:

$$F_i = \varphi * Ned \quad (3.11)$$

3.3.5 Σεισμική Δράση

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 επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Πρόκειται λοιπόν για αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κλπ.).

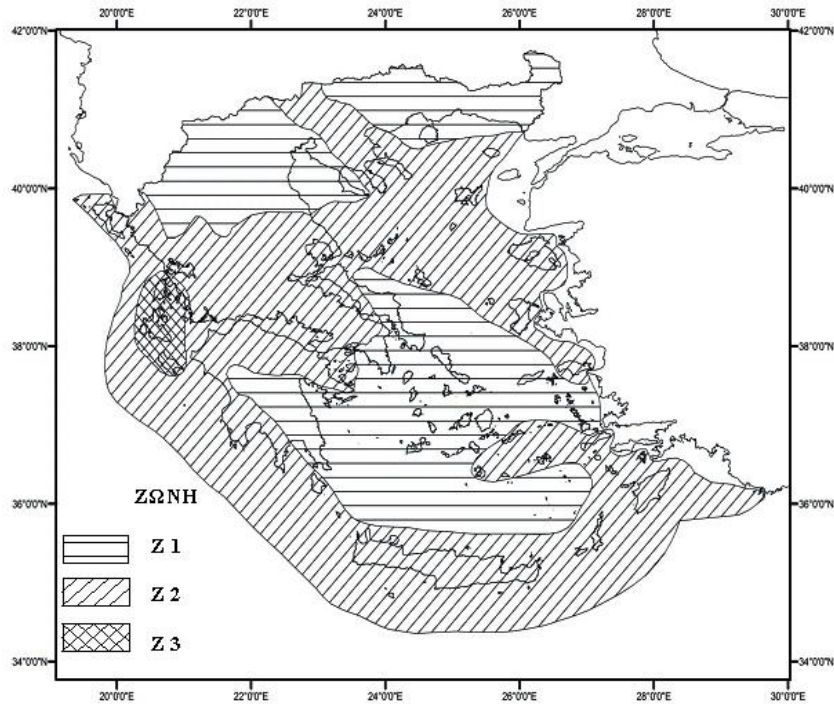
Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης
- Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης.

Η μελέτη του κτιρίου έναντι σεισμού έγινε μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατά την επίλυση με το πρόγραμμα και παρατίθεται αναλυτικά σε επόμενο κεφάλαιο.

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.5. Το κτίριο μας βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I.



Σχήμα 3.5: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας.

Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση $A = a \cdot g$. Στον πίνακα 3.7 φαίνονται οι σεισμικές επιταχύνσεις του εδάφους για κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας. Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I (Z1)-Δήμος Αθηνών, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A = 0,16g$.

Πίνακας 3.7: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους ανά ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

Ζώνη	a_{gR}/g
Z1	0,16
Z2	0,24
Z3	0,36

Κατηγορία εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 7 κατηγορίες A, B, Γ, Δ, E, S1 και S2. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B σύμφωνα με τον πίνακα 3.8 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Πίνακας 3.8: Κατηγορίες εδάφους[EN 1998-1 § 3.1.2 Πιν.3.1].

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

Συντελεστής σπουδαιότητας

Η τιμή αναφοράς α_{gR} της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη (ή περίοδο επαναφοράς 475 έτη). Για διαφορετική περίοδο επαναφοράς ορίζεται συντελεστής σπουδαιότητας γ_I και η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος A προκύπτει από τη σχέση :

$$\alpha_g = \gamma_I * \alpha_{gR} \quad (3.12)$$

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 υπό μελέτη κτίριο κατατάσσεται στα συνήθη κτίρια (II) με $\gamma_I = 1.0$, επομένως από την εξίσωση (3.14) η επιτάχυνση σχεδιασμού είναι: $\alpha_g = 0.16 g$.

Πίνακας 3.9: Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I
[EN 1998-1 Πιν.4.3].

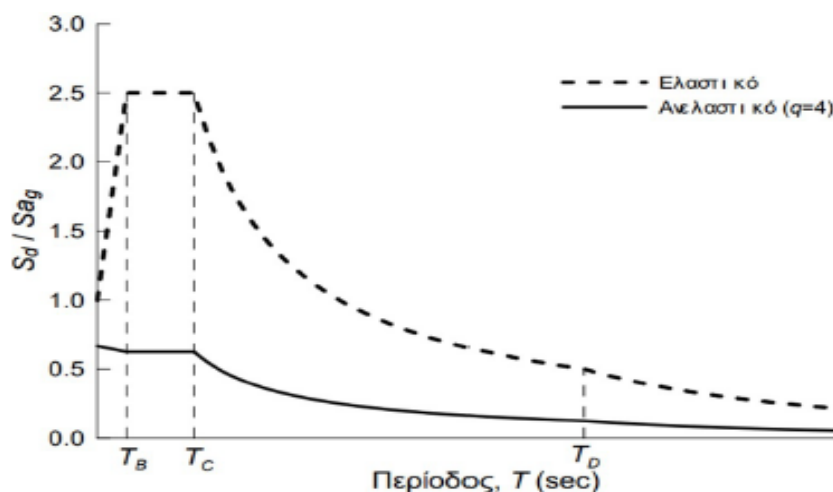
Κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίων		γ _I
I	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα κλπ.	0,80
II	Συνήθη κτίρια που δεν ανήκουν στις λοιπές κατηγορίες	1,00
III	Κτίρια των οποίων η αντισεισμική αντοχή είναι σημαντική ως προς τις συνέπειες μιας πιθανής αστοχίας, π.χ. σχολεία, χώροι συνάντησης κοινού, μουσεία κλπ.	1,20
IV	Κτίρια των οποίων η λειτουργία κατά την διάρκεια του σεισμού είναι ζωτικής σημασίας για την πολιτική προστασία, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κλπ.	1,40

Συντελεστής συμπεριφοράς

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. 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. Στην περίπτωση μας επιλέγουμε υψηλή πλάστιμη συμπεριφορά του κτιρίου και επομένως ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται $q=4$.

Φάσμα σχεδιασμού

Η κατασκευή σχεδιάζεται ώστε να συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού, δηλ. να υφίσταται απορρόφηση ενέργειας μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς των φερόντων στοιχείων. Σε αυτήν την περίπτωση, δεν απαιτείται ανελαστική ανάλυση, αλλά γίνεται ελαστική ανάλυση με βάση το ελαστικό φάσμα μειωμένο μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q .



Σχήμα 3.6: Μορφή ανελαστικού φάσματος σχεδιασμού EN 1998-1 για $q = 4$ και αντίστοιχου ελαστικού φάσματος.

Πίνακας 3.10: Τιμές παραμέτρων εδαφικού τύπου: T_B, T_C, T_D, S
[EN 1998-1 /ΕΠ Πιν.1].

Κατηγορία Εδάφους	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.20	0.6	2.5
D	1.35	0.20	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του Ευρωκώδικα 8:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

Όπου:

- $S_d(T)$ είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού
- T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης.
- a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A
- T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.
- T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης.
- T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος.
- S είναι ο συντελεστής εδάφους.
- q είναι συντελεστής συμπεριφοράς.
- β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή $\beta=0,2$.

Για έδαφος κατηγορίας B, έχουμε : $S=1,2$, $T_B=0,15s$, $T_C=0,5s$ και $T_D=2,0s$.

Σεισμική ανάλυση στο πρόγραμμα ανάλυσης

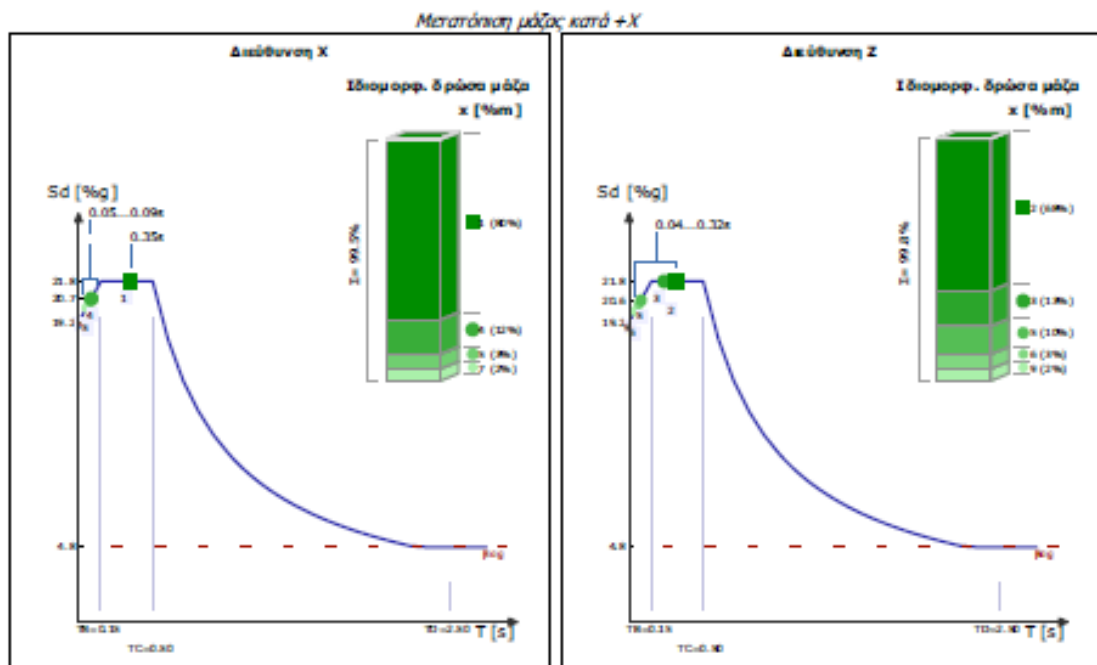
Αναπαρίστανται γραφικά στο φάσμα σχεδιασμού οι ιδιοπερίοδοι του κτιρίου για κάθε διεύθυνση, ενώ σημειώνονται τα ποσοστά των ιδιομορφικών μαζών που ενεργοποιεί η κάθε ιδιομορφή. Γίνεται, λοιπόν, εκτίμηση των σεισμικών επιταχύνσεων που ενεργούν στο κτίριο καθώς και η σημαντικότητα κάθε ιδιομορφής σύμφωνα με το ποσοστό τις μάζας που διεγείρει.

Δεδομένα:

- Σεισμική Ζώνη: Z1 ($a_{gr}=0.16 \text{ m/s}^2$).
- Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_{II} = 1,0$.
- Κατηγορία εδάφους B (συντελεστής εδάφους $s=1.20$).
- $T_B = 0,15$, $T_C = 0,50$, $T_D = 2,50$.
- Κατηγορία πλαστιμότητας μέση (ΚΠΜ).
- Στατικό σύστημα κατά x: πολυώροφα πλαίσια ροπών πολλών ανοιγμάτων.
- Στατικό σύστημα κατά z: πολυώροφα πλαίσια ροπών πολλών ανοιγμάτων.
- Το κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη.
- Καθ' ύψος στη διεύθυνση κανονικό τις διευθύνσεις x-x και z-z:.
- Συντελεστής συμπεριφοράς οριζόντια $q_x = 4,00$.
- Συντελεστής συμπεριφοράς οριζόντια $q_z = 4,00$.
- Συντελεστής συμπεριφοράς κατακόρυφα $q_v = 1,5$.

Σεισμική ανάλυση

Φάσμα σχεδιασμού [EC8-1 §3.2.2.5] - Ιδιοπερίοδοι



Σχήμα 3.7: Γραφική αναπαράσταση των ιδιοπεριοδών και αντίστοιχων ποσοστών ιδιομορφικών μαζών στο φάσμα σχεδιασμού.

3.4 Συνδυασμοί δράσεων

3.4.1 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 επ' τις. Οι δράσεις αυτές, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τις 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 τις 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 τις παρακάτω δύο κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις Αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις Λειτουργικότητας

– Συντελεστές ασφαλείας δράσεων:

Κατά την προσομοίωση των δράσεων και των αποτελεσμάτων τις είναι πιθανόν να υπάρχουν δυσμενείς αποκλίσεις, ανακρίβειες λόγω προσεγγίσεων κλπ. Οι αβεβαιότητες αυτές λαμβάνονται υπόψιν μέσω τις εισαγωγής επιμέρους συντελεστών ασφαλείας δράσεων (γF) οι οποίοι είναι μεγαλύτεροι τις μονάδας και πολλαπλασιάζονται με τις χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων (F_k) (αναμενόμενες δράσεις) ώστε να υπολογιστούν οι δράσεις σχεδιασμού (F_d). Οι τιμές τις παρουσιάζονται στον πίνακα 3.11 :

Πίνακας 3.11: Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας των δράσεων.

	Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας		Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας	
	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Ευμενής επίδραση
γ_G	1.35	1.00	1.00	1.00
γ_Q	1.50	0	1.00	0
γ_A, γ_E	1.00	0	-	-

Όπου:

γ_G = επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση

γ_Q = επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση

γ_A = επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη τυχηματική δράση

γ_E = επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη δράση δράση

– Συντελεστές ασφαλείας αντιδράσεων:

Αβεβαιότητες υπάρχουν και κατά την θεώρηση των υλικών, λόγω π.χ. δυσμενών αποκλίσεων τις αντοχής τις από τις χαρακτηριστικές τις τιμές, πιθανών τοπικών μικροατελειών των υλικών, διάφορες ανακρίβειες κλπ. Οπότε θεωρούνται και για τα υλικά επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_M , μεγαλύτεροι τις μονάδας με τις οποίους διαιρούνται οι χαρακτηριστικές τιμές των αντοχών R_k (αναμενόμενες αντοχές) ώστε

να υπολογιστούν οι αντοχές σχεδιασμού Rd. Οι τιμές τις παρουσιάζονται στον πίνακα 3.12.

Πίνακας 3.12: Τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας αντιστάσεων.

Υλικό	Συντελεστής	Τιμή
Δομικός Χάλυβας	γ_{m0}	1.00
	γ_{m1}	1.00
	γ_{m2}	1.25
Σκυρόδεμα	γ_c	1.50
Χάλυβας οπλισμού	γ_s	1.15

- Συντελεστές συνδυασμού:

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

Οι συντελεστές ψ για τα κτίρια, τις προτείνονται από τον Ευρωκώδικα δίνονται στον Πίνακα 3.13 και στον Πίνακα 3.14 φαίνονται οι συντελεστές ψ για τα φορτία που θα χρησιμοποιηθούν.

Πίνακας 3.13: Συντελεστές ψ για κτίρια.

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7 0	0,5 0	0,3 0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας 3.14: Συντελεστές ψ που θα χρησιμοποιηθούν.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Ωφέλιμα	1,0	0,9	0,8
Χιόνι	0,5	0,2	0
Άνεμος	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία	0,6	0,5	0

Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ultimate Limit State)

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

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$E_{d,A} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.18)$$

γ) Για καταστάσεις σεισμικού:

$$E_{d,E} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.19)$$

Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (Serviceability Limit State)

Οι καταστάσεις αυτές συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κ.τ.λ.).

α) Χαρακτηριστικός συνδιασμός (Characteristic combination):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.20)$$

β) Συχνός συνδιασμός (Frequent combination):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.21)$$

γ) Οιονεί μόνιμος συνδιασμός (Quasi-permanent combination):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.22)$$

3.4.2 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία

Στην παρούσα διπλωματική εργασία τα φορτία συνδυασμού θα προκύψουν αυτόματα από το πρόγραμμα και παρουσιάζονται σε μορφή πινάκων μέσω του προγράμματος. Πάντα υπάρχει η δυνατότητα να γίνουν παραμετροποιήσεις σε οποιοδήποτε συνδυασμό, δημιουργία νέου ή και διαγραφή κάποιου συνδυασμού δράσεων, και εξαρτάται από τον μελετητή αναλόγως στο τι στοχεύει να μελετήσει. Εδώ χρησιμοποιήθηκαν συνδυασμοί φορτίσεων που προκύπτουν από τον εφαρμοζόμενο κανονισμό των Ευρωκώδικων.

Φορτίσεις & Συνδυασμοί φορτίσεων στο κτίριο

Πίνακας φορτίσεων

A/A	Όνομα	Συντομογραφία
Φ1	Μόνιμο φορτία	G
Φ2	Κινητά φορτία	Q
Φ3	Κινητά Α'	QA
Φ4	Κινητά Β'	QB
Φ5	Κινητά Γ'	QC
Φ6	Κινητά Δ'	QD
Φ7	Κινητά Ε'	QE
Φ8	[G+ψ2xQ]	[G+ψ2xQ]

Συνδυασμοί δράσεων

A/A	Περιγραφή συνδυασμού	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Περιορισμός τάσεων	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G+1.05Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.35G+1.05QA	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ3	1.35G+1.05QB	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ4	1.35G+1.05QC	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ5	1.35G+1.05QD	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ6	1.35G+1.05QE	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ7	1.15G+1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ8	1.15G+1.50QA	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ9	1.15G+1.50QB	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ10	1.15G+1.50QC	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ11	1.15G+1.50QD	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ12	1.15G+1.50QE	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι	Όχι
ΣΦ13	1.00G+1.00Q	Όχι	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι
ΣΦ14	1.00[G+ψ2xQ]	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι

Σεισμικοί συνδυασμοί

A/A	Ο.Κ.Α. - Συνδυασμοί των σεισμικών δράσεων
ΣΣ1	1.00*G+ψ2*Q±1.00{E[x]+E[z]}

Σχήμα 3.8: Φορτίσεις και συνδυασμοί φορτίσεων από το πρόγραμμα ανάλυσης FESPA.

4 Στατική ανάλυση

4.1 Παρουσίαση προγράμματος FESPA-TEKTON



Σχήμα 4.1: Λογότυπο προγράμματος FESPA-TEKTON.

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Fespa, τις διεθνώς αναγνωρισμένου και εξελιγμένου λογισμικού στην τεχνολογία τις τρισδιάστατης ανάλυσης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με εξαιρετικές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιώματος μεγάλης κλίμακας. Ένα χαρακτηριστικό του προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για ανάλυση είτε μεταλλικών κατασκευών, είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε συνδυασμό των δυο τις θα μελετήσουμε στη παρούσα διπλωματική εργασία.

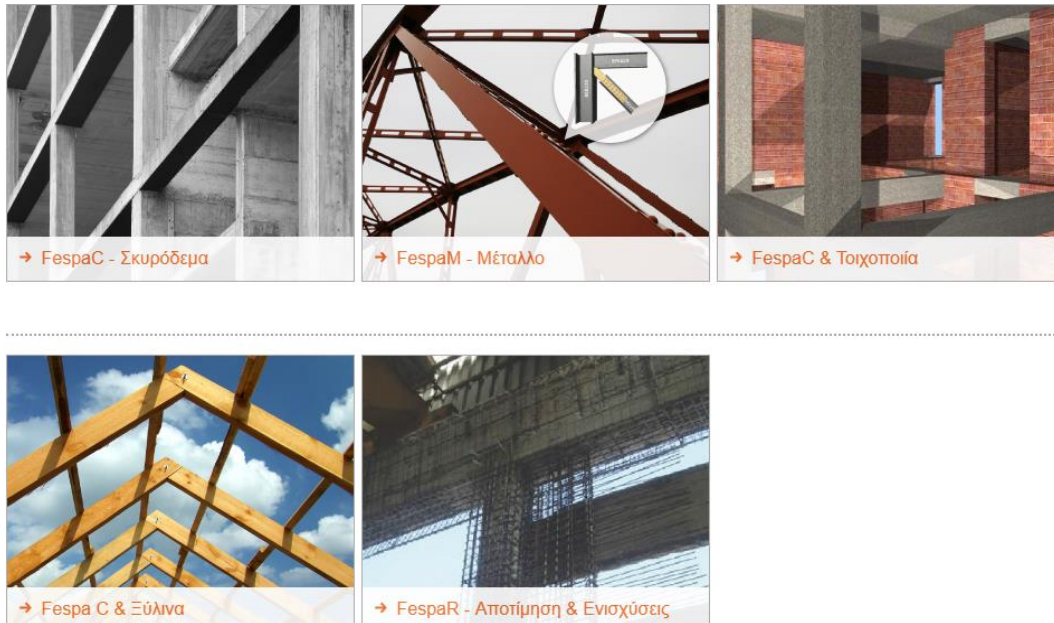
Τα βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο λογισμικό τρισδιάστατης ανάλυσης είναι τα εξής:

- Η δυνατότητα άμεσης σχεδίασης των δομικών στοιχείων τις υποστυλώματα, δοκοί πλάκες και λοιπών μερών τις κατασκευής.
- Η ευκολία παραμετροποίησης των δομικών στοιχείων και το πλήθος των παραμέτρων που μπορούμε να αλλάξουμε έτσι ώστε να έχουμε την βέλτιστη δυνατή προσομοίωση.
- Η δυνατότητα να απεικονίσουμε το μοντέλο σε 3D μορφή για περαιτέρω έλεγχο.
- Τα αποτελέσματα τις μελέτης συμμορφώνονται πλήρως με τις διεθνείς κανονισμούς

Το Fespa είναι το στατικό πρόγραμμα τις LH Λογισμική για την ανάλυση, διαστασιολόγηση, απεικόνιση, έλεγχο και σχεδίαση δομημάτων τριών διαστάσεων σύμφωνα με τις Ευρωκώδικες και τις ισχύοντες ελληνικούς κανονισμούς.

Το Fespa καλύπτει τις τις φάσεις τις στατικής μελέτης από την ανάλυση & διαστασιολόγηση του φορέα μέχρι την παραγωγή αναλυτικού τεύχους μελέτης και κατασκευαστικών σχεδίων. Μετά την ολοκλήρωση όλων των υπολογισμών, δημιουργούνται αυτόματα τα σχέδια ξυλοτύπων για κάθε όροφο καθώς και λεπτομέρειες υποστυλωμάτων & αναπτύγματα οπλισμών δοκών.

Ανάλογα με τις ανάγκες τις μπορείτε να επιλέξετε το πακέτο που τις ταιριάζει FespaC, FespaM, FespaR ή συνδυασμούς τις.



Σχήμα 4.2: Λογότυπα προγράμματος FESPA-TEKTON.

4.2 Μόρφωση και πρασομοίωση φορέα

4.2.1 Μέλη στατικού φορέα

Ο στατικός φορέας αποτελείται από :

- Πλάκες ορόφων οι οποίες διαμορφώνονται ως σύμμικτες πλάκες που εδράζονται σε χαλυβδόφυλλο.
- Σύμμικτες διαδοκίδες κατά τη διεύθυνση Z, διατομής IPE120.
- Χαλύβδινες κύριες δοκούς εξωστών, διατομής IPE140 και IPE100.
- Σύμμικτες κύριες δοκούς που συνδέουν τα υποστυλώματα και κατά τις δύο διευθύνσεις ,διατομής IPE450 κατά τη διεύθυνση X και IPE100 κατά τη διεύθυνση Z.
- Χαλύβδινα υποστυλώματα , διατομής HEB550 (μεταβολή καθ'ύψος).
- Χαλύβδινους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας κατά τη διεύθυνση Y, διατομής SHS60x6.

Για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων :

- Τα πλαίσια κατά την διεύθυνση X διαμορφώνονται με συνδέσεις ροπής και τα υποστυλώματα κάμπτονται ως τις τον ισχυρό τις άξονα. (Λόγω απαίτησης συχνών και μεγάλων ανοιγμάτων από την αρχιτεκτονική μελέτη)
- Τα πλαίσια κατά την διεύθυνση Z διαμορφώνονται με απλές συνδέσεις τέμνουσας και κατακόρυφους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας ,σε θέσεις ανάλογα με τις απαιτήσεις τις αρχιτεκτονικής μελέτης.
- Σε κάθε όροφο η σύμμικτη πλάκα εξασφαλίζει διαγραγματική λειτουργία.

➤ Σύμμικτες πλάκες :

Οι σύμμικτες πλάκες είναι ο συνηθέστερος τύπος που χρησιμοποιείται στα μεταλλικά κτίρια. Αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Στην φάση λειτουργίας υφίσταται συνεργασία των χαλυβδόφυλλων με το έγχυτο σκληρημένο σκυρόδεμα και τα δύο υλικά λειτουργούν μαζί ως σύμμικτες πλάκες. Τα

χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται με τις αυλακώσεις τις κάθετες τις δευτερεύουσες δοκούς.

➤ **Δευτερεύουσες δοκοί :**

Οι δευτερεύουσες δοκοί μειώνουν το άνοιγμα των πλακών και τοποθετούνται ώστε να περιορίζεται όσο είναι δυνατόν το στατικό ύψος τις πλάκας . Επιπλέον προσφέρουν υποστήριξη των χαλυβδόφυλλων στην φάση κατασκευής.

➤ **Κύριες δοκοί :**

Οι κύριες δοκοί τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων του φορέα και συνδέονται με αυτά ανάλογα με την λειτουργία των πλαισίων σε κάθε διεύθυνση.

➤ **Διατμητικοί ήλοι:**

Η διατμητική σύνδεση πραγματοποιείται με διατμητικούς ήλους κεφαλής οι οποίοι αποτελούν και την συνηθέστερη περίπτωση λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής και τις πλεονεκτικής συμπεριφοράς τις . Η κεφαλή του ήλου εμποδίζει την ανύψωση τις πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή τις από τη σιδηροδοκό.

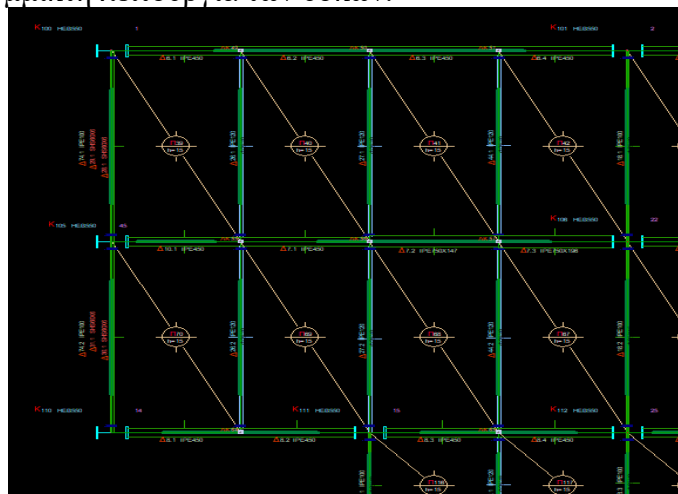
➤ **Υποστυλώματα :**

Τα υποστυλώματα του κτιρίου είναι χαλύβδινα στα 10 επίπεδα άνω του εδάφους και εδράζονται στο ισόγειο στην οροφή υπογείου από οπλισμένο σκυρόδεμα σε αντίστοιχες θέσεις . Η βάση τις διαμορφώνεται έτσι ώστε να δρα ως πάκτωση στον ισχυρό τις άξονα (διεύθυνση πλαισιακής λειτουργίας) και ως άρθρωση στον ασθενή (διεύθυνση με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας).

4.2.2 Προσομοίωση μελών φορέα

➤ **Σύμμικτες πλάκες :**

Η μορφή τις σύμμικτου φορέα που υποστηρίζεται έχει τη μορφή τις παρακάτω εικόνας (Σχήμα 4.3). Πάνω στις κύριες δοκούς συνδέονται αμφιαρθρωτές διαδοκίδες (κύρια μέλη) ή τεγίδες. Έπειτα τοποθετείται το χαλυβδόφυλλο διατάσσοντας τις αυλακώσεις εγκάρσια στην στενή έννοια του ανοίγματος. Χρησιμοποιώντας το χαλυβδόφυλλο ως μόνιμο μεταλλότυπο γίνεται η σκυροδέτηση, υλοποιώντας με αυτόν τον τρόπο την σύμμικτη λειτουργία των δοκών.



Σχήμα 4.3: Τυπική κάτοψη σύμμικτου φορέα.

➤ **Δευτερεύουσες δοκοί :**

Εισάγονται στο προσομοίωμα ως σύμμικτες σε όλο το μήκος τους με το ανάλογο συνεργαζόμενο πλάτος και συνδέονται με τις κύριες δοκούς με απλή στήριξη. Παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία και δεν συμμετέχουν στο κύριο σύστημα παραλαβής των σεισμικών δράσεων του φορέα.

Για τις δευτερεύουσες δοκούς και τις κύριες δοκούς τις διεύθυνσης Z , επειδή οι αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες σε αυτά, το ύψος του αγνοήθηκε και λήφθηκε μόνο το απομένον ύψος τις πλάκας. Ελέγχονται επίσης και τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τις σύμμικτης δοκού.

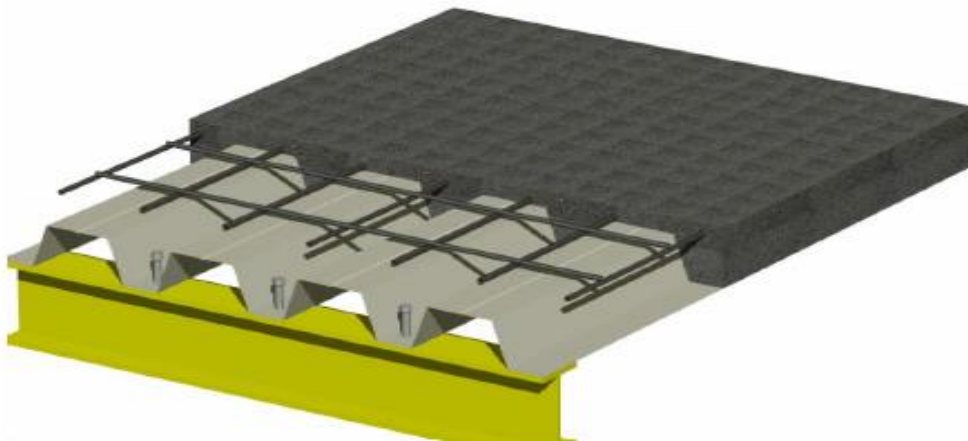
➤ **Κύριες δοκοί :**

Διεύθυνση X: Κύριες δοκοί πλαισιακών φορέων. Είναι σύμμικτες επομένως, ως περιοχές αρνητικών ροπών θεωρούνται το 15% του μήκους τις δοκού εκατέρωθεν των στηριγμάτων. Σε αυτό το μήκος οι δοκοί προσομοιώνονται ως χαλύβδινες ενώ στο υπόλοιπο ως σύμμικτες. Για τις κύριες δοκούς , επειδή οι αυλακώσεις των χαλυβδόφυλλων είναι παράλληλες σε αυτές λαμβάνεται το ισοδύναμο πάχος που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό του βάρους τις πλάκας σκυροδέματος.

Διεύθυνση Z: Οι δοκοί οι οποίες βρίσκονται στις θέσεις των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας προσομοιώνονται ως σύμμικτες σε όλο το μήκος τους καθώς συνδέονται με τα υποστυλώματα με απλή στήριξη.

Κύριες δοκοί εξωστών: Λειτουργούν ως πρόβολοι καθώς συνδέονται με συνδέσεις ροπής με τα υποστυλώματα , επομένως προσομοιώνονται ως χαλύβδινες.

Κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι: Είναι και εισάγονται ως χαλύβδινοι με αρθρώσεις στα άκρα τους.



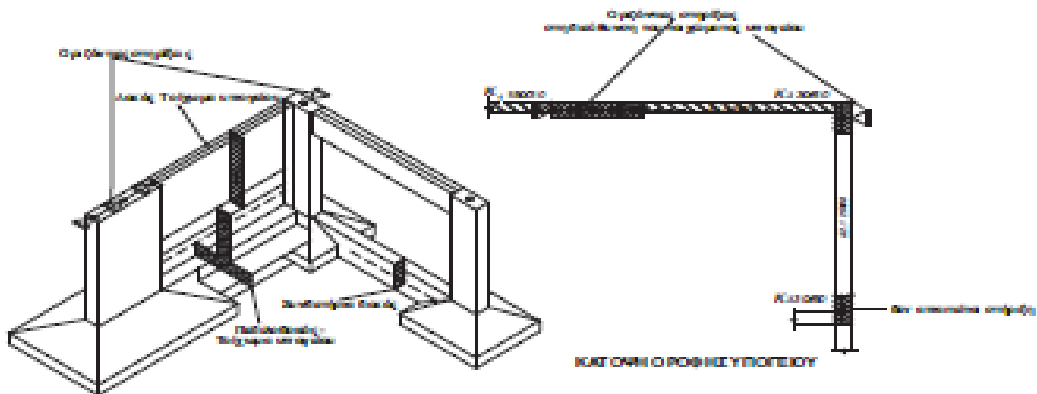
Σχήμα 4.4: Τυπική γεωμετρία σύμμικτης δοκού.

➤ **Υποστυλώματα:**

Είναι και εισάγονται ως χαλύβδινα .Τα πλαίσια στη διεύθυνση X είναι μεταθετά , επομένως υπολογίζονται τα σωστά μήκη λυγισμού των υποστυλωμάτων για τον ισχυρό άξονα με τις σχέσεις και τα διαγράμματα για τα η_1 , η_2 και εισάγονται αυτόματα στο πρόγραμμα.

➤ **Προσομοίωση υπογείου:**

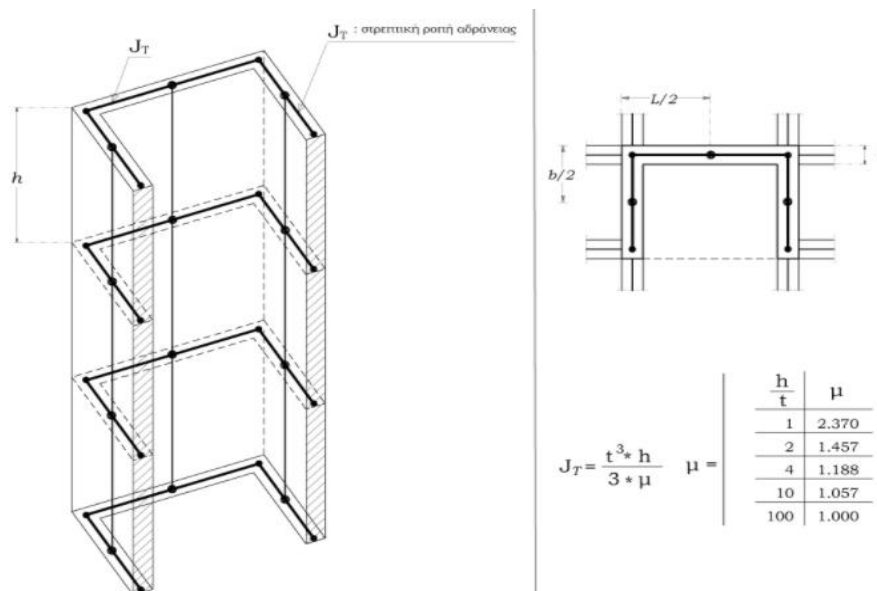
Το υπόγειο αποτελείται από τοιχώματα υπογείου οπλισμένου σκυροδέματος. Με παραγωγή οποιουδήποτε τύπου θεμελίωσης με βάση τον όροφο 0, κάτω από τα τοιχώματα υπογείου παράγονται αυτόματα δοκοί τύπου «Πεδιλοδοκός – Τοίχωμα υπογείου». Κάτω από δοκούς τύπου «Ανωδομής» παράγονται κατά περίπτωση πεδιλοδοκοί ή συνδετήριες. Καθορίζεται ως «Όροφος θεμελίωσης» ο όροφος -2. Με αυτόν τον τρόπο μηδενίζεται η ομάδα δ διαφράγματος όλων των κόμβων από την θέση αυτή και χαμηλότερα, έτσι ώστε να πραγματοποιούνται μόνο οι διατάξεις του EC2 και όχι έλεγχοι δυστροπίας, φαινομένων Ρ-Δ κλπ.



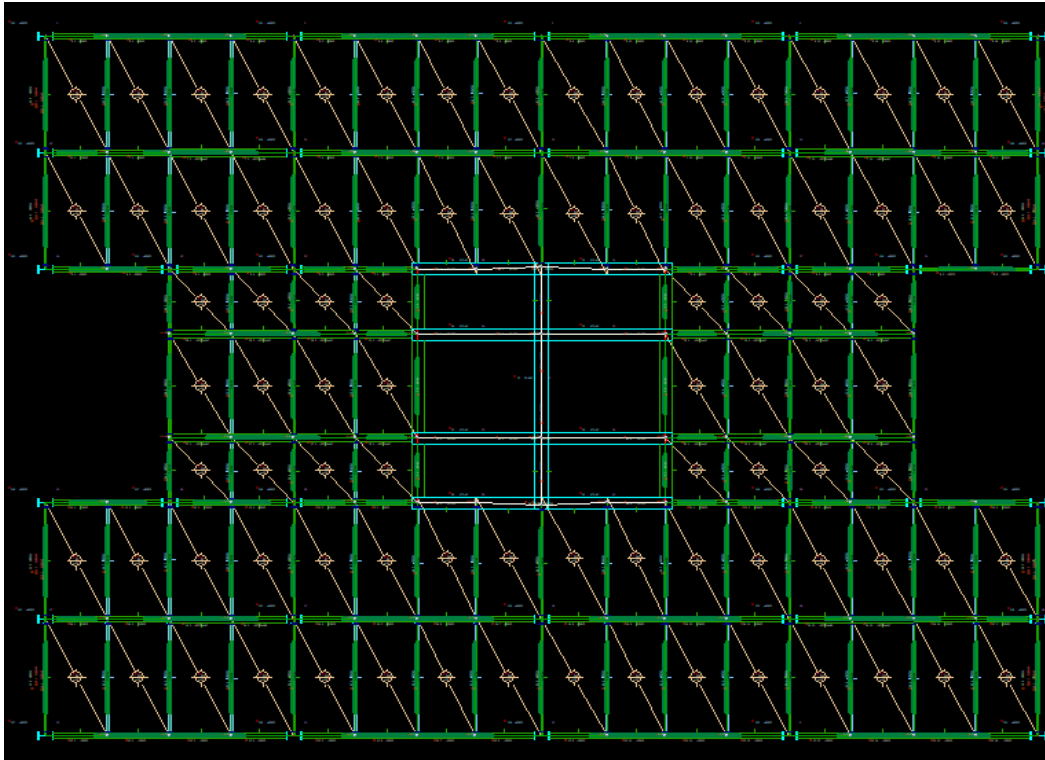
Σχήμα 4.5: Προσομοίωση τοιχώματος υπογείου στο πρόγραμμα.

➤ **Προσομοίωση πυρήνα ανελκυστήρα:**

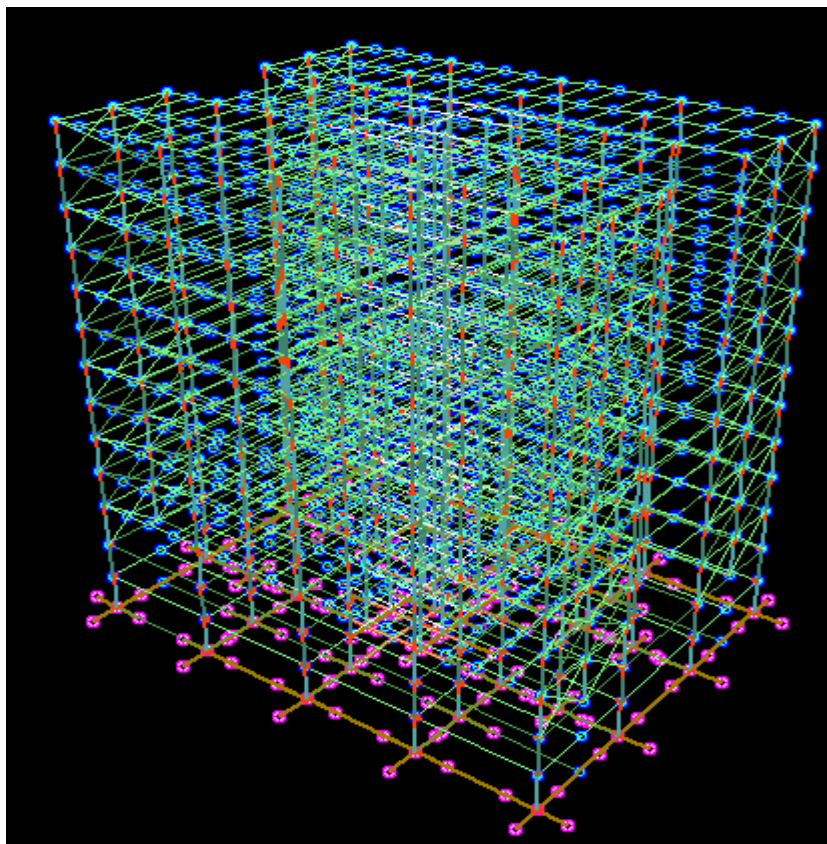
Ισοδύναμο πλαισιακό προσομοίωμα πυρήνα ανελκυστήρα με χρήση ανεξάρτητων διατομών τοιχωμάτων και σύνδεσή τους με δεσμικές δοκούς μεγάλης καμπτικής και στρεπτικής δυσκαμψίας.



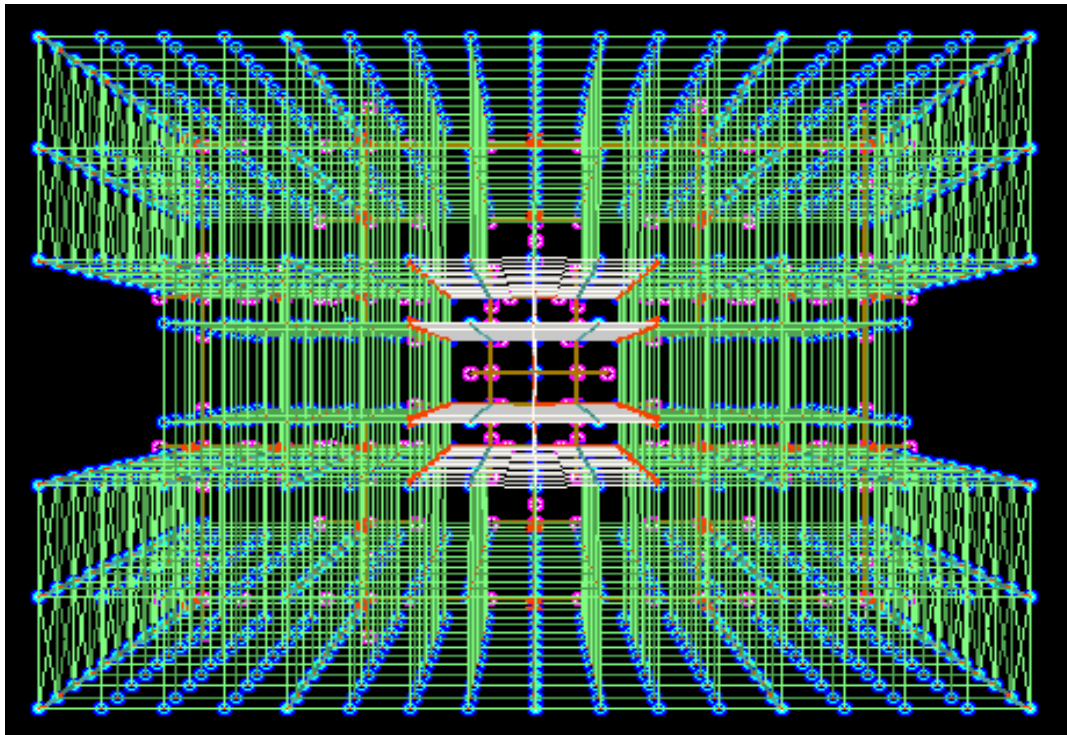
Σχήμα 4.6: Προσομοίωση πυρήνα ανελκυστήρα στο πρόγραμμα.



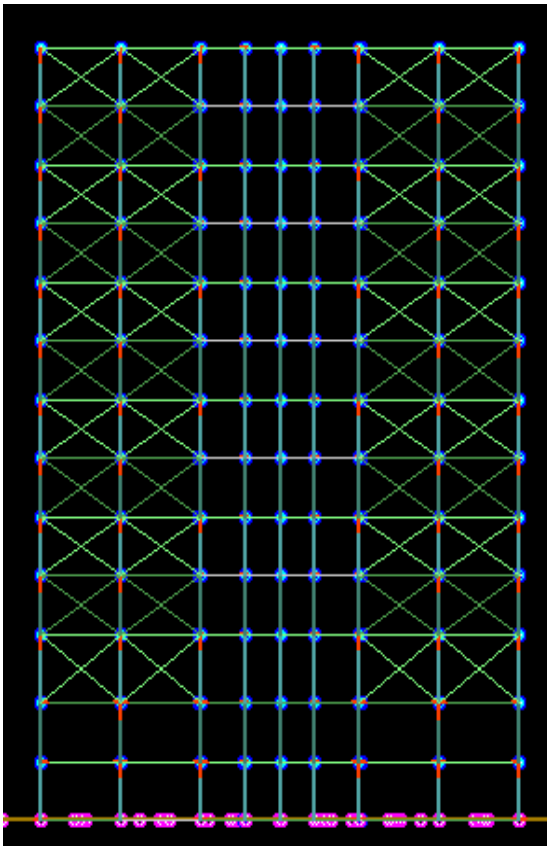
Σχήμα 4.7: Κάναβος κάτοψης τυπικού ορόφου και μέλη κάτοψη τυπικού ορόφου (διεύθυνση X η οριζόντια , Z η κατακόρυφη).



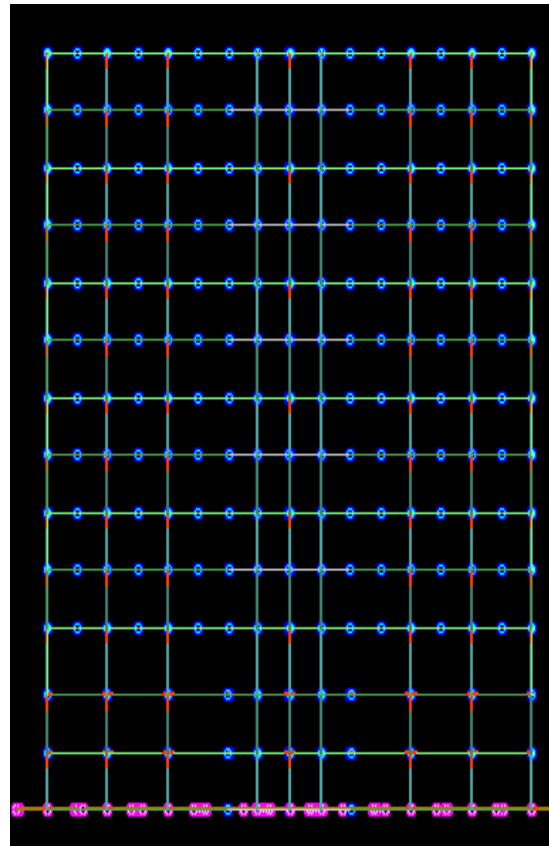
Σχήμα 4.8: 3D Απεικόνιση του φορέα.



Σχήμα 4.9: 3D πανοραμική απεικόνιση φορέα.



Σχήμα 4.10:Τυπικό πλαίσιο διεύθυνσης Z.



Σχήμα 4.11:Τυπικό πλαίσιο διεύθυνσης X.

5 Ανάλυση και Διαστασιολόγηση μελών

5.1 Κατάταξη διατομών

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στρωφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες 4 κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στρώφης χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στρώφης λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Πίνακας 5.1: Οριακή κατάσταση αστοχίας.

Κατηγορία	Ροπή αντοχής	
1 και 2	πλαστική ροπή	$M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$
3	ελαστική ροπή	$M_{el} = W_{el} \cdot f_y$
4	ροπή τοπικού λυγισμού	$M_0 < M_{el}$

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

Πίνακας 5.2: Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων
[EN1993-1-1 § 5.5 Πιν.5.2α].


Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Αξονας κάμψης		
				Αξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{a}$			
2	$c/t \leq 63 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	όταν $a > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \cdot \epsilon}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{a}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \epsilon$	$\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42 \cdot \epsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$ $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	a	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_y > f_y/E$

Πίνακας 5.3: Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων
[EN1993-1-1 § 5.5 Πιν.5.2β].

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

Πίνακας 5.4: Κατάταξη σωληνωτών διατομών [EN1993-1-1 § 5.5 Πιν.5.2γ].

Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90 \cdot \epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

5.2 Αντοχές διατομών

Πίνακας 5.5: Εντατικά μεγέθη δοκού από το πρόγραμμα.

Εντατικά μεγέθη δοκού													
Φόρτος [/]	w_y [kN/m]	w_z [kN/m]	Αρχή [1]				Τέλος [19]				Αξονική		
			M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	N [kN]	max M_y [kNm]	max M_z [kNm]
Φ 1	0.42		-11.31	12.02	-0.01	-0.02	7.30	11.35	-0.01	-4.26			7.30
Φ 2			-4.58	4.37	-0.03	-0.04	2.38	4.37	-0.03	-1.67			2.38
Φ 5	0.42		-12.69	13.33	-0.02	-0.03	8.01	12.67	-0.02	-4.76			8.01
ΣΦ 1	0.56		-22.15	22.79	-0.06	-0.09	13.43	21.89	-0.06	-8.26			13.43
ΣΦ 2	0.56		-15.27	16.23	-0.02	-0.03	9.85	15.33	-0.02	-5.75			9.85
ΣΦ 3	0.56		-15.27	16.23	-0.02	-0.03	9.85	15.33	-0.02	-5.75			9.85
ΣΕ:+x	0.42		-18.82	15.30	0.28	-0.51	11.01	10.70	-0.32	-3.22			11.01
ΣΕ:+x	0.42		-6.56	11.36	-0.32	0.44	5.01	14.63	0.28	-6.30	0.44		5.01
ΣΕ:+z	0.42		-18.82	15.30	0.28	-0.51	11.01	10.70	-0.32	-3.22			11.01
ΣΕ:+z	0.42		-6.56	11.36	-0.32	0.44	5.01	14.63	0.28	-6.30	0.44		5.01
ΣΕ:-x	0.42		-18.82	15.30	0.28	-0.51	11.01	10.70	-0.32	-3.22			11.01

➤ Μονοαξονικός Εφελκυσμός:

Για τα εφελκυσόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.1a)$$

$$N_{t,Rd} = \min\{ N_{pl,Rd}; N_{u,Rd} \} = \min\left\{ \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right\} \quad (5.1b)$$

Όπου:

- $N_{t,Rd}$ είναι η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, λαμβανόμενη ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.2)$$

Όπου:

- A το εμβαδόν της πλήρους διατομής
- f_y το όριο διαρροής του χάλυβα
- γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα.

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.3)$$

Όπου:

- A_{net} το εμβαδόν της καθαρής διατομής
- F_u η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα
- γ_{M2} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

➤ **Θλίψη:**

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.4)$$

Όπου:

- $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη, και είναι ίση με:

α) για διατομές κατηγορίας 1,2 ή 3

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.5)$$

β) για διατομές κατηγορίας 4

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.6)$$

➤ **Τέμνουσα:**

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.7)$$

Όπου:

- $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.8)$$

Όπου:

- A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

➤ **Κάμψη:**

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.9)$$

Όπου:

- $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη η οποία ισούται με:

α) για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.10)$$

β) για διατομές κατηγορίας 3

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.11)$$

γ) για διατομές κατηγορίας 4

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.12)$$

➤ Κάμψη και Τέμνουσα:

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή τέμνουσας.

Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται. Εάν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται.

Όταν η δρώσα τέμνουσα δύναμη V_{Ed} είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης A_v τη μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής: $(1 - \rho) f_y$

$$\text{όπου } \rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.13)$$

Η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί εναλλακτικά να λαμβάνεται για I-διατομές με ίσα πέλματα και κάμψη περί τον ισχυρό άξονα ως εξής:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4 t_w} \right] f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd} \quad (5.14)$$

➤ Κάμψη και Αξονική Δύναμη:

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

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

Όπου:

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

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \quad \text{και} \quad (5.15)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.16)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H-, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.17)$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \quad \text{αλλά} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.18)$$

$$\text{για } n \leq a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (5.19)$$

$$\text{για } n > a: \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (5.20)$$

όπου :

- $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$
- $a = (A - 2bt_f) / A$ αλλά $a \leq 0,5$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a_w) \quad \text{αλλά} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.21)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1-n)/(1-0,5a_f) \quad \text{αλλά} \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (5.22)$$

όπου :

- $a_w = (A - 2bt) / A$ αλλά $a_w \leq 0,5$ για κοίλες διατομές
- $a_f = (A - 2ht) / A$ αλλά $a_f \leq 0,5$ για κοίλες διατομές

➤ Διαξονική Κάμψη:

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών και που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (5.23)$$

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής:

- I και H διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n \quad \text{αλλά } \beta \geq 1$$

- Κοίλες κυκλικές διατομές:

$$\alpha = 2 ; \beta = 2$$

- Κοίλες ορθογωνικές διατομές:

$$\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2} \quad \text{αλλά } \alpha = \beta \leq 6$$

$$\text{όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} .$$

Πίνακας 5.6: Έλεγχοι από το πρόγραμμα.

Έλεγχοι Ed/Rd		Ed/Rd		Ed/Rd		Ed/Rd		Ed/Rd		Ed/Rd	
φόρτ	θέση	Κατηγορία	n	vy	vz	my	mz	EC3 (6.2)	EC3 (6.61)	EC3 (6.62)	
[/]	[/]	[/]						n+my+mz	ny+myy+mz	nz+mzy+mz	
E# 1	1	1	0.01	0.07			0.16	0.17	0.15	0.09	
E# 1	2	1	0.01	0.07			0.10	0.11	0.10	0.06	
E# 2	1	1	0.01	0.05			0.11	0.12	0.11	0.06	
E# 2	2	1		0.05			0.07	0.08	0.07	0.04	
E# 3	1	1	0.01	0.05			0.11	0.12	0.11	0.06	
E# 3	2	1		0.05			0.07	0.08	0.07	0.04	
EE:+x	1	1		0.13			0.05	0.05	0.04	0.03	
EE:+x	2	1		0.03		0.02	0.08	0.10	0.08	0.05	
EE:+x	1	1	0.01	0.14			0.14	0.15	0.12	0.07	

5.3 Έλεγχοι Μελών

➤ Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης:

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.24)$$

Όπου:

- N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και $N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (5.25)$$

Όπου:

- χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0 \quad (5.26)$$

Όπου:

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

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

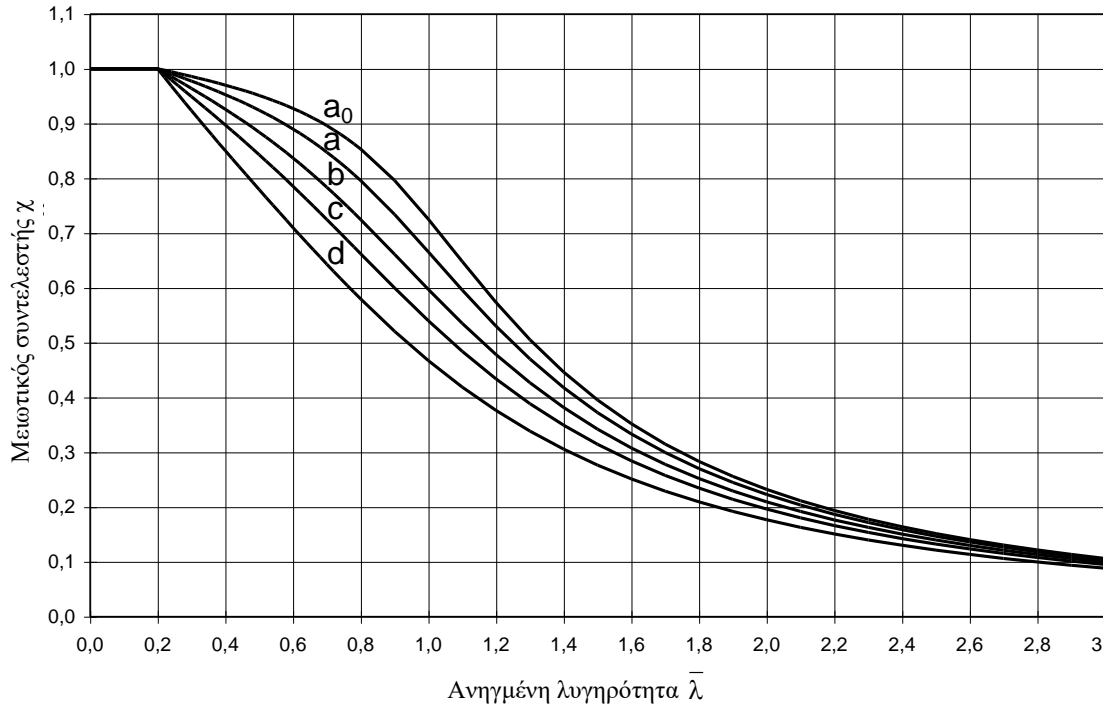
- α είναι ένας συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού, και λαμβάνεται από τον Πίνακα 5.1
- N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Πίνακας 5.7: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού.

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών	0,1	0,2	0,3	0,4	0,7
α	3	1	4	9	6

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 48.

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.



Σχήμα 5.1: Καμπύλες λυγισμού.

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (5.27)$$

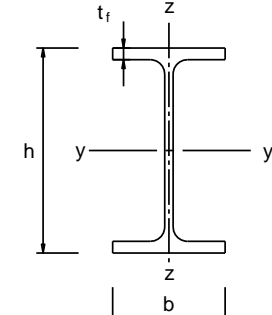
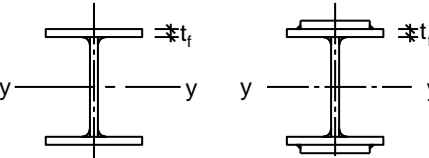
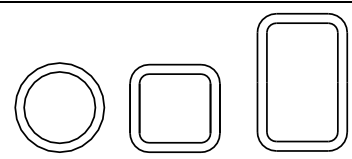
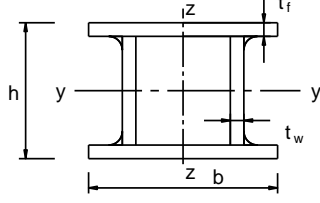
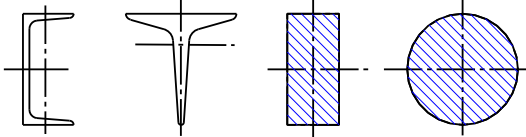
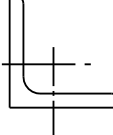
Όπου:

- L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού
- i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

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

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

Πίνακας 5.8: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή.

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

Πίνακας 5.9: Αποτελέσματα λυγισμού από το πρόγραμμα.

Αντοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3.1.1]									
Αξονας Κ.Λ.	a	$K \cdot a^0 \cdot L$	λ	λ_1	λ/λ_1	χ	N_{cr}	$N_b R_d$	
[/]	[/]	[/]	[m]	[/]	[/]	[/]	[kN]	[kN]	
z(3)	a	0.210	6.151	49.368	93.913	0.526	0.916	28154.850	1053.136
y(2)	b	0.340	1.486	44.356	93.913	0.472	0.896	8421.916	1030.341
* \Rightarrow Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.									

➤ **Στρεπτοκαμπτικός (Πλευρικός) λυγισμός:**

Σύμφωνα με τον κανονισμό, μία δοκός σταθερής διατομής μη προστατευμένη πλευρικά που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.28)$$

Όπου:

- M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής και $M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επιπρόσθετα, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, κατασκευασμένοι κυκλικοί σωλήνες ή τετραγωνικές κιβωτιοειδείς διατομές δεν είναι ευαίσθητες σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{MI}} \quad (5.29)$$

Όπου:

- W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:
 - $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
 - $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3
- χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{αλλά } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (5.30)$$

Όπου:

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

- α_{LT} συντελεστής ατελειών
- λ_{LT} η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού

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

- M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Οι προτεινόμενες τιμές του α_{LT} δίνονται στον Πίνακα 5.10.

Πίνακας 5.10: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,2 1	0,34	0,49	0,76

Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται δίνονται στον Πίνακα 5.11.

Πίνακας 5.11: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές.

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

Στην περίπτωση μιας δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενης περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (5.31)$$

➤ **Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη:**

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.32)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (5.33)$$

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

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα

χ_y and χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

5.4 Έλεγχοι βελών [EN 1990 § A1.4.3]

Η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με την δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Για κατασκευές από χάλυβα, επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζεται γενικά υπολογίζοντας τις μετακινήσεις και εξασφαλίζοντας ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων.

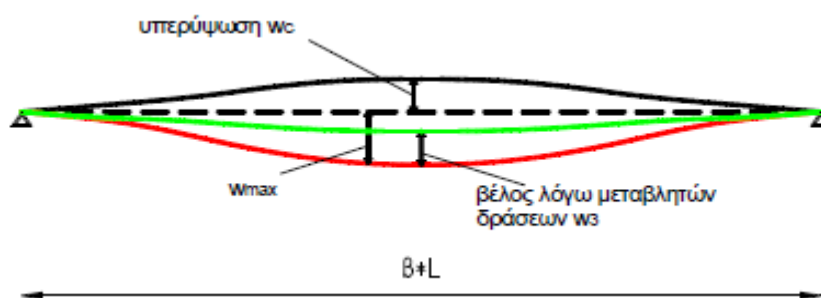
Για να πληρούνται οι έλεγχοι παραμορφώσεων, θα πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες σχέσεις:

$$w_{max} = w_1 + w_2 + w_c < \frac{L}{a_{max}} \quad \text{και} \quad w_3 < \frac{L}{a_3} \quad (5.34)$$

Όπου:

- w_{max} μέγιστο βέλος μετρούμενο ως προς τις στηρίξεις
- w_3 βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων
- w_c αρνητικό βέλος στο αφόρτιστο δομικό μέλος
- a_{max} συντελεστής μέγιστου βέλους
- a_3 συντελεστής βέλους μεταβλητών δράσεων

Αν $w_1 + w_2 > L / 250$ υπολογίζεται αντιβέλος w_c που πρέπει να δοθεί στη φάση της κατασκευής. Πρέπει $w_c < L/250$.



Σχήμα 5.2: 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 μονίμων φορτίων
- δ_2 είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων
- δ_0 είναι το αρχικό αντιβέλος κάμψης στην αφόρτιστη κατάσταση

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα (Μέρος 1-1 : Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια) για τα όρια των κατακόρυφων βελών ισχύουν οι τιμές του Πίνακα 5.12.

Πίνακας 5.12: Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης.

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

Ο έλεγχος της Οριακής Κατάστασης Λειτουργικότητας γίνεται για τα κυρίως καμπτόμενα στοιχεία (δοκοί και τεγίδες) του φορέα. Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με την §7.2.1 του EC3-1-1 και μόνον για τους συνδυασμούς με έλεγχο βέλους.

Πίνακας 5.13: Έλεγχοι από το πρόγραμμα.

Έλεγχοι Βελών Κάμψης:						
ϕ_{op}	w_{maxy}	$\sigma_{\alpha i t . w c y}$	$w_{3y} < 0.021$	w_{maxz}	$\sigma_{\alpha i t . w c z}$	$w_{3z} < 0.005$
[/]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
$\phi 1$	0.001					
$\Sigma \phi 5$	0.002		0.001			

5.5 Διαστασιολόγηση σύμμικτων στοιχείων

5.5.1 Σύμμικτες πλάκες

➤ Τρόπος διαστασιολόγησης:

Οι σύμμικτες πλάκες υποβάλλονται σε φορτία :

- Κάθετα στο επίπεδό τους για τα οποία λειτουργούν ως διέρειστες πλάκες στηριζόμενες στις δευτερεύουσες δοκούς.
- Παράλληλα στο επίπεδό τους για τα οποία λειτουργούν ως διαφράγματα.

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών έναντι κατακόρυφων φορτίων γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1994-1-1 για όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού λαμβάνοντας υπόψη την διαφορετική λειτουργία σε δύο στάδια :

- τη «φάση κατασκευής»
- τη «φάση λειτουργίας»

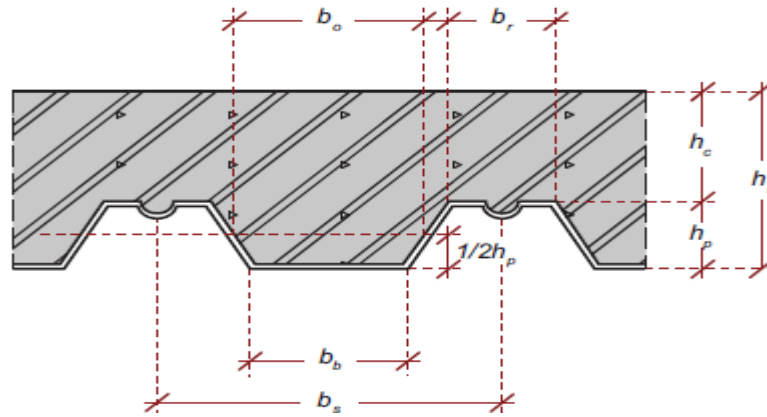
Η διαστασιολόγηση γίνεται μέσω του προγράμματος SYMDECK DESIGNER 2 που δημιουργήθηκε για την διαστασιολόγηση συστημάτων συνεχών σύμμικτων πλακών από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο SYMDECK 75 και είναι πλήρως εναρμονισμένη με τις διατάξεις των Ευρωκωδίκων (EN 1993-1-3:2006, EN 1993-1-5:2006, EN 1994.01.01:2005 και EN 1994.01.02: 2005).

➤ Χαλυβδόφυλλο:

Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται ως συνεχή στοιχεία, διαμορφώνοντας κατάλληλη σύνδεση χαλυβδόφυλλων-σιδηροδοκού για την δέσμευση της μετάθεσης και στροφής του άνω πέλματος των σιδηροδοκών ώστε να προσφέρεται πλευρική εξασφάλιση έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στη σιδηροδοκό κατά τη φάση κατασκευής. Επιλέγουμε το χαλυβδόφυλλο να είναι συνεχές και να στηρίζεται στις δευτερεύουσες δοκούς. Γι' αυτό και επιλύεται ως συνεχής δοκός 16 ανοιγμάτων.

Οι διατμητικοί ήλοι προς εξασφάλιση της ακραίας αγκύρωσης συγκολλώνται διαμέσω των φύλλων στα πέλατα των δοκών, οπότε το μέγιστο πάχος των χαλυβδόφυλλων είναι 1.25 mm. Επιλέγεται πάχος 1mm.

Επιλέγεται το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 75, το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων.



Σχήμα 5.3: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου.

Πίνακας 5.14: Τύποι αυλακωτού χαλυβδόφυλλου.

Όνομα	Εικόνα χαλυβδόφυλλου
Symdeck 50	
Symdeck 75	
Symdeck 100	
Symdeck 150	

Πίνακας 5.15: Τιμές γεωμετρικών χαρακτηριστικών χαλυβδόφυλλων.

Όνομα	Ύψος	Πλάτος Ανω	Πλάτος Κάτω	Πάτημα	Πάχος	Κάλυψη
[-]	h _p [mm]	b _r [mm]	b _b [mm]	b _s [mm]	t [mm]	[mm]
Symdeck 50	48.5	131.0	54.0	250.0	0.75 ÷ 1.25	1000.0
Symdeck 75	73.0	92.0	50.0	187.5	0.75 ÷ 1.50	750.0
Symdeck 100	100.0	110.0	55.0	275.0	0.75 ÷ 1.50	825.0
Symdeck 150	152.0	119.0	40.0	180.0	0.75 ÷ 1.50	840.0
Multideck 60	60.0	142.0	110.0	323.0	0.90, 1.20	1000.0
Multideck 80	80.0	131.0	102.0	300.0	0.90	900.0
Multideck 146	145.0	131.0	61.0	265.0	1.20, 1.50	600.0

➤ Πάχος πλακών:

Οι πλάκες εξασφαλίζουν διαφραγματική λειτουργία στο κτίριο, επομένως σύμφωνα με τον EN 1994-1-1 τα ελάχιστα πάχη είναι :

- Ελάχιστο συνολικό πάχος $h = 90 \text{ mm}$.
- Ελάχιστο πάχος σκυροδέματος πάνω από το χαλυβδόφυλλο $h_c = 50 \text{ mm}$.

Εντός του ύψους h_c πρέπει να τοποθετείται διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός, ελάχιστου εμβαδού $80 \text{ mm}^2/\text{m}$ ανά κατεύθυνση. Η ελάχιστη απόσταση των ράβδων είναι $s_{\min} = \min\{2h_c, 350\text{mm}\}$.

Άρα συγκεντρωτικά τα δεδομένα που προκύπτουν είναι τα εξής:

- Πάχος πλάκας $h_{pl} = 15 \text{ cm}$.
- Πάχος χαλυβδόφυλλου $t_p = 0,80 \text{ mm}$.
- Οπλισμοί Στηρίξεων $\Phi 8/20$ ($=A_s, \min = 0,2\%$ αποφυγή ρηγματώσης).
- Οπλισμοί Ανοιγμάτων $\Phi 6/25$ ($=A_s, \min = 0,1\%$ αποφυγή ρηγματώσης).
- Επικάλυψη οπλισμών $c = 30 \text{ mm}$.

Ο έλεγχος των σύμμικτων πλακών περιλαμβάνει 2 στάδια, τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας. Τα δεδομένα που εισήχθησαν φαίνονται παρακάτω.

➤ Φάση κατασκευής:

Στη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν την σκλήρυνση του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός γίνεται με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα, ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο στο δεδομένο στατικό σύστημα. Σε αυτή τη φάση, τα φορτία είναι τα ίδια βάρη χαλυβδόφυλλου και νεπού σκυροδέματος καθώς και τα φορτία διάστρωσης. Επιπλέον, πρέπει να γίνεται έλεγχος των βελών κάμψης των οπείων τα όρια ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

Τα βέλη των χαλυβδόφυλλων λόγω ιδίου βάρους και του βάρους του νεπού σκυροδέματος πρέπει να είναι $\delta_{s, \max} \leq L/180$.

➤ **Φάση λειτουργίας:**

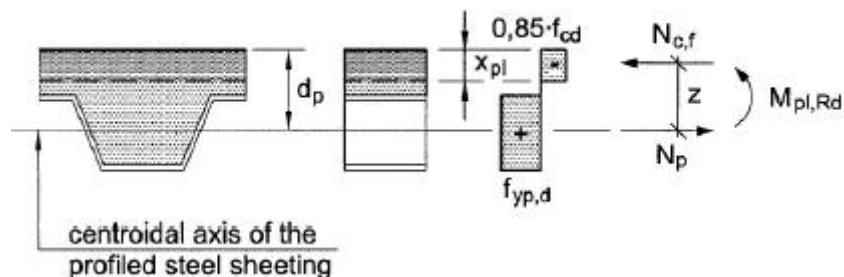
Στην φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι θετικής και αρνητικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επιπλέον, ελέγχονται τα βέλη κάμψης της πλάκας τα οποία πρέπει να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

Ενδεικτικά παρατίθενται θεωρητικά οι έλεγχοι των δοκών προκειμένου να γίνει κατανοητός ο τρόπος διαστασιολόγησης τους.

→ **Αντοχή έναντι θετικών ροπών κάμψης – ΟΚΑ:**

Η παραλαβή θετικών ροπών κάμψης γίνεται μέσω θλίψης του σκυροδέματος και εφελκυσμού του χαλυβδόφυλλου. Ο υπολογισμός της πλαστικής ροπής αντοχής γίνεται εξετάζοντας ένα φάτνωμα χαλυβδόφυλλου πλάτους b . Διακρίνονται δύο περιπτώσεις :

- Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα :



Σχήμα 5.4: Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα.

Θλιπτική δύναμη: $N_{cf} = b \cdot x_{pl} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$ (5.35)

Εφελκυστική δύναμη: $N_p = A_p \cdot f_{yp,d}$ (5.36)

Εύρεση θέσης ουδέτερου άξονα, από τη συνθήκη:

$$N_{cf} = N_p \rightarrow x_{pl} = (A_p \cdot f_{yp,d}) / (b \cdot 0,85 \cdot f_{cd}) \leq h_c$$
 (5.37)

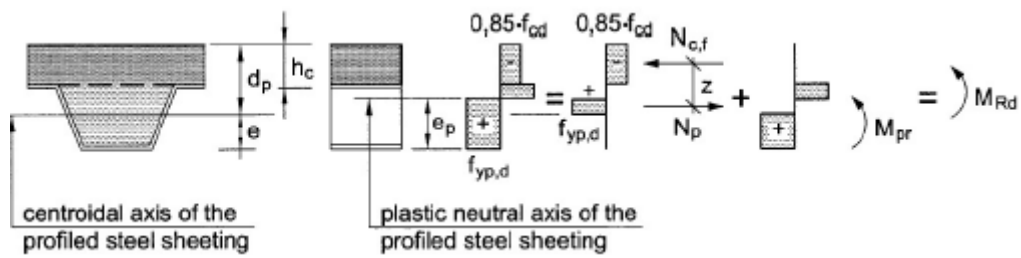
Πλαστική ροπή:

$$M_{pl,Rd}^+ = N_p \cdot \left(d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$
 (5.38)

Όπου:

- A_p = εμβαδόν χάλυβα χαλυβδοφύλλων
- d_p = θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου
- x_{pl} = θέση ουδέτερου άξονα

- Ουδέτερος άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα :



Σχήμα 5.5: Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα.

Ο μοχλοβραχίονας z και η M_{pr} υπολογίζονται προσεγγιστικώς :

$$z = h - 0.5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_{cf}}{N_p} \quad (5.39)$$

$$M_{pr} = 1.25 \cdot M_{pa} \cdot \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_p}\right) \leq M_{pa} \quad (5.40)$$

Πλαστική ροπή :

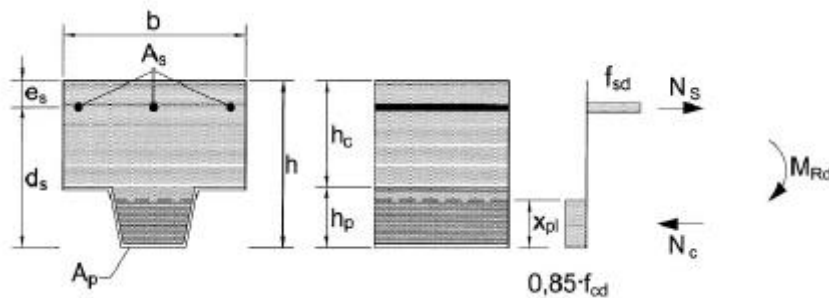
$$M_{pl,Rd+} = N_{cf} \cdot z + M_{pr} \quad (5.41)$$

Όπου:

- N_{cf} , N_p από (4.19) με $x_{pl} = h_c$ και (4.20) αντιστοίχως
- M_{pa} = πλαστική ροπή χαλυβδόφυλλου

→ **Αντοχή έναντι αρνητικών ροπών κάμψης – ΟΚΑ:**

Η διατομή μπορεί να προσομοιωθεί ως μία διατομή οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούμενη από τον σιδηροπλισμό της πλάκας και το σκυρόδεμα , όπου προσεγγιστικά η συμμετοχή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται.



Σχήμα 5.6: Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για αρνητικές ροπές.

Θλιπτική δύναμη: $N_c = b_p \cdot x_{pl} \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \quad (5.42)$

Εφελκυστική δύναμη: $N_s = A_s \cdot f_{sd} \quad (5.43)$

Ουδέτερος άξονας :

$$x_{pl} = \frac{N_s}{b_p \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} \leq h_c \quad (5.44)$$

Πλαστική ροπή :

$$M_{pl,Rd-} = N_s \cdot \left(h - e_s - \frac{x_{pl}}{2}\right) \quad (5.45)$$

Όπου:

- A_s = εμβαδόν σιδηροπλισμού πλάκας
- b_p = μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου
- e_s = επικάλυψη οπλισμού πλάκας

→ **Αντοχή έναντι τέμνουσας – ΟΚΑ:**

Η αντοχή της πλάκας έναντι τέμνουσας προσδιορίζεται με τις σχέσεις του EN 1992-1-1 για μέλη χωρίς οπλισμό διάτμησης. Η αντοχή ανά μονάδα πλάτους είναι :

$$V_{rd,c} = b_0 \cdot d_p \cdot \frac{\tau_{Rd}}{b} \quad (5.46)$$

$$\tau_{Rd} = C_{Rk,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (5.47)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} \leq 2.0 \quad (d_p \text{ σε mm}) \quad (5.47)$$

$$C_{Rk,c} = \frac{0.18}{\gamma_{ser}} = 0.18 \quad (5.49)$$

$$\rho_l = \frac{A_p \cdot b}{b_0 \cdot d_p} \leq 0.02 \quad (5.50)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (f_{ck} \text{ σε MPa}) \quad (5.51)$$

Όπου:

- b = από το σχήμα 4.19
- d_p = θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου
- b₀ = μέσο πλάτος κυψέλης

→ **Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης – ΟΚΑ:**

Δίνεται από την σχέση :

$$V_{l,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_{vs}} \cdot \left(\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right) \quad (5.52)$$

Όπου:

- b = χαρακτηριστικό πλάτος υπολογισμού της σύμμικτης πλάκας σε mm
- d_p = το στατικό ύψος της πλάκας σε mm
- A_p = το ονομαστικό εμβαδόν του χαλυβδόφυλλου σε mm²
- L_s = διατμητικό άνοιγμα σε mm (L_s = μέγιστη ροπή στο άνοιγμα/μέγιστη τέμνουσα στη στήριξη , γενική περίπτωση)
- γ_{vs} = 1.25
- m, k = χαρακτηριστικές τάσεις σε N /mm² υπολογίζονται μετά από σειρά πειραματικών δοκιμών και δίνονται από τον κατασκευαστή.

→ **Βέλη – ΟΚΑ:**

Τα βέλη δεν πρέπει να ξεπερνούν τις εξής οριακές τιμές :

- Μέγιστο βέλος λόγω ωφελίμων φορτίων : δ(max,Q) ≤ min { L/350, 20 mm }
- Μέγιστο βέλος λόγω συνολικών φορτίων : δmax ≤ min { L/250, 30 mm }

→ **Ρηγμάτωση:**

Προς περιορισμό της ρηγμάτωσης προβλέπεται πρόσθετος οπλισμός πλάκας στις περιοχές αρνητικών ροπών. Ο οπλισμός αυτός εκτείνεται επί μήκους 1.2m εκατέρωθεν των στηρίξεων. Για συνεχείς πλάκες που υπολογίζονται ως αμφιέρειστες το ποσοστό του ελάχιστου οπλισμού είναι 0.2% ή 0.4% του εμβαδού του

σκυροδέματος αντίστοιχα σε περίπτωση κατασκευής χωρίς και με υποστύλωση. Στα ανοίγματα το ποσοστό του οπλισμού μπορεί να μειώνεται στο μισό, δηλ., 0.1% ή 0.2% αντιστοίχως.

→ Ταλαντώσεις:

Η ιδιοσυχνότητα προσδιορίζεται με βάση τα ίδια βάρη της πλάκας και των λοιπών επικαλύψεων και των ωφελίμων φορτίων σε ποσοστό $\psi_2 \cdot Q : q = 1.0 (G+G') + \psi_2 \cdot Q$. Το κατώτατο όριο της ιδιοσυχνότητας ταλάντωσης εξαρτάται από τη χρήση του δαπέδου/κτιρίου και για κτίρια γραφείων, κατοικίες κλπ. πρέπει να υπερβαίνει τα 4 Hz.

Για αμφιέριστες δοκούς υπό ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο η πρώτη ιδιοτιμή δίνεται από τη σχέση:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \left(\frac{1.571}{L} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}} \quad (5.53)$$

Όπου:

- L = μήκος ανοίγματος [m]
- EI = δυσκαμψία [kNm²]
- μ = κατανεμημένη μάζα/μονάδα μήκους [kN sec² /m²], $\mu=q \cdot g/b$

→ Έλεγχοι πυρκαγιάς:

Για τον έλεγχο πυραντοχής όπως και για τη φάση λειτουργίας το στατικό σύστημα του φορέα θεωρείται αυτό που προκύπτει μετά την απομάκρυνση των τυχόν ενδιάμεσων υποστυλώσεων.

Τα φορτία που δρουν σε αυτή τη φάση επί της σύμμικτης πλάκας είναι: το ίδιο βάρη G+G' καθώς και ωφέλιμο κινητό φορτίο Q.

Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρείται η επιβολή του ωφέλιμου φορτίου Q σε όλη την επιφάνεια του φορέα.

Διενεργούνται τρεις έλεγχοι:

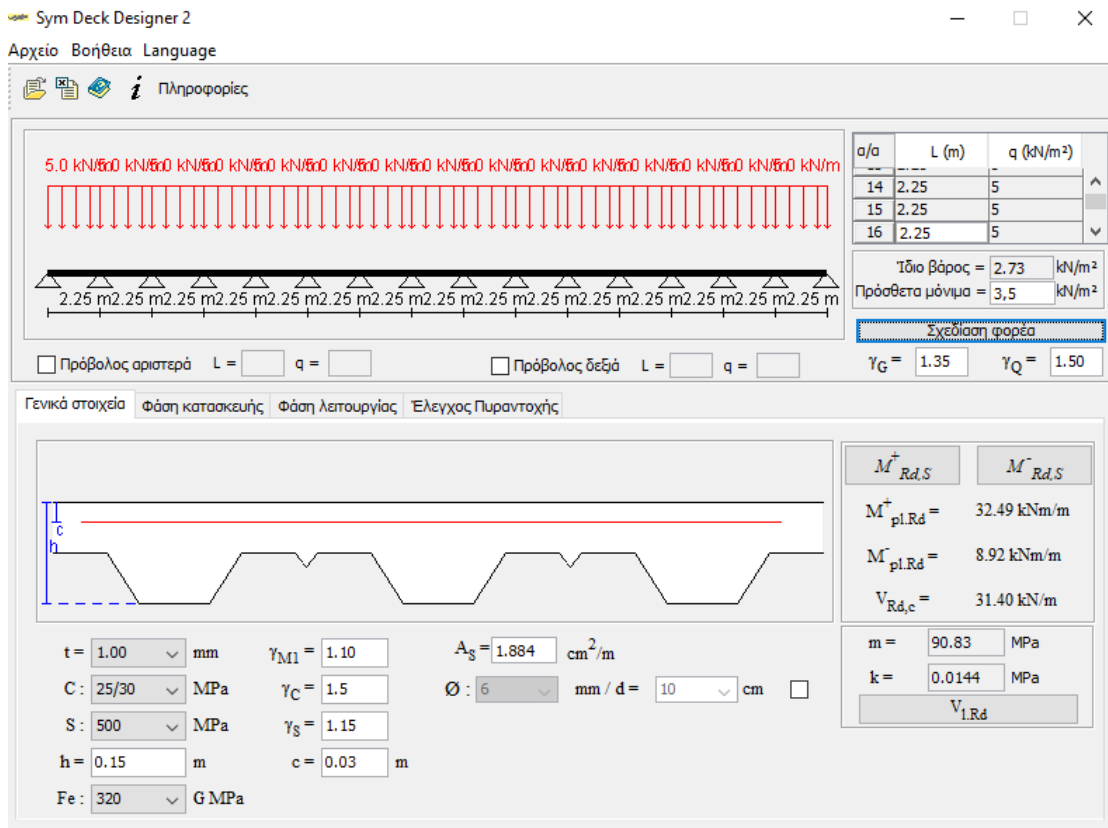
- Ο έλεγχος θερμικής μόνωσης:

Σύμφωνα με τα κριτήρια μόνωσης η άνοδος της θερμοκρασίας στην άνω επιφάνεια της πλάκας δεν πρέπει να υπερβαίνει κατά μέση τιμή τους 140 °C και κατά μέγιστη τιμή τους 180 °C.

- Ο έλεγχος του ελάχιστου απαιτούμενου ενεργού πάχους πλάκας.
- Ο έλεγχος καμπτικής αντοχής:

Γίνεται με βάση την φόρτιση $G + 0.50Q$ από την οποία προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη $M_{fi,Sd+}$ = αντοχή σε θετικές ροπές και $M_{fi,Sd-}$ = αντοχή σε αρνητικές ροπές.

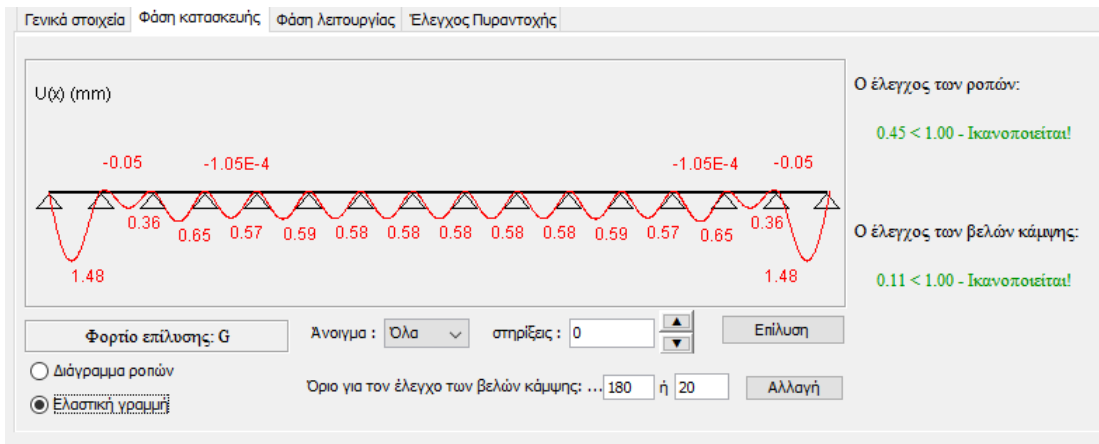
➤ Αποτελέσματα υπολογισμών:



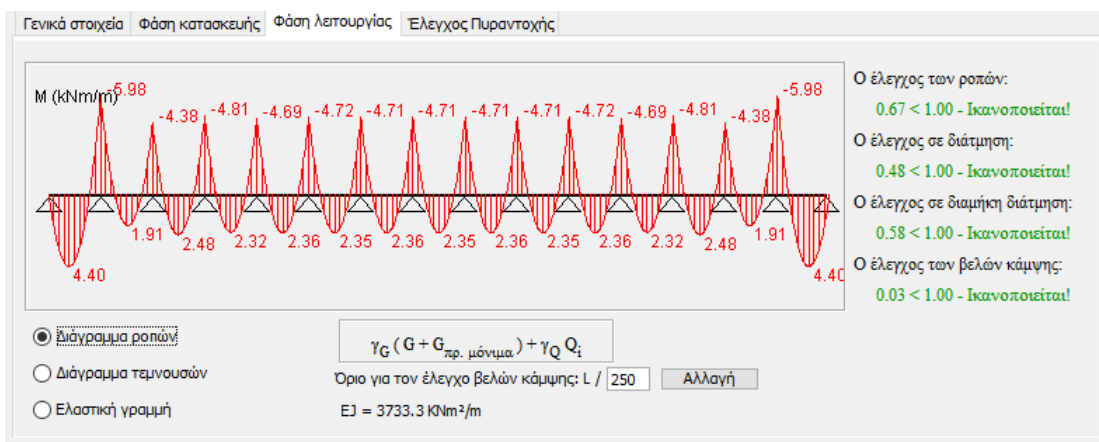
Σχήμα 5.7: Δεδομένα ανάλυσης-Τυπική τομή.



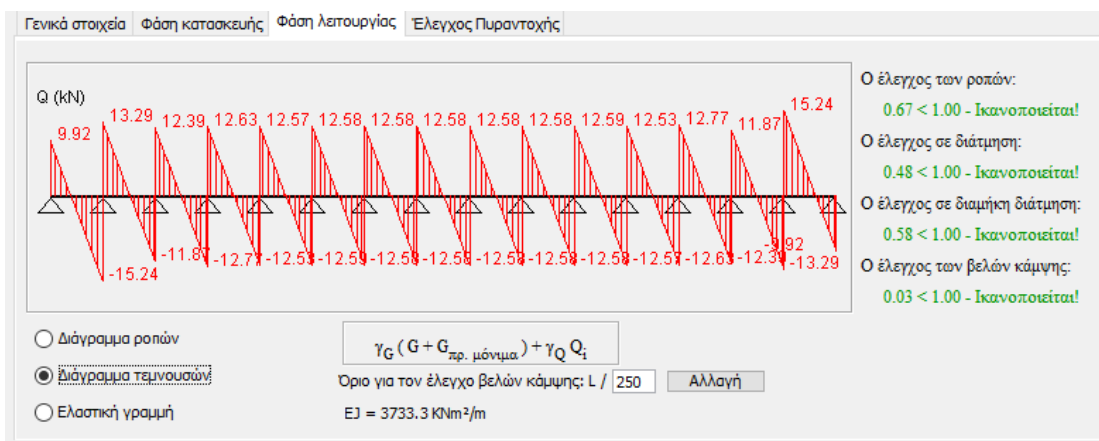
Σχήμα 5.8: Φάση κατασκευής – Περιβάλλουσα ροπών.



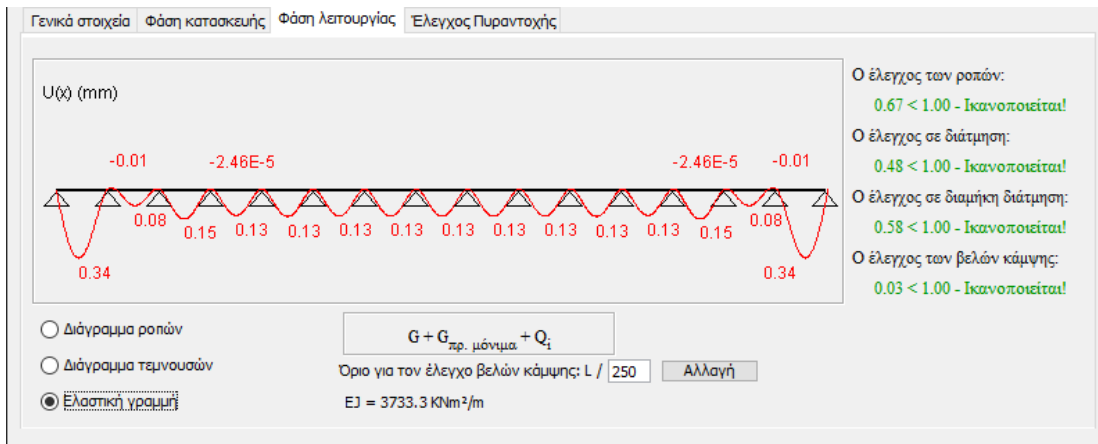
Σχήμα 5.9: Φάση κατασκευής – Βέλη κάμψεως.



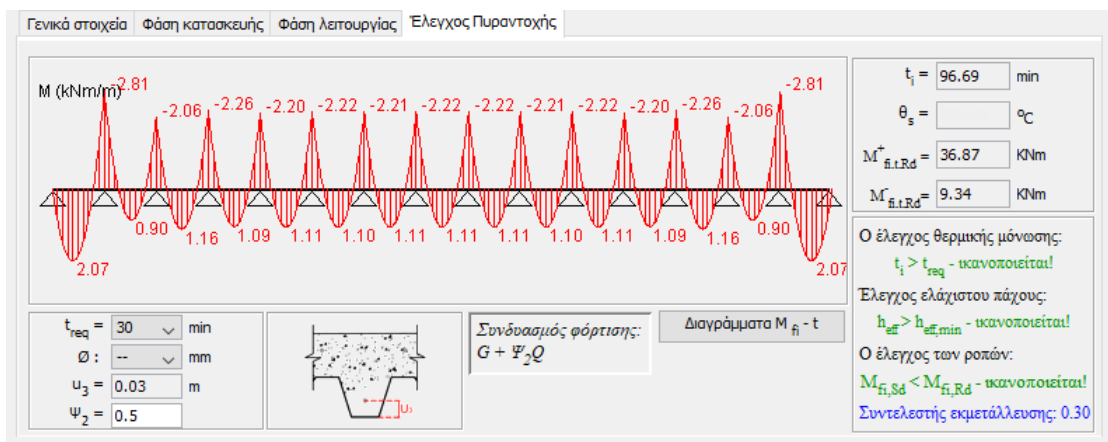
Σχήμα 5.10: Φάση λειτουργίας – Διάγραμμα ροπών.



Σχήμα 5.11: Φάση λειτουργίας – Διάγραμμα τεμνουσών.



Σχήμα 5.12: Φάση λειτουργίας – Βέλη κάμψεως.



Σχήμα 5.13: Έλεγχος πυραντοχής.

5.5.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών

Οι δοκοί των μεταλλικών κτιρίων συνήθως είναι σύμμικτες, οπότε η διαστασιολόγησή τους περιλαμβάνει αρχικά την σιδηροδοκό στην φάση κατασκευής και έπειτα την σύμμικτη δοκό στην φάση λειτουργίας. Οι έλεγχοι αφορούν την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Οι δοκοί του κτιρίου, τόσο οι κύριες όσο και οι δευτερεύουσες, έχουν επιλεγεί να είναι σύμμικτες και αμφιέρειστες.

Οι κύριες δοκοί τοποθετήθηκαν κατά τον άξονα x-x σε θέσεις που υπαγόρευαν τα αρχιτεκτονικά σχέδια. Ο ρόλος των κύριων δοκών είναι η παραλαβή των φορτίων από τις δευτερεύουσες και η ασφαλής μεταφορά τους στα υποστυλώματα με τα οποία συνδέονται με συνδέσεις ροπής. Η διατομή της σιδηροδοκού είναι IPE450 και το μήκος της δοκού είναι 9 m. Στα άκρα της δοκού, όπου αναπτύσσονται αρνητικές ροπές, το σκυρόδεμα θεωρείται ρηγματωμένο.

Οι δευτερεύουσες δοκοί και οι διαδοκίδες σχεδιάστηκαν ως σύμμικτες δοκοί και ο ρόλος τους είναι η μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς με τις οποίες συνδέονται αρθρωτά. Το στατικό σύστημα των δευτερευουσών δοκών είναι η αμφιέρειστη δοκός. Έχουν άνοιγμα 4,5 m και η διατομή της σιδηροδοκού είναι IPE100. Οι δευτερεύουσες δοκοί και διαδοκίδες τοποθετούνται με βάση την διαμόρφωση του καννάβου της κατόψεως, σε διεύθυνση κάθετη με τα πλαίσια ροπής, έτσι ώστε να μεταφέρουν τα

φορτία των πλακών στις κύριες δοκούς και να εξασφαλίσουν την κάμψη των σύμμικτων πλακών κατά μια διεύθυνση. Τονίζεται ότι οι διαστάσεις του καννάβου επιλέγονται όχι μόνο για την τήρηση των γωνιών των κατακόρυφων χιαστί (περί τις 45 μοίρες), αλλά και για να ικανοποιηθεί το ελάχιστο μήκος (4,5 m) των δευτερευουσών δοκών που καθιστά επιτρεπτή την τοποθέτησή τους. Οι μεταξύ τους απόστασι επιλέγεται μεταξύ των ορίων 1,5 – 2,5 m.

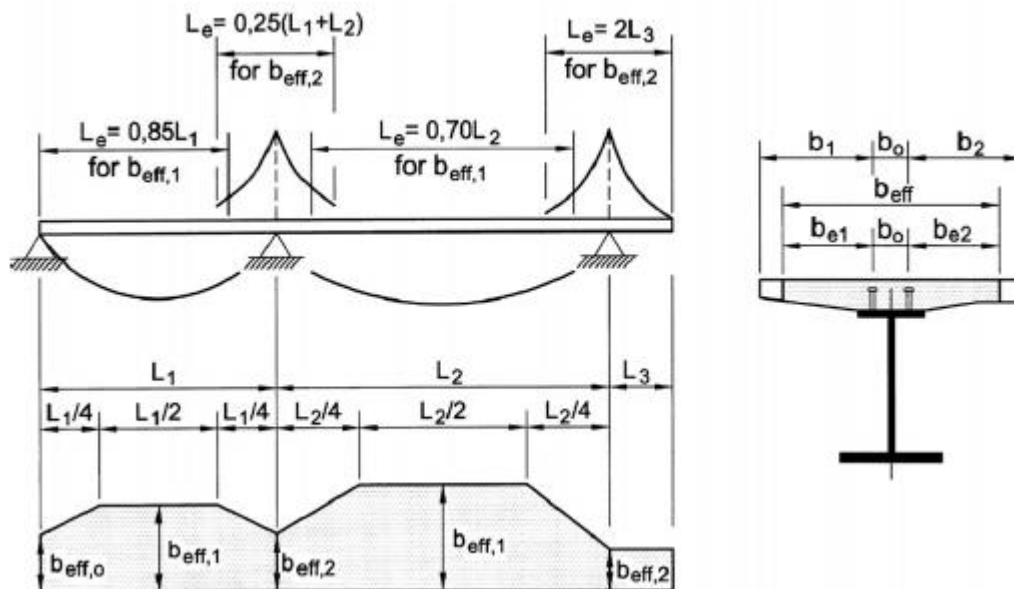
Οι διαδοκίδες τοποθετούνται ανά 2,25m κάθετα στις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου και στηρίζονται αμφιαρθρωτά στις κύριες δοκούς. Η διατμητική τους σύνδεση με την πλάκα τις εξασφαλίζει σε όλο το μήκος τους έναντι πλευρικού λυγισμού, ενώ μέσω της δέσμευσης τους στο διάφραγμα διασφαλίζει ότι θα παραλαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία.

Όπως και στην περίπτωση των σύμμικτων πλακών, ο σχεδιασμός θα γίνει τόσο σε φάση κατασκευής, όπου λειτουργεί μόνο η σιδηροδοκός όσο και σε φάση λειτουργίας, όπου έχουμε σύμμικτη λειτουργία.

Στην φάση κατασκευής η δοκός ως μεταλλική παραλαμβάνει το ίδιο βάρος του ωπού σκυροδέματος, το ίδιο βάρος της και το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου. Στην φάση λειτουργίας της η δοκός παραλαμβάνει όλα τα φορτία που παραλάμβανε στην φάση κατασκευής, αλλά προστίθενται ακόμα τα πρόσθετα μόνιμα.

Ενδεικτικά παρατίθενται θεωρητικά οι έλεγχοι των δοκών προκειμένου να γίνει κατανοητός ο τρόπος διαστασιολόγησης τους.

➤ **Συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος:**



Σχήμα 5.14: Συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος.

Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5.54)$$

όπου:

- $b_0 = 0$ για κτιριακά έργα
- Άνοιγμα δοκού L , πλάτος επιρροής b
- Ισοδύναμο μήκος (Σχήμα 4.29): $L_e = L$
- Γεωμετρικά πλάτη: $b_{g,1} = b_{g,2} \rightarrow b_{geom} = b_{g,1} + b_{g,2}$

Συνεργαζόμενο πλάτος στο κεντρικό τμήμα του ανοίγματος :

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{L_e}{8} \leq b_{g1} = b_{g2} \quad (5.55)$$

➤ Γεωμετρικά στοιχεία διατομής:

- Εμβαδόν μεταλλικής διατομής : A_a
- Κέντρο βάρους μεταλλικής διατομής : $Z_a = (h\alpha/2) + h$
- Ροπή αδράνειας μεταλλικής διατομής : I_y, I_z
- Γεωμετρικό εμβαδόν πλάκας σκυροδέματος : $A_{c,g} = b_{eff} \cdot h_c$
- Εμβαδόν πλάκας σκυροδέματος που θλίβεται :
αρχικά γίνεται υπόθεση: $Z_o < h_c \rightarrow A_{c,eff} = b_{eff} \cdot Z_o$ η οποία επιβεβαιώνεται.

→ Έλεγχοι στην ΟΚΑ:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, στις σύμμικτες δοκούς, στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ), ελέγχεται η αντοχή σε κάμψη και σε εγκάρσια διάτμηση, η αντοχή τους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και η αντοχή τους σε διαμήκης διάτμηση.

➤ Φάση κατασκευής:

✓ Κατάταξη διατομής σιδηροδοκού

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Ανάλογα με την ένταση του στοιχείου, γίνεται κατάταξη των επιμέρους τμημάτων για να αποφασιστεί ένα θα γίνει ελαστική ή πλαστική ανάλυση του μέλους. Συγκεκριμένα, οι δοκοί μας υπόκεινται σε εγκάρσια φορτία. Γι' αυτό ελέγχονται σε κάμψη και διάτμηση. Ειδικότερα κατά την κατάταξη της διατομής, ελέγχουμε τον κορμό σε κάμψη και το πέλμα σε θλίψη.

✓ Έλεγχος σε Διάτμηση

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.56)$$

Όπου:

- $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.57)$$

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $A = 2btf + (tw+2r)*tf$

✓ Έλεγχος σε κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί: όπου $M_{c,Rd}$ καθορίζεται λαμβάνοντας υπόψη τα παρακάτω:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.58)$$

Όπου:

- $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη η οποία ισούται με:

α) για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.59)$$

✓ Έλεγχος μέλους στην φάση κατασκευής – Πλευρική ευστάθεια

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (5.40)$$

Όπου:

M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_y * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.41)$$

Ο έλεγχος ευστάθειας αφορά τον στρεπτοκαμπτικό /πλευρικό λυγισμό των δοκών. Στη φάση κατασκευής τα χαλυβδόφυλλα λόγω πλήρους διατμητικής σύνδεσης με τις δοκούς προσφέρουν πλευρική στήριξη στο άνω πέλμα των δοκών, το οποίο θλίβεται. Επιπρόσθετα, εφόσον οι διαδοκίδες έχουν θεωρηθεί αμφιαρθρωτές το κάτω πέλμα τους εφελκείται και δε κινδυνεύει από λυγισμό. Συνεπώς, ο έλεγχος αυτός στην εξεταζόμενη φάση του έργου δε χρειάζεται να γίνει.

✓ Έλεγχος βελών δοκού στην φάση κατασκευής

Τέλος, γίνεται και έλεγχος λειτουργικότητας της σιδηροδοκού ελέγχοντας τα μέγιστα βέλη.

➤ Φάση λειτουργίας:

Στην φάση λειτουργίας η δοκός είναι πλέον σύμμικτη και αμφιέρειστη. Οπότε, ελέγχεται μόνο για θετικές ροπές σύμφωνα με την παρακάτω μεθοδολογία.

✓ Κατάταξη διατομής

Όπως και οι χαλύβδινες διατομές έτσι και οι σύμμικτες δοκοί κατατάσσονται για λόγους μεθόδου ανάλυσης σε κατηγορίες, ανάλογα με τους λόγους πλάτους προς πάχος

(b/t) των θλιβόμενων τοιχωμάτων. Η μέθοδος προσδιορισμού της κατηγορίας της διατομής είναι ανάλογη της μεθόδου για χαλύβδινες διατομές. Ειδικά για σύμμικτες δοκούς χωρίς εγκιβωτισμένο κορμό ισχύουν τα εξής:

- Θλιβόμενα πέλματα συνδεόμενα με πλάκα σκυροδέματος θεωρούνται κατηγορίας 1 ανεξαρτήτως της τιμής του λόγου b/t, όταν για τις αποστάσεις eT και eL ισχύουν τα εξής όρια του πίνακα.
- Θλιβόμενα πέλματα ή κορμοί που δεν είναι σε επαφή με το σκυρόδεμα κατατάσσονται σύμφωνα με τον EN1993, περί μεταλλικών διατομών.

✓ Έλεγχος σε Κάμψη

Θεωρούμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πάχους της πλάκας σκυροδέματος, που είναι και η συνηθέστερη περίπτωση. Υπολογίζουμε:

- Θλιπτική Δύναμη $D = b \cdot z_0 \cdot 0.85 \cdot f_{cd}$ (2-7)
- Εφελκυστική Δύναμη $Z = A_a \cdot f_{yd}$ (2-8)
- Θέση ουδέτερου άξονα από την συνθήκη:

$$Z = f_{yd} \cdot A_a = D = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot Z_o \rightarrow Z_o = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot f_{cd}} \quad (5.42)$$

$Z_o < h_c \rightarrow$ ολόκληρη η μεταλλική διατομή εφελκύεται άρα είναι κατηγορίας 1 και ισχύει η θεώρηση της πλαστικής κατανομής των τάσεων.

- Υπολογισμός θετικής πλαστικής ροπής:

$$z_o < h_c \rightarrow M_{pl,Rd}^+ = z \cdot \left(z_a - \frac{z_o}{2} \right) = A_a \cdot f_{yd} \cdot \left(z_a - \frac{z_o}{2} \right) \quad (5.43)$$

Η υπόθεση που κάναμε ήταν σωστή και προχωράμε στον έλεγχο σε διάτμηση.

✓ Έλεγχος σε Διάτμηση

Ακολουθείται η διαδικασία ελέγχου δοκού με συμπαγή κορμό. Οι τέμνουσες παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αναπτυσσόμενη οριακή τάση είναι κατά Von Mises ίση με:

$$f_{yk}/\sqrt{3} \quad (5.44)$$

Οπότε η αντοχή σε τέμνουσα είναι ίση με:

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_M} > V_{ed} \quad (5.45)$$

Όπου:

A_v : εμβαδόν του κορμού της διατομής που παραλαμβάνει την τέμνουσα.

Σημείωση

Στις διατομές του φορέα όπου δρουν ταυτόχρονα ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις, πρέπει να εξετάζεται η πιθανότητα αλληλεπίδρασής τους. Στο συγκεκριμένο φορέα, εφόσον όλες οι δοκοί έχουν θεωρηθεί αμφιέριστες δεν υπάρχουν διατομές στις οποίες ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις να παίρνουν ταυτόχρονα ακραίες τιμές.

Συνεπώς, δεν απαιτείται ο έλεγχος αλληλεπίδρασης τεμνουσών δυνάμεων –ροπών κάμψης.

✓ Έλεγχος δοκού σε πλευρική ευστάθεια στην φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας η πλάκα σκυροδέματος δημιουργεί ένα διάφραγμα με το οποίο εμποδίζει το λυγισμό του θλιβόμενου πέλματος καθώς και τη στροφή της δοκού. Συνεπώς και στη φάση αυτή του έργου δεν υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού /πλευρικού λυγισμού και ο έλεγχος ευστάθειας δε χρειάζεται να γίνει.

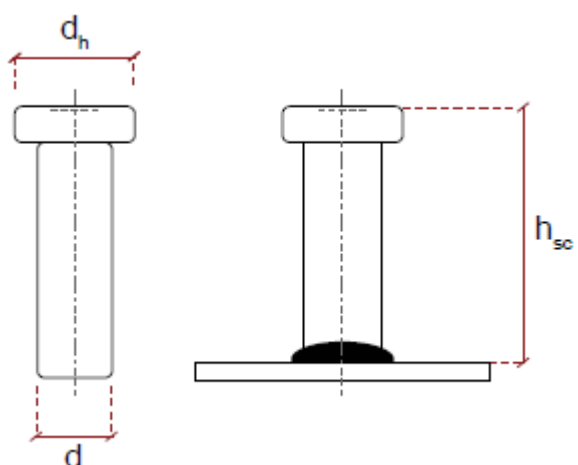
✓ Έλεγχος διαμήκουσ διάτμησης

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διαμήκουσ διάτμησης. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση διατμητικών συνδέσμων. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διατμητική ροή μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος εμποδίζοντας την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων. Ανάλογα με το αν παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση ή όχι, διαχωρίζεται σε πλήρη ή μερική διατμητική σύνδεση, αντίστοιχα. Πλαστική ανάλυση για το προσδιορισμό της διαμήκουσ διάτμησης επιτρέπεται υπό τις εξής προϋποθέσεις:

1. Οικοδομικά έργα.
2. Διατομές κατηγορίας 1 ή 2.
3. Ολική συμπεριφορά των διατμητικών συνδέσμων.
4. Οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων. Προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και της πλεονεκτικής συμπεριφοράς της κεφαλής του ήλου η οποία εμποδίζει την ανύψωση του σκυροδέματος και την αποκόλλησή του από τη σιδηροδοκό. Οι διαστάσεις των διατμητικών ήλων που δίνονται στο EN 13918 παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.12.

Πίνακας 5.16: Διαστάσεις διατμητικών ήλων σε [mm].



d	d _b
[mm]	[mm]
12	25
13	25
16	32
19	32
22	35
25	40

Όπως και στη διατμητική σύνδεση των διαδοκίδων επιλέχθηκαν διατμητικοί ήλοι διαμέτρου $d=19\text{mm}$ και ύψους $h=125\text{mm}$. Η οριακή αντοχή του ήλου προσδιορίζεται

όπως προηγουμένως ως η ελάχιστη της αντοχής του ήλου σε διάτμηση και της αντοχής του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυνας.

Πίνακας 5.17: Υπολογισμός διατμητικών ήλων στο πρόγραμμα.

Υπολογισμός διατμητικών ήλων

Ανοίγμα [']	MEd [kNm]	VEd [kN]	F_Z [kN]	PRd1 [kN]	PRd2 [kN]	kt [']	PRd [kN]	Nf [']
1	1344,36	0,00	2111,16	309,48	98,85	0,50	48,95	88

* PRd1: Αντοχή ήλου σε διάτμηση - PRd2: Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυνας - PRd: Δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος

- Ελάχιστη πλαστική αντοχή σκυροδέματος ή χάλυβα

$$F_Z = \min \left(0.85 * \frac{f_c}{\gamma_c} * h_c * b_{eff} * A_a * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \quad (5.46)$$

Όπου:

- M_{Ed} : Η δρώσα ροπή στο μέσον του ανοίγματος
- V_{Ed} : Η δρώσα τέμνουσα στο μέσον του ανοίγματος

- Διατμητική αντοχή του ήλου

$$P_{Rd1} = \frac{0.8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4}}{\gamma_v} \quad (5.47)$$

Όπου f_u η οριακή αντοχή του ήλου με $f_u \leq 500$ MPa όταν δεν υπάρχει χαλιβδόφυλλο ή $f_u \leq 450$ MPa όταν υπάρχει και είναι κάθετο στη δοκό.

- Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυνας

$$P_{Rd2} = \frac{a * 0.29 * d^2 * (f_c * E_c)^{0.5}}{\gamma_v} \quad (5.48)$$

Όπου:

$$a = \min \left[0.2 * \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right), 1 \right] \quad (5.49)$$

- Απομείωση διατμητικής αντοχής λόγω ύπαρξης χαλιβδόφυλλου

Οι νευρώσεις του χαλιβδόφυλλου είναι κάθετες στη δοκό. Ο μειωτικός συντελεστής δίνεται από την σχέση:

$$k_t = \min \left[\frac{0.7}{n_r^{0.5}} * \frac{b_o}{h_p} * \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right), 0.75 \right] \quad (5.50)$$

- Διατμητική δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος

$$P_{Rd} = k * \min [P_{Rd1}, P_{Rd2}] \quad (5.51)$$

- Αριθμός τοποθετούμενων ήλων

$$N_f = \min \left(\frac{2 * F_Z}{P_{Rd}}, \frac{L}{e_{sl,max}} \right) \quad (5.52)$$

→ Έλεγχοι στην ΟΚΛ:

✓ Έλεγχος παραμορφώσεων

Οι παραμορφώσεις θα πρέπει να περιορίζονται ώστε να μην προκαλούν προβλήματα στην εμφάνιση και στη λειτουργικότητα του φορέα. Ο έλεγχος βελών γίνεται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας λαμβάνοντας υπόψη τις φάσεις κατασκευής καθώς παίζουν καθοριστικό ρόλο στην ανάπτυξη τους. Στην πρώτη φάση κατασκευής τα ίδια βάρη των δοκών και του νωπού σκυροδέματος παραλαμβάνονται από τις σιδηροδοκούς, ενώ στη δεύτερη φάση αναπτύσσεται η σύμμικτη λειτουργία των δοκών, οι οποίες παραλαμβάνουν τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία. Το άθροισμα των βελών των 2 φάσεων είναι το τελικό βέλος. Στον Πίνακα 5.18 δίδονται τα επιτρεπόμενα βέλη δοκών για κτίρια.

Πίνακας 5.18: Επιτρεπόμενα βέλη.

	δ_{max}	δ_2
Στέγες γενικώς	1/200	1/250
Πατώματα γενικώς	1/250	1/300
Πατώματα που φέρνουν ευαίσθητα διαχωριστικά	1/250	1/350

δ_{max} = τελικό βέλος από την οριζόντιο
 δ_2 = πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρόνιων παραμορφώσεων
Για προβόλους το μήκος l είναι ίσο με το μισό του μήκους του προβόλου

Όπως φαίνεται από τον Πίνακα το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα γενικώς είναι: $\delta_{max} = \frac{l}{250} = \frac{750}{250} = 2.88 \text{ cm}$

Από την ανάλυση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας στη 1η φάση προκύπτει βέλος 1.3 cm και στη 2η, 1 cm. Άρα το συνολικό βέλος ισούται με:

$$\delta_{\text{τελ.}} = 1.3 + 1 = 2.3 \text{ cm} < 2.88 \text{ cm.}$$

➤ Αποτελέσματα Ανάλυσης στο πρόγραμμα:

Το πρόγραμμα FESPA έχει την δυνατότητα της αυτόματης εισαγωγής και ανάλυσης σύμμικτων δοκών. Ενδεικτικά παρατίθεται ένα μέρος της ανάλυσης του προγράμματος αναφορικά με μία τυχαία σύμμικτη δοκό.

Δοκός: 53, Άνοιγμα 2, Όροφος 3

Γενικά δεδομένα δοκού

Κόμβοι	Αρχή: 85	Τέλος: 90	Μέλος: 1770	ΣΠΕΜ = 1,00	
Σύμμικτη δοκός	Σκυρόδεμα: C30/37		Χάλυβας: B500C	Με αυλακωτό γαλβδόφυλλο	
Χαλβδόφυλλο	$h_t = 73,0$ [mm]	$b_t = 113,0$ [mm]	Νευρώσεις ανά: 188[mm]	Παράλληλα σε δοκό	
Διαμητ. ήλιο	Ποιότητα ήλων: $F_{yk} = 550$ [MPa]		Διάμετρος $d = 25$ [mm]	Υψος $h_c = 125$ [mm]	
Διατομή	IPE120 + πλάκα 2162x150[mm]		ΤΕΓΓΑΑ	Ελαστικές Αρθρώσεις	
Υλικά	Δομικός χάλυβας S355		Μήκος $l_{cl} = 4,34$	Αρχή	Τέλος
Κανονισμός	Πλαστιμότητα: ΚΠΜ		Χωρίς Α.Α.Π.	Z	Z
Συντελεστές	$K_y = 1,00$	$K_z = 1,00$	$a_{0y} = 1,00$	$a_{0z} = 1,00$	$\beta_{0y} = 1,00$ $\beta_{0z} = 1,00$

Μέγιστα ελέγχων σύμμικτης δοκού

Θόρτ [I]	Θέση [I]	Κατηγορία [I]	$V_{Ed} / V_{pl,Rd}$	$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$
1.15G+1.50Q 1.35G+1.05Q	0 85	1 1	0,35	0,54

Θέση ουδέτερου άξονα $z_{nt} = 1,3$ [cm] - Ροπή αντοχής σύμμικτης δοκού $M_{Rd,SP} = 95,49$ [kNm] - Αντοχή σε τέμνουσα $V_{pl,Rd} = 129,23$ [kN]

Ελεγχος βέλους [EC3-1-1 §7.2.1]: $w_{max} < \beta_0 \cdot L / 250$, $w_3 < \beta_0 \cdot L / 300$

Θόρτ [I]	$w_{max} < 18$ [mm]	σπαιτ.αντιβέλος w_{cy} [mm]	$w_3 < 15$ [mm]	w_{maxz} [mm]	σπαιτ.αντιβέλος w_{cz} [mm]	$w_{3z} < 15$ [mm]
G 1.00(G+w ₂ +Q)	14 16		2	0		

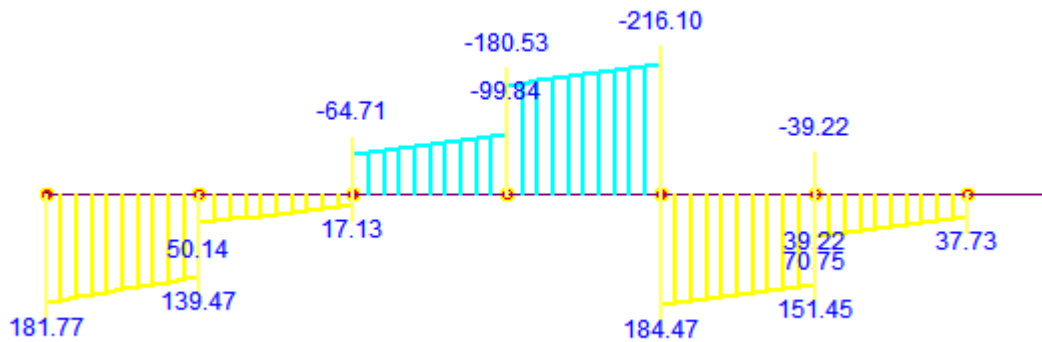
* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση. -- Συνολική ακαμψία σύμμικτης δοκού $J_c = 12219,760$ [cm⁴] . Ακαμψία μεταλλικής δοκού $J_{xx} = 317,800$ [cm⁴]

Υπολογισμός διαμηττικών ήλων

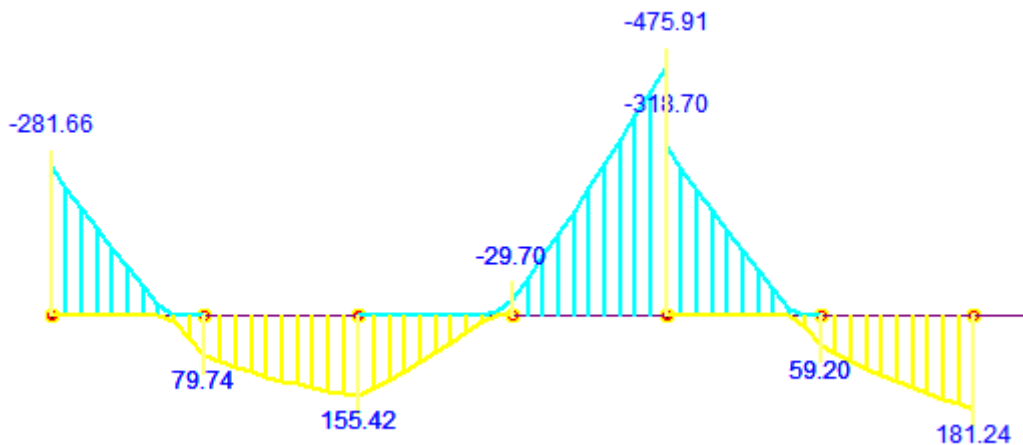
Άνοιγμα [I]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	F_z [kN]	PRd1 [kN]	PRd2 [kN]	kl [I]	PRd [kN]	Nf [I]
1	51.10	0.00	468.96	157.08	144.27	0.66	95.45	87
2	51.09	0.00	468.96	157.08	144.27	0.66	95.45	87

* PRd1: Αντοχή ήλου σε διάτμηση - PRd2: Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντγας - PRd: Δύναμη που παραλαμβάνει ο ήλος

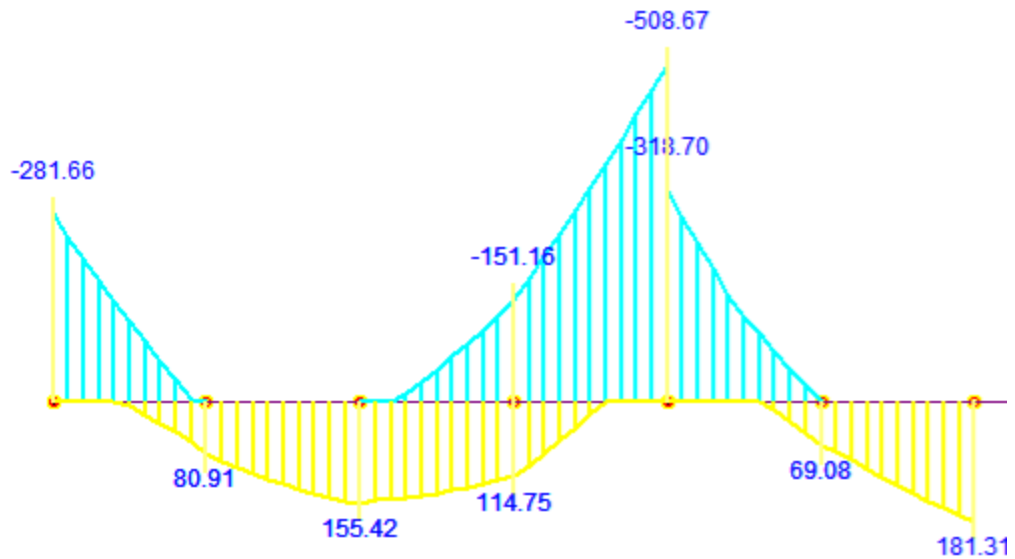
Σχήμα 5.15: Έλεγχοι σύμμικτης δοκού στο πρόγραμμα.



Σχήμα 5.16: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z [kN] τυχαίας δοκού.



Σχήμα 5.17: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y [kNm] τυχαίας δοκού.



Σχήμα 5.18: Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y [kNm] μετά την ανακατανομή ροπών.

5.6 Διαστασιολόγηση Υποστυλωμάτων

Επιλέχθηκαν διατομές HEB διότι τα ακραία υποστυλώματα δέχονται ταυτόχρονα μεγάλη αξονική δύναμη και ροπές M_{yy} και M_{zz} λόγω των προβόλων των εξωστών και ειδικά στους χαμηλότερους ορόφους. Κάθε όροφος έχει υποστυλώματα με ίδια διατομή.

Έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν αυτόματα για κάθε συνδυσμό από το πρόγραμμα FESPA:

- ✓ Αξονική θλίψη
- ✓ Κάμψη
- ✓ Τέμνουσα
- ✓ Κάμψη και διάτμηση
- ✓ Κάμψη και αξονική δύναμη (επίπεδο διατομής)
- ✓ Καμπτικός λυγισμός
- ✓ Κάμψη και θλίψη (έλεγχος μέλους)

Ενδεικτικά παρατίθενται κάποια στοιχεία από το τεύχος υπολογισμών του προγράμματος ανάλυσης:

Κ120, Όροφος 2

Γενικά δεδομένα

Κόμβοι	Αρχή: 20(1)	Τέλος: 20(2)	Μέλος: 396		
Διατομή	HEB550				Υψος = 3,00 [m]
Υλικά	Δομικός Χάλυβας : S355			Ελαστικές αρθρώσεις	
Κανονισμός	Πλαστικότητα :ΚΠΜ		Χωρίς Α.Α.Π.		Αρχή: Οχι Τέλος: Οχι
Συντελεστές	Ky=1,00	Kz=1,00	a0y=1,00	a0z=1,00	
ΣΠΕΜ	[X]= 1,00	[Z]= 1,00			

Εντατικά μεγέθη

Φόρτ [J]	wy [kN/m]	wz [kN/m]	Αρχή My [kNm]	20(1) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Τέλος My [kNm]	20(2) Mz [kNm]	Vy [kN]	Vz [kN]	Αξονική N [kN]	max My [kNm]	max Mz [kNm]
G			7,71	-0,01		-6,94	-7,55	0,01		-6,94	-850,09	-7,55	-0,01
Q			3,08	0,01		-2,72	-2,90	0,01		-2,72	-293,38	-2,90	0,01
QA			1,42	0,01		-1,81	-2,57	0,01		-1,81	-134,67	-2,57	0,01
QB			1,54	0,01		-0,82	-0,26			-0,82	-158,59	-0,26	
QC			1,23	-0,01		-0,98	-0,92	-0,01		-0,98	-243,86	-0,92	-0,01
QD			3,42	0,04		-3,18	-3,57	0,04		-3,18	-105,45	-3,57	0,04
QE			1,57	-0,01		-1,35	-1,39	-0,02		-1,35	-238,12	-1,39	-0,02
[G+ψ2Q]			8,64			-7,75	-8,42	0,01		-7,75	-938,11	-8,42	
1.35G+1.05Q			13,65			-12,22	-13,23	0,02		-12,22	-1455,67	-13,23	
1.35G+1.05QA			11,90		0,01	-11,27	-12,89	0,02	0,01	-11,27	-1289,03	-12,89	
1.35G+1.05QB			12,03			-10,22	-10,46			-10,22	-1314,14	-10,46	
1.35G+1.05QC			11,70	-0,02	0,01	-10,39	-11,16	0,01	0,01	-10,39	-1403,67	-11,16	-0,02
1.35G+1.05QD			14,01	0,03		-12,70	-13,94	0,05		-12,70	-1258,34	-13,94	0,03
1.35G+1.05QE			12,06	-0,02		-10,78	-11,65			-10,78	-1397,65	-11,65	-0,02
1.15G+1.50Q			13,47	0,01		-12,04	-13,01	0,02		-12,04	-1415,55	-13,01	
1.15G+1.50QA			10,98		0,01	-10,68	-12,51	0,03	0,01	-10,68	-1177,48	-12,51	
1.15G+1.50QB			11,16			-9,19	-9,05	0,01		-9,19	-1213,36	-9,05	
1.15G+1.50QC			10,69	-0,02	0,01	-9,42	-10,04		0,01	-9,42	-1341,27	-10,04	-0,02
1.15G+1.50QD			13,98	0,05		-12,73	-14,02	0,07		-12,73	-1133,65	-14,02	0,05
1.15G+1.50QE			11,21	-0,02		-9,98	-10,75	-0,02		-9,98	-1332,66	-10,75	-0,02
Σ: +x			49,00	-38,99	9,86	28,98	48,92	33,09	-9,84	44,48	-865,87	-48,92	33,09
Σ: +x			-31,72	38,98	-9,84	-44,48	32,09	-33,07	9,86	28,98	-1010,35	-31,72	-38,99
Σ: +z			34,67	-31,37	8,19	16,35	-35,41	26,99	-8,18	-31,85	-869,25	-35,41	26,92
Σ: +z			-17,40	31,36	-8,18	-31,85	18,58	-26,96	8,19	16,35	-1006,97	-17,40	-31,37
Σ: -x			48,24	-28,54	7,17	28,37	48,36	24,57	-7,15	-43,87	-870,43	-48,36	24,54

Ανοχή μέλους σε λυγισμό [EC3-1-1 §6.3.1.1]

Άξονας [J]	Κ.Λ. [J]	a [J]	K*a0*L [m]	λ [J]	λ1 [J]	λ/λ1 [J]	x [J]	Ncr [kN]	NbRd [kN]
y	a	0,21	2,20	9,48	76,41	0,124	1,000	585385,90	9020,55
z	b	0,34	2,20	30,68	76,41	0,402	0,925	56012,06	8348,08

* ==> Όπου L το μήκος για διαστασιολόγηση.

Ανοχή διατομής (Ed/Rd < 1)	
$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}, m_y = \frac{M_{yEd}}{M_{yRd}}, v_y = \frac{V_{yEd}}{V_{yRd}}, m_z = \frac{M_{zEd}}{M_{zRd}}, v_z = \frac{V_{zEd}}{V_{zRd}}$	$m_{yN} = \frac{M_{yEd}}{M_{yNRd}}, m_{zN} = \frac{M_{zEd}}{M_{zNRd}}$
Κάμψη με Αξονική [EC3 (6.2)]:	$\kappa\Delta = n + m_y + m_z < 1$
Κάμψη με Αξονική [EC3 (6.41)]:	$\lambda\Delta = m_{yN}^\alpha + m_{zN}^\beta < 1, \lambda\Delta > n$
Διάτμηση [EC3 (6.17)]:	$v_y, v_z < 1$
Ανοχή των μελών σε λυγισμό	
$n_y = \frac{n}{X_y}, m_{yy} = \frac{k_{yy} \cdot m_y}{X_{yT}}, m_{yz} = k_{yz} \cdot m_z$	$n_z = \frac{n}{X_z}, m_{zy} = \frac{k_{zy} \cdot m_y}{X_{zT}}, m_{zz} = k_{zz} \cdot m_z$
Λυγισμός [EC3 (6.61)]:	$n_y + m_{yy} + m_{yz} < 1$
Λυγισμός [EC3 (6.62)]:	$n_z + m_{zy} + m_{zz} < 1$

Έλεγχοι Ed/Rd

Φόρτ [J]	Θέση [J]	Κατηγορία [J]	n	vy	vz	my	mz	κΔ \ λΔ	EC3 (6.61) ny+myy+mzy	EC3 (6.62) nz+mzy+mzz
1.35G+1.05Q	20(1)	1	0,16		0,01	0,01		0,16	0,16	0,18
1.35G+1.05Q	20(2)	1	0,16		0,01	0,01		0,16	0,16	0,18
1.35G+1.05QA	20(1)	1	0,14		0,01	0,01		0,14	0,14	0,16
1.35G+1.05QA	20(2)	1	0,14		0,01	0,01		0,14	0,14	0,16
1.35G+1.05QB	20(1)	1	0,15			0,01		0,15	0,15	0,16
1.35G+1.05QB	20(2)	1	0,15			0,01		0,15	0,15	0,16
1.35G+1.05QC	20(1)	1	0,16		0,01	0,01		0,16	0,16	0,17
1.35G+1.05QC	20(2)	1	0,16		0,01	0,01		0,16	0,16	0,17
1.35G+1.05QD	20(1)	1	0,14		0,01	0,01		0,14	0,14	0,15
1.35G+1.05QD	20(2)	1	0,14		0,01	0,01		0,14	0,14	0,15
1.35G+1.05QE	20(1)	1	0,16		0,01	0,01		0,16	0,16	0,17
1.35G+1.05QE	20(2)	1	0,16		0,01	0,01		0,16	0,16	0,17

Σχήμα 5.19: Έλεγχοι υποστυλώματος στο πρόγραμμα.

5.7 Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων

➤ Γενικά στοιχεία τοιχώματος:

Πίνακας 5.19: Γενικά στοιχεία τυχαίου τοιχώματος από το πρόγραμμα.

Υποστύλωμα 6, Όροφος 1	
Γενικά δεδομένα	
Κόμβοι Αρχή: 6(0) Τέλος: 6(1) Μέλος: 42	
Διατομή Γάμα 3: 25/205/25/45 /d'=5,0 Ύψος = 3,00 [m]	
Υλικά Σκυρόδεμα C30/37 Χάλυβας: B500C Συνδετήρες: B500C	
Κανονισμός Πλαστιμότητα :ΚΠ Μ Πλάστιμο Τοίχωμα: ΝΑΙ Κύριο Μέλος	
ΣΠΕΜ [X-X]= 1,00 [Z-Z]= 1,00 ε = 1,50	

➤ Κρίσιμη περιοχή τοιχώματος:

Μετρούμενο από το ορισμένο υψόμετρο ως βάση της οικοδομής, το ύψος της κρίσιμης περιοχής δίδεται από EC8-1 ΚΠΜ-§5.4.3.4.2(1) & ΚΠΥ-§5.5.3.4.5.(1):

$$\max\{l_w ; H_w / 6\} \leq h_{cr} \leq \begin{cases} \min\{2 \cdot l_w ; h_s\} & \text{για } \leq 6\text{-ώροφο} \\ \min\{2 \cdot l_w ; 2 \cdot h_s\} & \text{για } > 6\text{-ώροφο} \end{cases} \quad (5.53)$$

Το υπόγειο τμήμα τοιχωμάτων θεωρείται, επίσης, κρίσιμη περιοχή. Βλ. EC8-1 §5.8.1(3). Όπου h_s το ύψος του ορόφου, π.χ. του ισογείου.

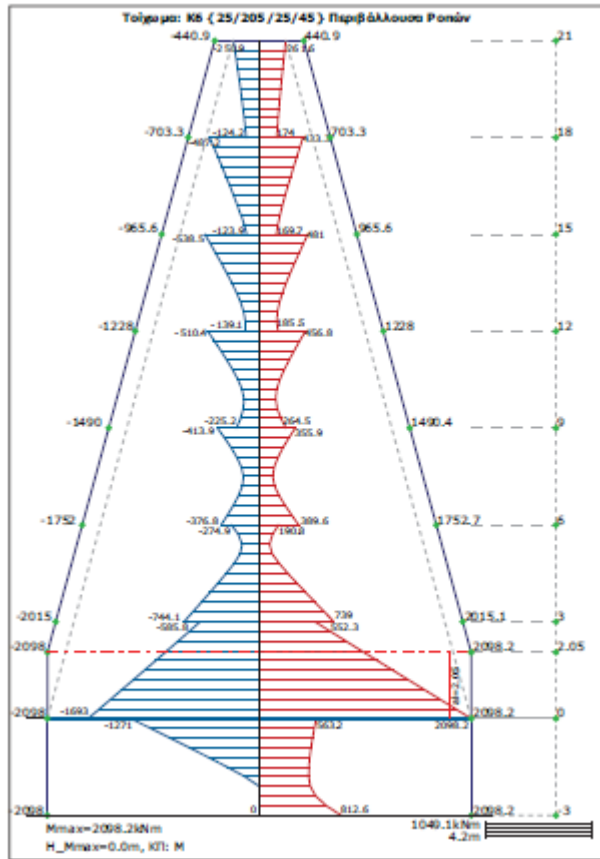
➤ Εντατικά μεγέθη τοιχώματος:

Πίνακας 5.20: Εντατικά μεγέθη τοιχώματος από το πρόγραμμα.

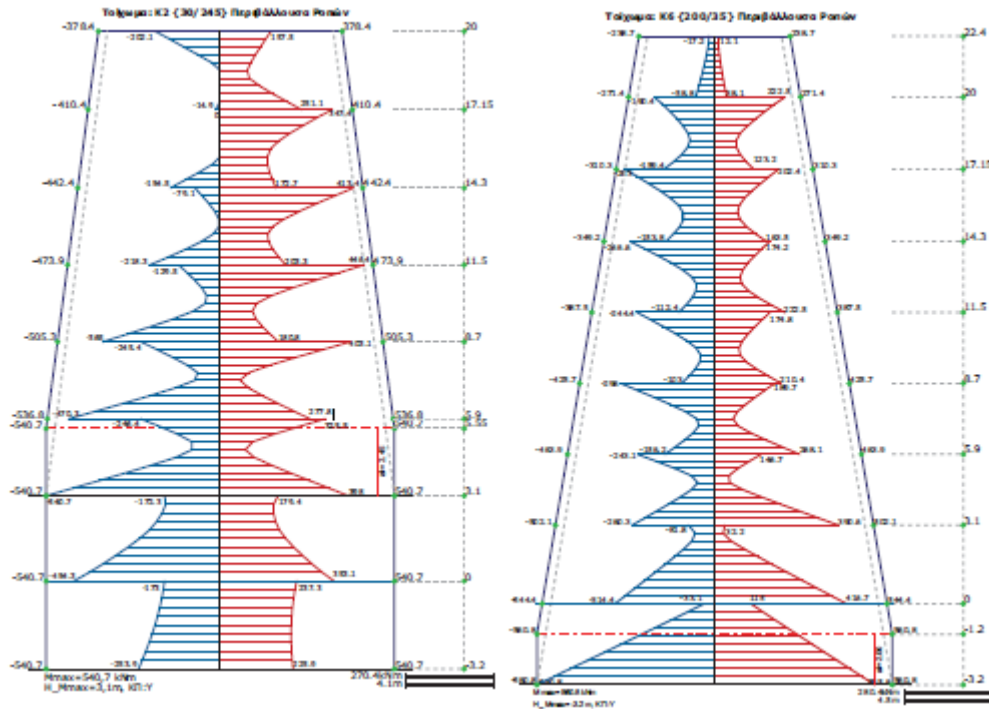
Εντατικά μεγέθη											
A/A	Αρχή	6(0)			Τέλος	6(1)			Αξονική	Εστρέψη	
Φόρτ	My	Mz	Vy	Vz	My	Mz	Vy	Vz	N	T	
[/]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	
Φ 1	178,64	31,02	-26,25	-62,29	-8,21	-47,73	-26,25	-62,29	-1528,18	-0,05	
Φ 2	47,28	8,67	-7,44	-19,41	-10,95	-13,67	-7,44	-19,41	-290,10	-0,01	
Φ 3	28,32	6,92	-6,98	-12,46	-9,07	-14,03	-6,98	-12,46	-151,29	-0,01	
Φ 4	18,96	1,74	-0,46	-6,95	-1,88	0,36	-0,46	-6,95	-138,81	0,00	
Φ 5	192,83	33,62	-28,48	-68,11	-11,50	-51,83	-28,48	-68,11	-1615,21	-0,05	
ΣΦ 1	312,08	54,88	-46,60	-113,20	-27,52	-84,93	-46,60	-113,20	-2498,19	-0,08	
ΣΦ 2	283,65	52,27	-45,91	-102,78	-24,69	-85,47	-45,91	-102,78	-2289,97	-0,08	
ΕΦ 3	269,60	44,50	-36,13	-94,50	-13,91	-63,89	-36,13	-94,50	-2271,25	-0,07	
ΣΕ: +x	1360,03	95,48	1,96	516,87	336,96	-21,42	1,96	516,87	-1283,04	-0,95	
ΣΕ: +x	-974,38	-28,23	-58,93	-516,87	-359,96	-82,24	-58,93	-516,87	-1947,38	-0,95	
ΣΕ: +z	1320,22	92,51	0,61	516,87	322,24	-22,52	0,61	516,87	-1321,45	-1,24	
ΣΕ: +z	-934,56	-25,26	-57,58	-516,87	-345,24	-81,13	-57,58	-516,87	-1908,97	-1,24	
ΣΕ: -x	1292,99	98,64	3,16	516,87	312,64	-21,08	3,16	516,87	-1294,51	-1,17	
ΣΕ: -x	-907,34	-31,39	-60,13	-516,87	-335,63	-82,58	-60,13	-516,87	-1935,91	-1,17	
ΣΕ: -z	1318,63	100,46	3,61	516,87	320,47	-21,40	3,61	516,87	-1274,62	-1,25	
ΣΕ: -z	-932,98	-33,21	-60,58	-516,87	-343,47	-82,26	-60,58	-516,87	-1955,80	-1,25	
ΣΦ 4	225,92	39,69	-33,70	-81,69	-19,16	-61,39	-33,70	-81,69	-1818,28	-0,06	
ΣΦ 5	192,83	33,62	-28,48	-68,11	-11,50	-51,83	-28,48	-68,11	-1615,21	-0,05	
ΣΦ 6	225,92	39,69	-33,70	-81,69	-19,16	-61,39	-33,70	-81,69	-1818,28	-0,06	

➤ Διαστασιολόγηση σε κάμψη:

Για λυγηρά πλάστιμα τοιχώματα ($h_w/l_w > 2$) σχεδιάζεται γραμμική περιβάλλουσα της ροπής M_y των σεισμικών συνδυασμών σύμφωνα με EC8-1 §5.4.2.4(4)A & 5 και Σχ. 5.3. Το διάγραμμα καμπτικών ροπών σχεδιασμού $\{M_y\}$ προκύπτει από κατακόρυφη μετατόπιση της περιβάλλουσας (μετατόπιση της εφελκυστικής δύναμης) κατά α1. Το α1 λαμβάνεται από το πρόγραμμα ίσο με h_w . Βλ. EC2-1-1 §9.2.1.3.



Σχήμα 5.20: Περιβάλλουσα ροτών σχεδιασμού πλαστικού τοιχώματος. Με έντονη οριζόντια γραμμή σημαίνεται η βάση της κατασκευής (υψόμετρο βάσης για υπολ. $\eta\nu=0,0$).



Σχήμα 5.21: Περιπτώσεις όπου η μέγιστη ροπή εμφανίζεται χαμηλότερα ή ψηλότερα από την ορισμένη ως βάση της κατασκευής (υψόμετρο $H=0$).

➤ **Συνδυασμοί διαστασιολόγησης σε κάμψη:**

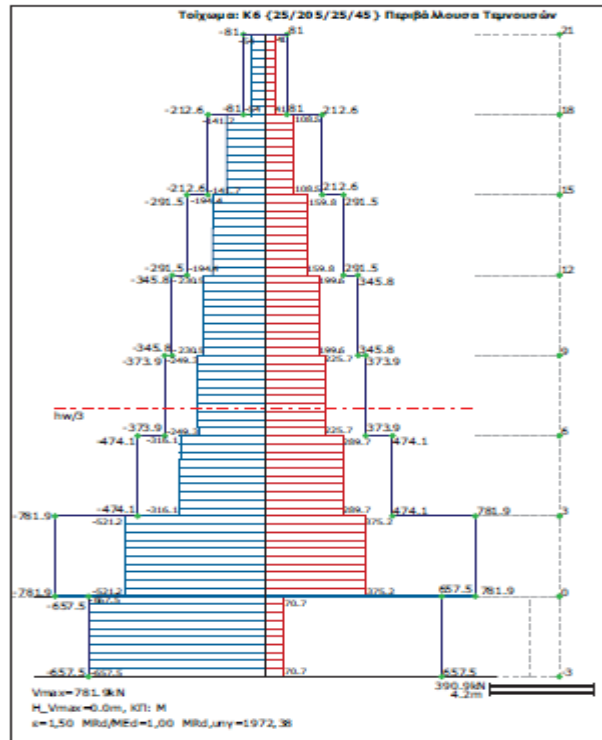
Πίνακας 5.21: Έλεγχος επάρκειας διατομής από το πρόγραμμα.

Φορτίσεις - Επάρκεια διατομής σε κάμψη						
Φόρτ.	N	My	Mz	Ποσοστό		
[/]	[kN]	[kNm]	[kNm]	Επάρκειας		
Σφ 1	-2526,67	312,08	54,88	346,59%		
Σφ 2	-2318,45	283,65	52,27	376,32%		
Σφ 3	-2299,73	269,60	44,50	387,08%		
Σφ 1	-2469,71	-27,52	-84,93	341,75%		
Σφ 2	-2261,49	-24,69	-85,47	333,93%		
Σφ 3	-2242,77	-13,91	-63,89	393,26%		
ΣΕ:±z	-1930,06	-498,24	56,51	384,17%		
ΣΕ:±z	-1342,54	883,90	10,74	371,50%		
ΣΕ:±z	-1456,23	1360,03	59,99	228,17%		
ΣΕ:±z	-1816,37	-1360,03	7,25	256,36%		
ΣΕ:±z	-1522,15	-312,02	-25,26	555,36%		
ΣΕ:±z	-1750,45	697,67	92,51	341,13%		
ΣΕ:±z	-1300,35	175,49	-48,05	612,02%		
ΣΕ:±z	-1887,87	-198,49	-55,61	448,72%		
ΣΕ:±z	-1758,70	1305,92	-31,26	245,10%		
ΣΕ:±z	-1429,52	-1305,92	-72,39	217,09% <-- κρίσιμος συνδυασμός		
ΣΕ:±z	-1631,96	222,70	-81,13	440,73%		
Διαστασιολόγηση σε κάμψη πολυγωνικής διατομής						
Αριθμ.	Ποσοστό	Κρίσιμη	Κρίσιμη	Φόρτιση	Ευτελ. Ποσοστό	
Επαν. επάρκειας	Ομάδα	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	αύξησης όπλισμού	
0	217,09%		-1429,52	-1305,92	-72,39	0,77%

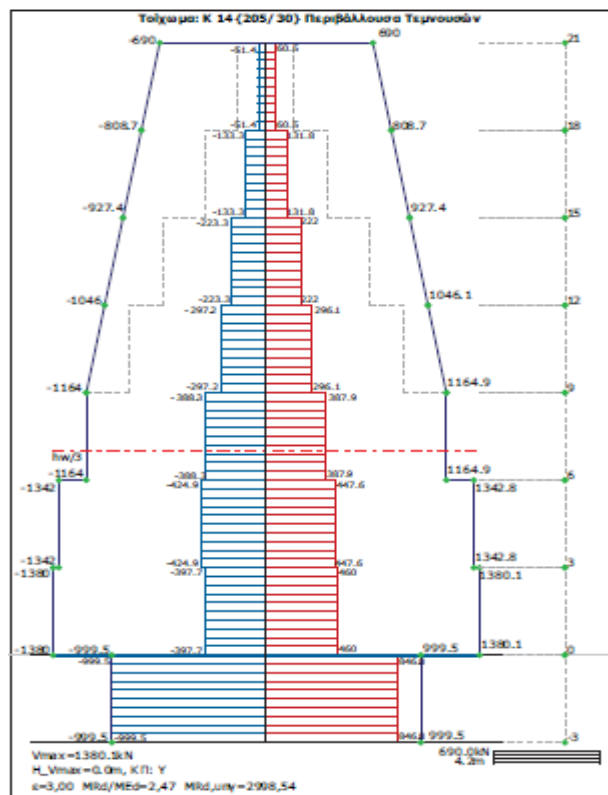
Στους πίνακες διαστασιολόγησης (ή ελέγχου επάρκειας) των πλαστικών τοιχωμάτων οι δύο συνδυασμοί ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών (βλ. §8.7.2), για τους οποίους έχουμε M_{ymax} ή M_{ymin} , τροποποιούνται βάσει της περιβάλλουσας ροπών σχεδιασμού. Επιπλέον, για ΚΠΥ δε λαμβάνεται η ταυτόχρονη αξονική δύναμη του σεισμικού συνδυασμού, αλλά η δυσμενέστερη.

➤ **Διαστασιολόγηση σε τέμνουσα:**

Σε πλαστικά τοιχώματα, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η αύξηση της τέμνουσας μετά την καμπτική διαρροή στη βάση, η τέμνουσα σχεδιασμού V_{Ed} λαμβάνεται από περιβάλλουσα, η οποία σχεδιάζεται βάσει της τέμνουσας της ανάλυσης V'_{Ed} σύμφωνα με τις EC8-1 §5.4.2.4(7)-(8), §5.5.2.4.1(7)-(8) και §5.5.2.4.2.

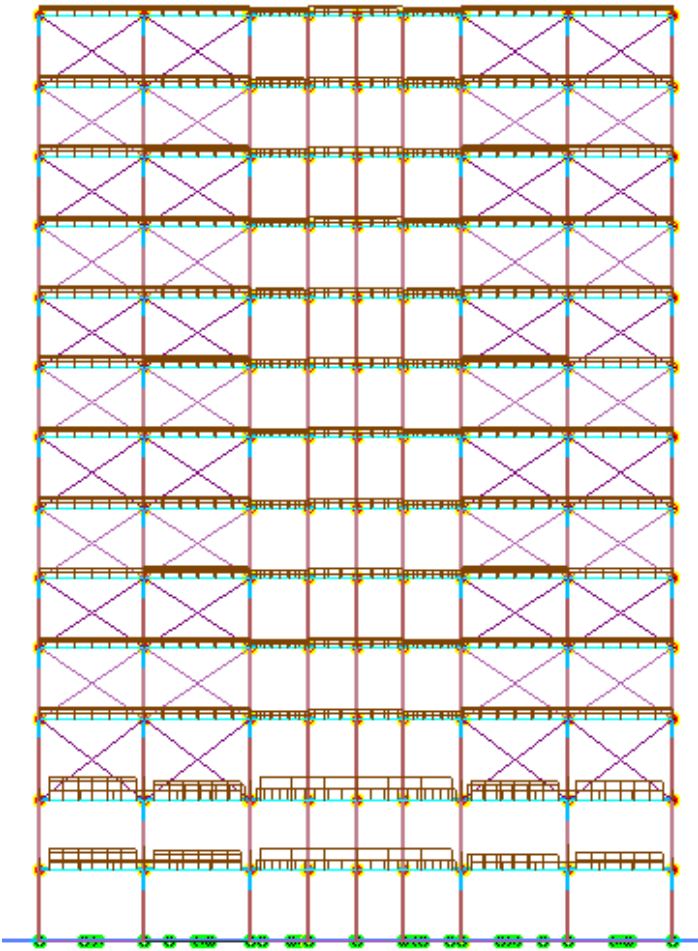


Σχήμα 5.22: Περιβάλλουσα τεμνουσών με ομοιόμορφη μεγέθυνση. Εφαρμογή για (α) ΚΠ Μ σε λυγηρά τοιχώματα ($hw/lw > 2$) τοιχωματικών συστημάτων (65% < η_n) ή πλαισιωτών συστημάτων ($\eta_n < 35\%$) και (β) σε κοντά τοιχώματα ($hw/lw \leq 2$) ανεξάρτητα κατηγορίας πλαστιμότητας και στατικού συστήματος.



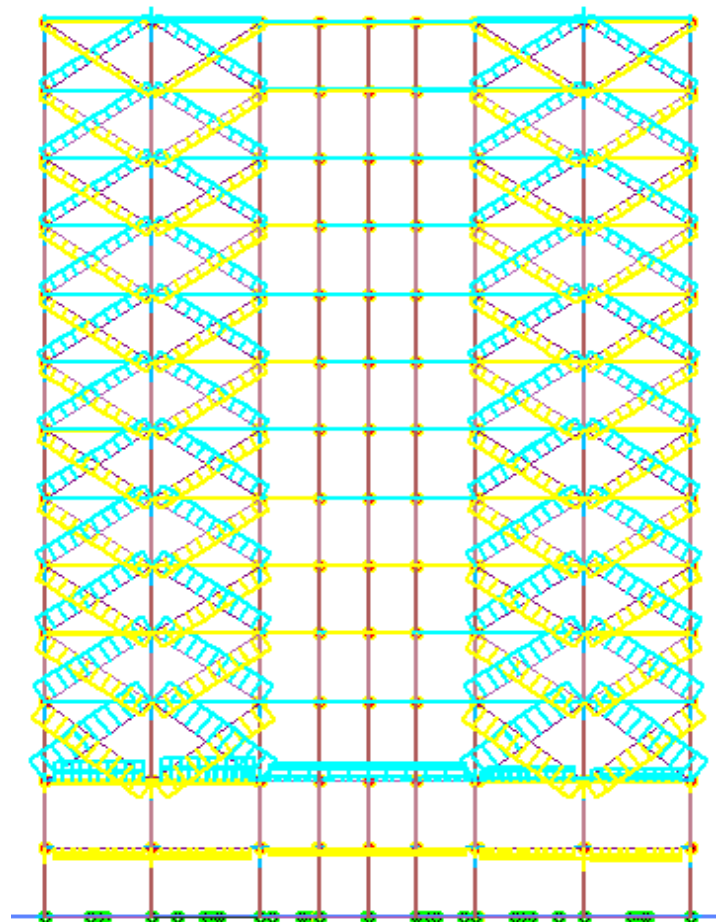
Σχήμα 5.23: Περιβάλλουσα τεμνουσών τύπου σχήματος 5.4 του EC8-1. Εφαρμογή μόνο για λυγηρά τοιχώματα ($hw/lw > 2$) (α) σε μεικτά συστήματα ($35\% < \eta_n < 65\%$) ΚΠ Μ και (β) ανεξάρτητα στατικού συστήματος σε ΚΠ Y.

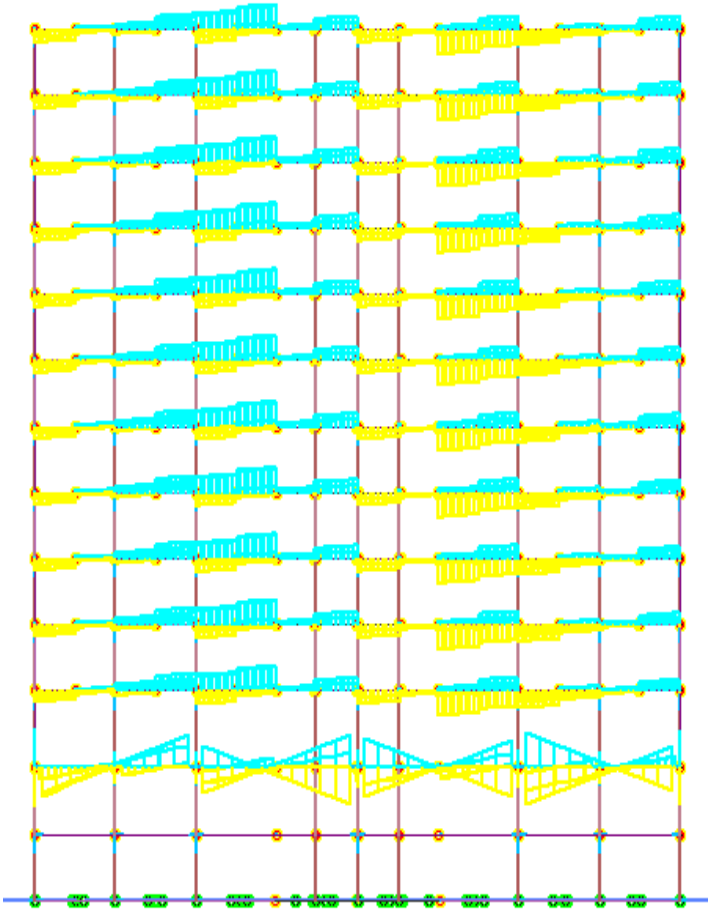
5.8 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών



Σχήμα 5.25: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για τις δοκούς του φορέα.

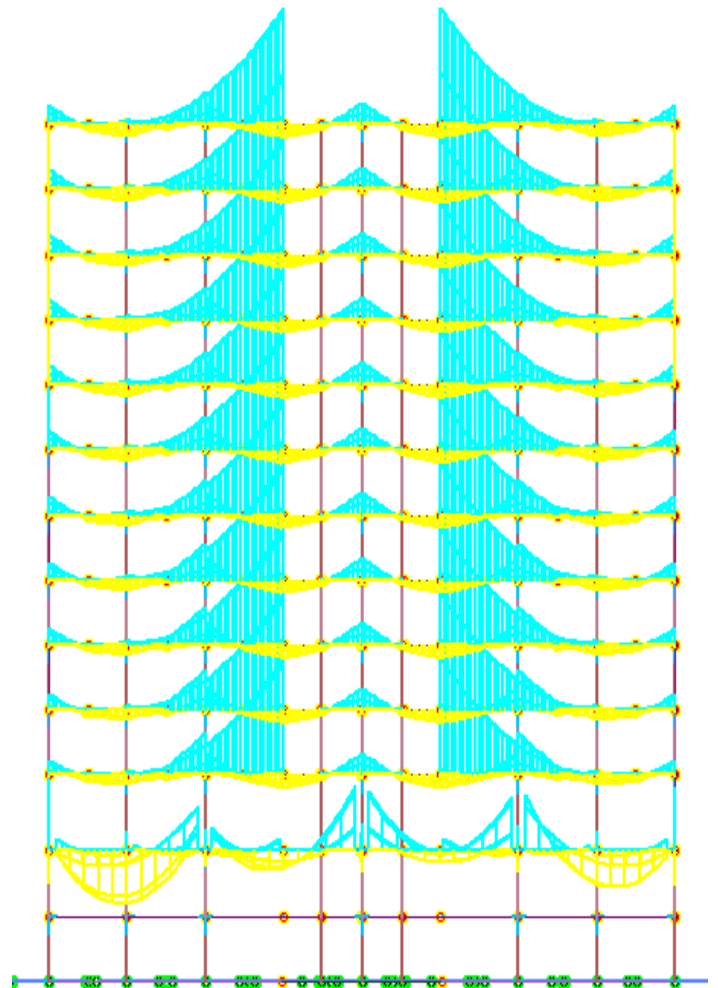
Σχήμα 5.24: Διάγραμμα φορτίσεων για τις δοκούς του φορέα.





Σχήμα 5.26: Διάγραμμα τεμνουσών για τις δοκούς του φορέα.

Σχήμα 5.27: Διάγραμμα ροπών για τις δοκούς του φορέα.



6 Αντισεισμικός σχεδιασμός

6.1 Δυναμική ανάλυση

Η δυναμική ανάλυση της κατασκευής είναι απαραίτητη όταν το μέγεθος και ο ρυθμός επιβολής μιας δράσης προκαλεί σημαντικά αδρανειακά φορτία. Μια ιδιαιτέρως σημαντική δυναμική φόρτιση είναι η σεισμική διέγερση του εδάφους. Η συμμετέχουσα στη ταλάντωση μάζα αποτελείται από τα μόνιμα και το 30% των κινητών φορτίων και θεωρείται συγκεντρωμένη στο γεωμετρικό κέντρο του ορόφου.

Η πιο συνηθισμένη μέθοδος για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης είναι η Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης και εφαρμόζεται σε όλους τους τύπους κτιρίων. Η μέθοδος περιλαμβάνει ιδιομορφική ανάλυση με την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής και στη συνέχεια γίνεται ιδιομορφική και χωρική επαλληλία αυτών.

Σύμφωνα με τον κανονισμό θα λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Το κριτήριο αυτό ικανοποιείται όταν ισχύουν τα ακόλουθα:

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

➤ Συστήματα εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας:

Για τον μελετούμενο φορέα επιλέγεται μεικτό σύστημα, όπου στην διεύθυνση X διαμορφώνονται πλαίσια και στην διεύθυνση Z τοποθετούνται κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και επιδιώκεται η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις ώστε να περιορίζονται όσο το δυνατόν φαινόμενα στρέψης κατά τις πλευρικές δράσεις.

→ Διεύθυνση X: Πλαίσια παραλαβής ροπών

Τα πλαίσια λειτουργούν μέσω κάμψης των υποστυλωμάτων και των κυρίων δοκών. Οι κόμβοι δοκών υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ως κόμβοι ροπής. Οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας σχηματίζονται με πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς έτσι ώστε η ενέργεια να αποσβένεται μέσω ανακυκλικής κάμψης.

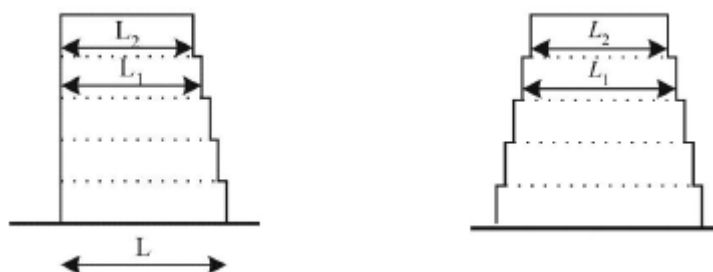
→ Διεύθυνση Z: Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Λόγω απαίτησης ύπαρξης ανοιγμάτων σε θέσεις της περιμέτρου του κτιρίου από την αρχιτεκτονική μελέτη τοποθετούνται κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι οι οποίοι παραλαμβάνουν την ένταση μέσω αξονικών δυνάμεων των μελών τους. Οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων μορφώνονται ως απλές συνδέσεις τέμνουσας όπως και οι συνδέσεις στα άκρα των ράβδων δικτύωσης μορφώνονται ως απλές αρθρωτές συνδέσεις. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τοποθετούνται συμμετρικά σε κάτοψη, ανά ζεύγη και συνεχή καθ' ύψος του κτιρίου.

➤ **Στατική κανονικότητα - Κανονικότητα καθ' ύψος:**

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό καθ' ύψος σύμφωνα με τον EC8, εάν ικανοποιεί όλα τα παρακάτω κριτήρια:

- 1) Όλα τα δομικά στοιχεία που αντιστέκονται στα πλευρικά φορτία, όπως πυρήνες, τοιχώματα και πλαίσια, πρέπει να διατρέχουν χωρίς να διακόπτονται όλο το ύψος του κτιρίου, από τα θεμέλια ως την κορυφή του κτηρίου.
- 2) Η πλευρική δυσκαμψία και η μάζα καθενός ορόφου πρέπει να είναι συνεχής ή να μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες μεταβολές από τη βάση έως την κορυφή του κτιρίου.
- 3) σε πλαισιωτές κατασκευές, ο λόγος της πραγματικής αντοχής ενός ορόφου προς την απαιτούμενη από την ανάλυση δεν πρέπει να μεταβάλλεται δυσανάλογα μεταξύ γειτονικών ορόφων.
- 4) Όταν υπάρχουν εσοχές καθ' ύψος.



Σχήμα 6.1: Στατική κανονικότητα.

Για το υπό μελέτη κτίριο δεν παρουσιάζονται μεταβολές του μήκους στους ορόφους του επομένως το κτίριο χαρακτηρίζεται ως κανονικό καθ' ύψος κατά χ και z .

Πίνακας 6.1: Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

Κριτήρια κανονικότητας καθ' ύψος [EC8-1 §4.2.3.3 (3)]

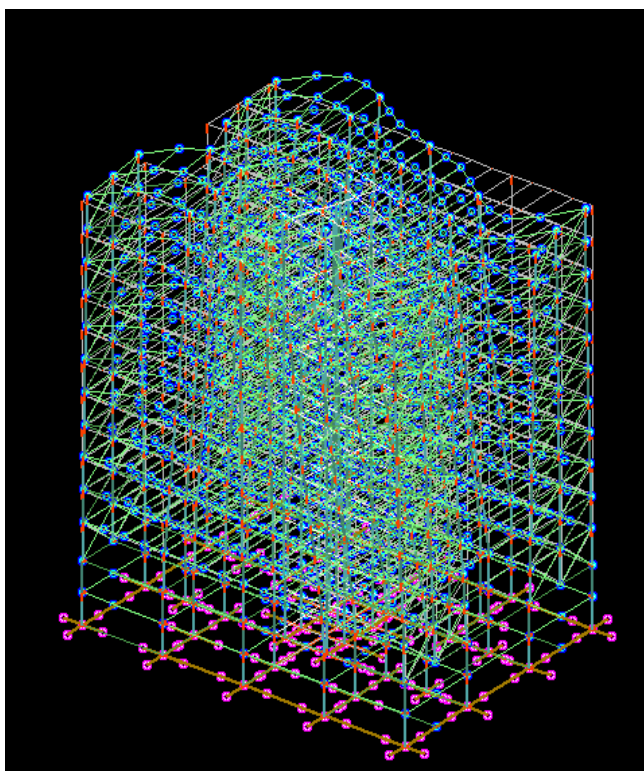
Επίπεδο i [/]	Υψόμετρο οροφής [m]	Υψος ορόφου [m]	Δυσκαμψία ΚΚ1 [kN/m]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]	Δυσκαμψία ΚΚ2 [kN/m]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]	Μάζα m_i [ton]	Μεταβολή καθ' ύψος [%]
13	33.50	3.00	0.36701E+06	-42%	0.48047E+05	-50%	0.71154E+03	-11%
12	30.50	3.00	0.63849E+06	-19%	0.96931E+05	-34%	0.80218E+03	0%
11	27.50	3.00	0.79543E+06	-10%	0.14855E+06	-25%	0.80218E+03	0%
10	24.50	3.00	0.89247E+06	-6%	0.19836E+06	-18%	0.80218E+03	0%
9	21.50	3.00	0.95878E+06	-4%	0.24440E+06	-15%	0.80218E+03	0%
8	18.50	3.00	0.10074E+07	-3%	0.28867E+06	-14%	0.80218E+03	0%
7	15.50	3.00	0.10460E+07	-3%	0.33753E+06	-15%	0.80218E+03	0%
6	12.50	3.00	0.10852E+07	-5%	0.39758E+06	-16%	0.80218E+03	0%
5	9.50	3.00	0.11469E+07	-10%	0.47609E+06	-18%	0.80218E+03	0%
4	6.50	3.00	0.12886E+07	-21%	0.58507E+06	-31%	0.80218E+03	-1%
3	3.50	3.50	0.16451E+07	-66%	0.85428E+06	-85%	0.81767E+03	-57%
2	0.00	3.00	0.48874E+07	-5%	0.57567E+07	-13%	0.19051E+04	+ 3%
1:βάση	-3.00	3.00	0.51735E+07		0.66859E+07		0.18388E+04	

➤ **Ιδιομορφική ανάλυση:**

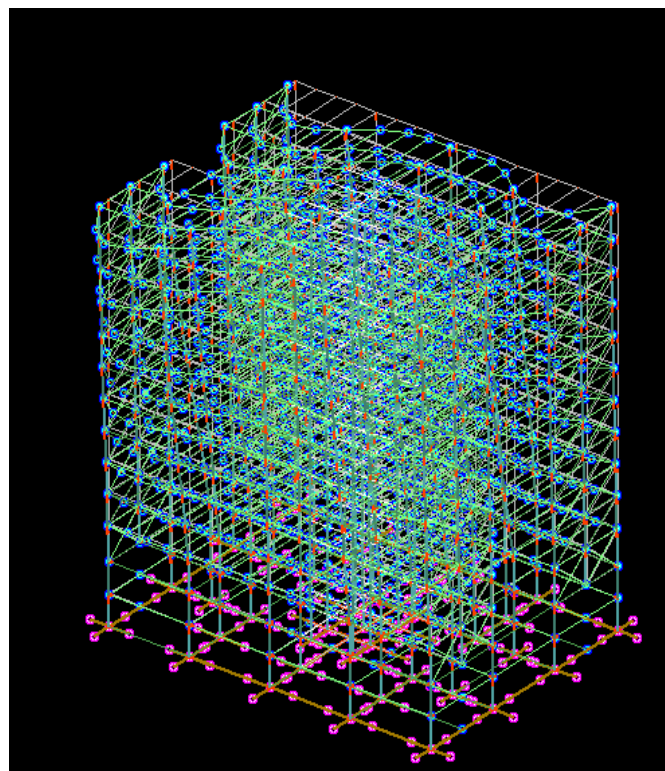
Ζητήθηκε από το πρόγραμμα να υπολογίσει τις 9 πρώτες ιδιομορφές αλλά και τα ποσοστά των μαζών που δρούν ανά ιδιομορφή για το προσομοίωμα. Επιλέχθηκαν οι δυσμενέστερες και παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα τα αντίστοιχα ποσοστά.

Πίνακας 6.2: Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες για τις τρεις πρώτες ιδιομορφές.

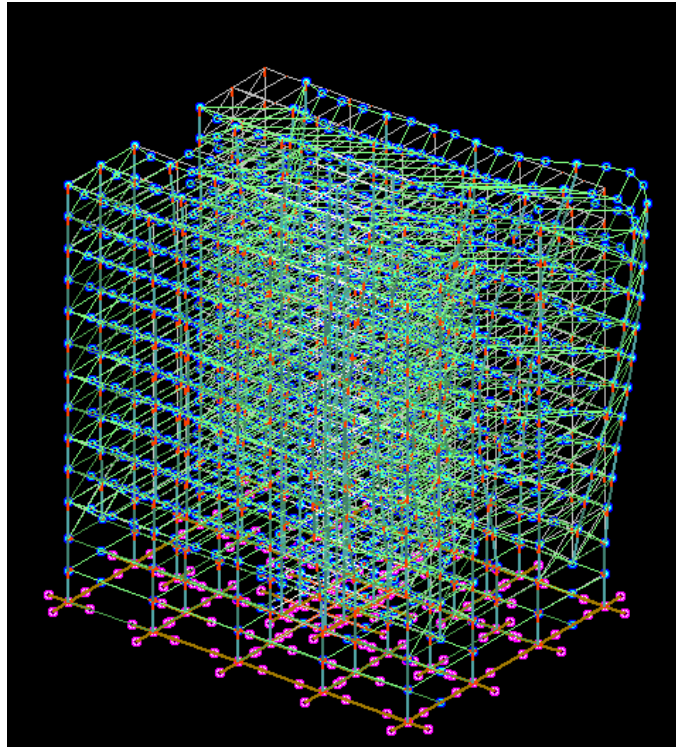
	Ιδιοπερίοδος T (sec)	Δρώσα ιδιομορφική μάζα κατά X (%)	Δρώσα ιδιομορφική μάζα κατά Z (%)	Δρώσα ιδιομορφική μάζα γύρω από Y (%)
1^η ιδιομορφή	1.794	74.084	91.643	0
2^η ιδιομορφή	1.698	57.986	76.570	0
3^η ιδιομορφή	1.556	40.293	57.824	0



Σχήμα 6.2: 1^η Ιδιομορφή.



Σχήμα 6.3: 2^η Ιδιομορφή.



Σχήμα 6.4: 3^η Ιδιομορφή

6.2 Διαστασιολόγηση κατά EC8

Αφού έχει γίνει ανάλυση ακολουθεί η διαστασιολόγηση των μελών με βάση τις πιο κάτω απαιτήσεις:

- ✓ Περιορισμός Βλαβών - DLS (Damage Limitation State).
- ✓ Περιορισμός Φαινομένων 2ας Τάξεως (P-Δ).
- ✓ Ικανοποίηση Ικανοτικού Σχεδιασμού για ΚΠΜ.

6.2.1 Περιορισμός Βλαβών – Damage Limitation State

Για όλους τους ορόφους και διευθύνσεις της κατασκευής πρέπει να ικανοποιείται

$$ds \cdot v \leq \psi \cdot h \quad (6.1)$$

- Για κτίρια με ψαθυρά μη-δομικά στοιχεία : $ds \cdot v \leq 0.005 \cdot h$
- Για κτίρια με πλάστιμα μη-δομικά στοιχεία : $ds \cdot v \leq 0.0075 \cdot h$
- Για κτίρια χωρίς μη-δομικά στοιχεία ή με μη-δομικά στοιχεία που δε συμμετέχουν στην παραμόρφωση της κατασκευής : $ds \cdot v \leq 0.010 \cdot h$
- Για σπουδαιότητα II , $v=0.5$
- $ds=q \cdot de$ όπου de η ελαστική μετακίνηση όπως λαμβάνεται στο σεισμό σχεδιασμού

Επιλέγεται $\psi=0.005$ ώστε να καλύπτεται οποιαδήποτε μελλοντική αλλαγή των μη δομικών στοιχείων (π.χ. ριζικές ανακαινήσεις).

X						q=	4,00
όροφος	de [mm]	q·de [mm]	v·ds [mm]		ψ·h[mm]	v=	0,50
1	2,2	9,0	4,5	<	15,75	h [mm]	3850
2	4,5	17,9	9,0	<	15,75	ψ=	0,005
3	5,4	21,8	10,9	<	15,75		
4	5,6	22,2	11,1	<	15,75		
5	5,1	20,4	10,2	<	15,75		
6	4,4	17,7	8,9	<	15,75		
7	3,7	14,8	7,4	<	15,75		
8	2,9	11,5	5,7	<	15,75		
9	2,0	8,2	4,1	<	15,75		
10	1,8	6,9	3,8	<	15,75		
Z							
όροφος	de [mm]	q·de [mm]	v·ds [mm]		ψ·h[mm]		
1	4,9	19,5	9,7	<	15,75		
2	4,1	16,5	8,2	<	15,75		
3	4,4	17,5	8,7	<	15,75		
4	4,1	16,5	8,3	<	15,75		
5	3,8	15,3	7,7	<	15,75		
6	3,5	13,8	6,9	<	15,75		
7	3,2	12,8	6,4	<	15,75		
8	2,8	11,4	5,7	<	15,75		
9	2,1	8,5	4,3	<	15,75		
10	1,9	7,2	4,1	<	15,75		

6.2.2 Περιορισμός φαινομένων 2ας τάξεως (P-Δ)

Για όλους τους ορόφους και διευθύνσεις της κατασκευής πρέπει να ικανοποιείται:

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \leq 0.35 \quad (6.2)$$

- P_{tot} φορτίο βαρύτητας επί του μελέτη ορόφου για G + 0.3Q
- V_{tot} σεισμική τέμνουσα στον υπό μελέτη όροφο
- Αν $\theta < 0.1$ δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψη η επιρροή τους
- Αν $0.1 < \theta < 0.2$ λαμβάνονται υπόψη πολλαπλασιάζοντας σεισμικές εντάσεις με $1/(1-\theta)$ & επανέλεγχο
- Αν $0.2 < \theta < 0.3$ πρέπει να ληφθούν υπόψη πλήρως (μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας).

Πίνακας 6.3: Φαινόμενα 2ας τάξεως - Σχετική παραμόρφωση ορόφου.

Επίπεδο [']	Υψόμετρο [m]	θ [']	$1/(1-\theta)$ [']	dsX [cm]	dsZ [cm]	Μέσο(dsX)*v/h [']	Μέσο(dsZ)*v/h [']
1	-3.00	0.034	1.0000	0.14	0.12	0.00041	0.00021
2	0.00	0.030	1.0000	0.39	0.25	0.00043	0.00025
3	3.50	0.019	1.0000	1.13	0.69	0.00111	0.00142
4	6.50	0.025	1.0000	2.55	1.88	0.00160	0.00232
5	9.50	0.029	1.0000	4.27	3.45	0.00171	0.00268
6	12.50	0.034	1.0000	7.78	3.96	0.00170	0.00300
7	15.50	0.049	1.0000	8.97	4.09	0.00162	0.00330
8	18.50	0.062	1.0000	10.03	4.47	0.00152	0.00355
9	21.50	0.075	1.0000	11.20	5.59	0.00140	0.00370
10	24.50	0.084	1.0000	12.00	6.11	0.00126	0.00377
11	27.50	0.079	1.0000	12.98	6.68	0.00110	0.00385
12	30.50	0.091	1.0000	13.12	7.03	0.00094	0.00401
13	33.50	0.098	1.0000	13.46	8	0.00078	0.00418

Συνεπώς είναι $\theta < 0.1$ οπότε αγνοούνται οι επιρροές 2ας τάξεως.

6.2.3 Ικανοτικός σχεδιασμός

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιδιώκει να εξασφαλιστεί στη κατασκευή η ικανότητα για τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας χωρίς ολική ή μερική αστοχία. Βασίζεται στην ιεράρχηση βλαβών και εξασφάλιση εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά, κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν περισσότερα δομικά στοιχεία καθώς και στη χρήση αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής προκειμένου να αποφευχθεί ψαθυρή αστοχία.

6.2.3.1 Έλεγχος διατομής και έλεγχος μέλους σε κάμψη και θλίψη με σχεδιασμό σύμφωνα με τον EC8

Ο έλεγχος της διατομής ενός τυπικού υποστυλώματος πλαισίου πραγματοποιείται σύμφωνα με τους ελέγχους που περιγράφηκαν στον EC3 πολλαπλασιάζοντας όπως εξηγήθηκε στους προαναφερθέντες πίνακες τα εντατικά μεγέθη με το συντελεστή $1.1\gamma_{ov}\Omega_n$.

Πίνακας 6.4: Ικανοτικός σχεδιασμός ενδεικτικών μεταλλικών πλαισίων παραλαβής ροπών όπως προκύπτει από το πρόγραμμα.

Ικανοτικός σχεδιασμός μεταλλικών πλαισίων παραλαβής ροπών.					
Οροφος	Z/X	Όνομα	Διατομή	Είδος μέλους	1,1 γ _{ov} Ω
0	Z	Δ1.1	IPE450	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	9.81
	Z	Δ1.2	IPE450	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	17.11
	Z	Δ1.3	IPE450	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	17.11
	Z	Δ1.4	IPE450	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	9.81
	Z	Δ2.1	IPE450	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	10.34
	Z	Δ2.4	IPE450	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	10.34

Πίνακας 6.5: Ενδεικτικοί έλεγχοι δομικών μελών για διάφορες φορτίσεις, όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

Ελεγχτοι Ed/Rd - Υπεραντοχή: 1,1γ _{ov} Ω _n = 9.81 / 1,1γ _{ov} Ω _y = 9.81										
Φόρτ	θέση	Κατηγορία	EC3 (6.2) EC3 (6.61) EC3 (6.62)							
[/]	[/]	[/]	n	v _y	v _z	m _y	m _z	n _y +m _y +m _z	n _y +m _{yy} +m _{yz}	n _z +m _{zy} +m _{zz}
Σφ 1	1	3	0.02			0.01	0.04	0.06	0.05	0.06
Σφ 1	2	3	0.01			0.01	0.08	0.09	0.07	0.08
Σφ 2	1	3	0.01			0.01	0.03	0.04	0.04	0.04
Σφ 2	2	3	0.01			0.01	0.06	0.06	0.05	0.06
Σφ 3	1	3	0.01			0.01	0.03	0.04	0.04	0.04
Σφ 3	2	3	0.01			0.01	0.06	0.06	0.05	0.06
ΣΣ:+x	1	3	0.12			0.01	0.40	0.53	0.46	0.53
ΣΣ:+x	2	3	0.05				0.02	0.08	0.07	0.10
ΣΣ:+x	1	3	0.11			0.01	0.35	0.46	0.42	0.48

Πίνακας 6.6: Ενδεικτικός έλεγχος αδιάστατης λυγηρότητας σύμφωνα με τον EC8-1-1 §6.7.3.

Ελεγχος αδιάστατης λυγηρότητας [EC8-1 §6.7.3]						
Αξονας	[a0 * K * l]	i	min(A/A1)	(λ/λ1)	max(λ/λ1)	
[/]	[m]	[cm]	[/]	[/]	[/]	[/]
3-3	4.30	5.73	1.30	!	0.80	< 2.00
2-2	4.30	3.52	1.30	<	1.30	< 2.00

6.2.3.2 Πλαίσια ροπής - Δοκοί

Ικανοτική τέμνουσα (για σεισμικούς συνδυασμούς):

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (6.3)$$

Όπου $V_{Ed,G}$ τέμνουσα δύναμη για μη σεισμικά φορτία (χωρίς θεώρηση αμφιέριστης).

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,RdA} + M_{pl,RdB}}{L} \quad (\text{κατηγορία διατομής 1 \& 2}) \quad (6.4)$$

Όπου οι πλαστικές αντοχές αντικαθίστανται από τις ελαστικές για κατηγορία διατομής 3.

Έλεγχοι για σεισμικούς συνδυασμούς:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1, \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (6.5)$$

6.2.3.3 Πλαίσια ροπής – Υποστυλώματα

Ικανοτικά εντατικά μεγέθη (για σεισμικούς συνδυασμούς):

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}, M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E} \quad (6.6)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \quad (6.7)$$

Όπου:

- γ_{ov} συντελεστής υπεραντοχής που χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό
- $N_{Ed,E}$, $M_{Edy,E}$ ή $M_{Edz,E}$: η σεισμική συνιστώσα της αξονικής και της ροπής κατά τις 2 διευθύνσεις
- Ω η ελάχιστη τιμή $M_{pl,Rdi}/M_{Edi}$ για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες με M_{Edi} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και $M_{pl,Rdi}$ η αντίστοιχη πλαστική ροπή.

Η τελική ροπή σχεδιασμού είναι η μεγαλύτερη από την $M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E}$ και αυτήν που προκύπτει από τον ικανοτικό σχεδιασμό κόμβου.

6.2.3.4 Χιαστί Σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Στην περίπτωση των διαγωνίων συνδέσμων τύπου X, οι σεισμικές δυνάμεις αναλαμβάνονται μόνο από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβόμενων διαγωνίων. Το αξονικό φορτίο με το οποίο ελέγχονται οι εφελκόμενες διαγώνιοι λαμβάνεται διπλάσιο του N_{Ed} της ανάλυσης.

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος του δυσμενέστερου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής SHS60X6 που ανήκει σε πλαίσιο κατά τη διεύθυνση z του ισογείου. Όπως προέκυψε από τη στατική και τη δυναμική ανάλυση του φορέα ο κρίσιμος συνδυασμός για τον εξεταζόμενο διαγώνιο σύνδεσμο είναι ο συνδυασμός: $\Sigma\Sigma:=+x$. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενες διαγώνιοι.

Κατάταξη διατομής

Η διατομή βρίσκεται σε εφελκυσμό γι' αυτό και δε χρειάζεται να ελεγχθεί η κατηγορία στην οποία ανήκει.

Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (6.8)$$

$$\text{Όπου: } N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} \frac{A^*f_y}{\gamma_{MO}} \quad (6.9)$$

Στη πραγματικότητα η σεισμική δύναμη δεν ισομοιράζεται στις δύο διαγώνιους εφόσον δεν λαμβάνεται υπόψη η συμμετοχή της θλιβόμενης διαγωνίου. Συνεπώς η αξονική σχεδιασμού των συνδέσμων δυσκαμψίας είναι ίση με τη διπλάσια τιμή από αυτή που εμφανίζει το πρόγραμμα.

Έλεγχος λυγηρότητας

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα λ , όπως ορίζεται στο EN1993-1-1 θα πρέπει να περιορίζεται σε: $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$. Το κάτω όριο ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων σε περίπτωση που το εξεταζόμενο κτήριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους. Το κτήριο της παρούσας εργασίας αποτελείται από δύο ορόφους γι' αυτό και ελέγχεται η λυγηρότητα ως προς το άνω όριο.

Το κρίσιμο μήκος λυγισμού της διαγωνίου είναι:

$$L_{cr} = \sqrt{l^2 + h^2} = 3.08 \text{ m} \quad (\text{οι διαγώνιες ράβδοι ενώνονται στη μέση}) \quad (6.10)$$

Η αδιάστατη λυγηρότητα ως προς την διεύθυνση z-z και y-y είναι:

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{3,08}{2,01} = 1,53 \leq 2,0 \quad (6.11)$$

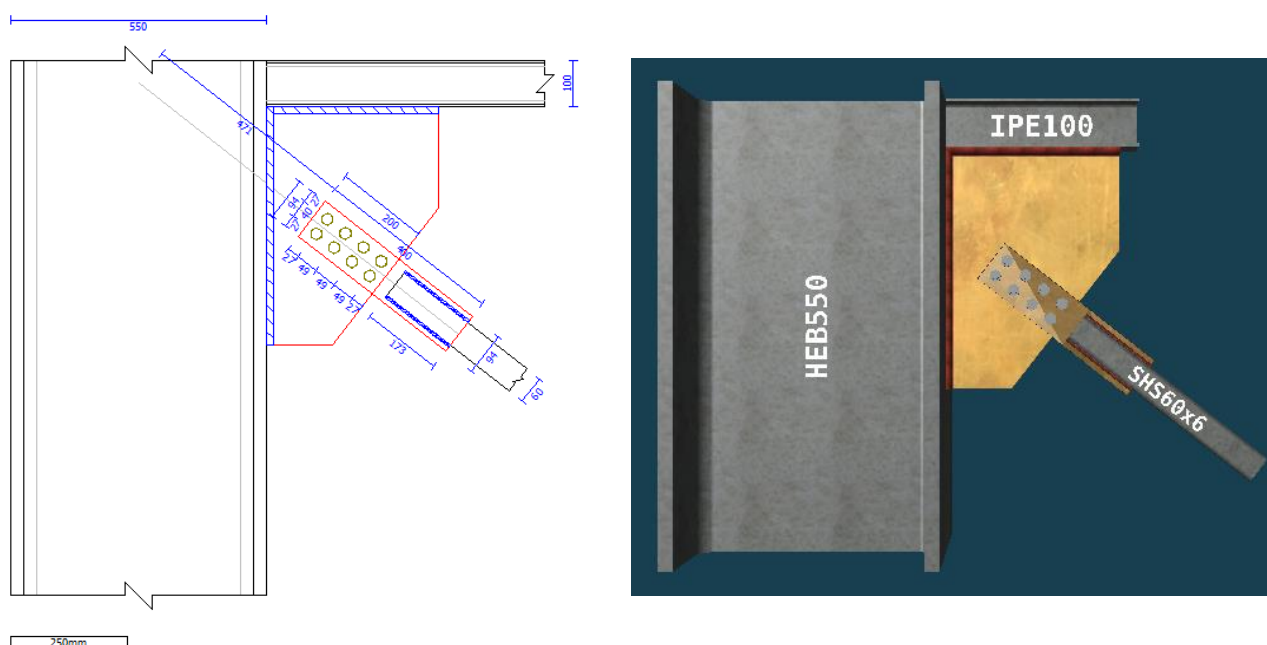
7 Έλεγχος συνδέσεων

7.1 Εισαγωγή

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν τον συνολικό φορέα. Οι συνδέσεις αναλαμβάνουν τη μεταφορά των δυνάμεων μεταξύ των στοιχείων της κατασκευής και ουσιαστικά την τελική ροή των δράσεων επί της κατασκευής. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων. Οι συνδέσεις διαστασιολογήθηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος FESPA. Τα φορτία που επιλέχθηκαν για τις συνδέσεις είναι τα δυσμενέστερα εντατικά φορτία για κάθε τύπου σύνδεση που έδωσε το πρόγραμμα.

7.2 Έλεγχοι συνδέσεων στην παρούσα εργασία

7.2.1 Σύνδεση Κατακόρυφου Χιαστί Συνδέσμου Δυσκαμψίας



Σχήμα 7.1: Σύνδεση κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου με το υποστύλωμα και τη δοκό.

➤ Σύνδεση διαγωνίου μέλους

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι συνδέσεις των εγκάρσιων στοιχείων ακαμψίας ενός μεταλλικού φορέα πάνω σε κόμβο δοκού και υποστυλώματος.

Με το πρόγραμμα υπολογίζονται οι παρακάτω τύποι σύνδεσης:

1. Κοχλιωτή σύνδεση διαγωνίου μέσω κομβοελάσματος σε κόμβο δοκού υποστυλώματος.
2. Συγκολλητή σύνδεση διαγωνίου μέσω κομβοελάσματος σε κόμβο δοκού υποστυλώματος.

Με το πρόγραμμα υπολογίζονται οι συνδέσεις απλών ή διπλών διαγωνίων μεταλλικών μελών, με συγκόλληση ή από κοχλίωση πάνω σε κόμβο δοκού υποστυλώματος με χρήση κομβοελάσματος.

➤ Έλεγχοι σύνδεσης

Γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι από το πρόγραμμα για τη διαστασιολόγηση της σύνδεσης:

1. Έλεγχοι διαγωνίου μέλους
 - 1.1 Έλεγχος σε διαρροή
 - 1.2 Έλεγχος σε θραύση
- Στην περίπτωση που έχουμε σύνδεση με κοχλίωση τότε:
2. Έλεγχοι της κοχλίωσης σύνδεσης του διαγωνίου με το κομβοέλασμα
 - 2.1 Έλεγχος σε τέμνουσα
 - 2.2 Έλεγχος σε διάτμηση
 - 2.3 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας διαγωνίου
 - 2.4 Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας ελάσματος σύνδεσης
- Στην περίπτωση που έχουμε σύνδεση με συγκόλληση τότε:
Έλεγχος της συγκόλλησης σύνδεσης του διαγωνίου με το κομβοέλασμα.
3. Έλεγχος της συγκόλλησης σύνδεσης κομβοελάσματος με δοκό και υποστυλώμα.

➤ Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Πίνακας 7.1: Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

Γεωμετρικά στοιχεία διαγωνίου μέλους

Όνομα διατομής	SHS60x6
Ποιότητα υλικού	S355

Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	HEB550
Ύψος διατομής [h]	550,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	300,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	15,00 mm
Πάχος πέλματος [tf]	29,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	27,00 mm
Ποιότητα υλικού	S355

Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	IPE100
Ύψος διατομής [h]	100,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	55,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	4,10 mm
Πάχος πέλματος [tf]	5,70 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	7,00 mm
Ποιότητα υλικού	S355

Δεδομένα κομβοελάσματος σύνδεσης

Μήκος κομβοελάσματος [Lx1]	368,0 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy1]	10,0 mm
Μήκος κομβοελάσματος [Lx2]	509,1 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy2]	10,0 mm
Πάχος κομβοελάσματος [t]	15,0 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Δεδομένα κοχλιών (επί του διαγωνίου)

Ποιότητα κοχλιών	10.9
Εφελκυστική αντοχή [fu]	1000 MPa
Όριο διαρροής [fy]	900 MPa
Όνομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	201,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm ²
Αριθμός στηλών κοχλιών	4
Απόσταση από άκρο [e1]	27,00
Καθετη απόσταση [p1]	48,70
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2,00
Απόσταση από άκρο [e2]	27,00
Οριζόντια απόσταση [p2]	39,60

Πίνακας 7.2: Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης διαγωνίου όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης διαγωνίου

Αξονική δύναμη (Υπεραντοχή σύνδεσης):

$$N_{Ed} = 1,375 * N_{pl,Rd} = 615,04 \text{ kN}$$

Ελεγχοι Διαγωνίου μέλους

Αντοχή σε διαρροή:

$$N_{pl,Rd} = 447,30 \text{ kN} \geq 447,30 \text{ kN}$$

Αντοχή Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική)

Αντοχή σε διαρροή:

$$N_{q,Rd} = 659,88 \text{ kN} \geq 447,30 \text{ kN}$$

Αντοχή σε Θραύση:

$$N_{qu,Rd} = 497,66 \text{ kN} \geq 447,30 \text{ kN}$$

Ελεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Ενδιάμ.Ελάσματος-Διαγωνίου

Διατμητική τάση συγκόλλησης:

$$\tau_w = 105,8 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης:

$$f_{vw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 105,8 \text{ MPa}$$

Αντοχή συγκόλλησης (συνολική):

$$N_{w,Rd} = 1208,17 \text{ kN} \geq 615,04 \text{ kN}$$

Ελεγχοι κοχλίωσης

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:

$$F_{v,Ed} = 76,88 \text{ kN}$$

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:

$$F_{v0,d,Rd} = 192,96 \text{ kN} \geq 76,88 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη άντυνας Ενδιάμεσου Ελάσματος (συνολική):

$$F_{b,q,Rd} = 87,69 \text{ kN} > 76,88 \text{ kN}$$

Αντοχή σε θλίψη άντυνας Κομβοελάσματος

$$F_{b,p,Rd} = 87,69 \text{ kN} > 76,88 \text{ kN}$$

Ελεγχος αντοχής Κομβοελάσματος

Αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη:

$$N_{x,Ed} = 484,85 \text{ kN}$$

Αναπτυσσόμενη κατακόρυφη δύναμη:

$$N_{y,Ed} = 378,40 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (οριζόντια):

$$N_{px,Rd} = 1402,30 \text{ kN} \geq 484,85 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (κατακόρυφα):

$$N_{py,Rd} = 1399,01 \text{ kN} \geq 378,40 \text{ kN}$$

Αντοχή Κομβοελάσματος (συνολική):

$$N_{p,Rd} = 1778,82 \text{ kN} \geq 615,04 \text{ kN}$$

Ελεγχος (αμφίπλευρης) συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού/Στύλου

Αναπτυσσόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης):

$$M_{w,Ed} = 37,39 \text{ kNm}$$

Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:

$$\sigma_{w,b} = 50,8 \text{ MPa}$$

Μέγιστη τάση συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:

$$\sigma_{w,c} = 52,9 \text{ MPa}$$

Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Δοκού:

$$f_{tw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 50,8 \text{ MPa}$$

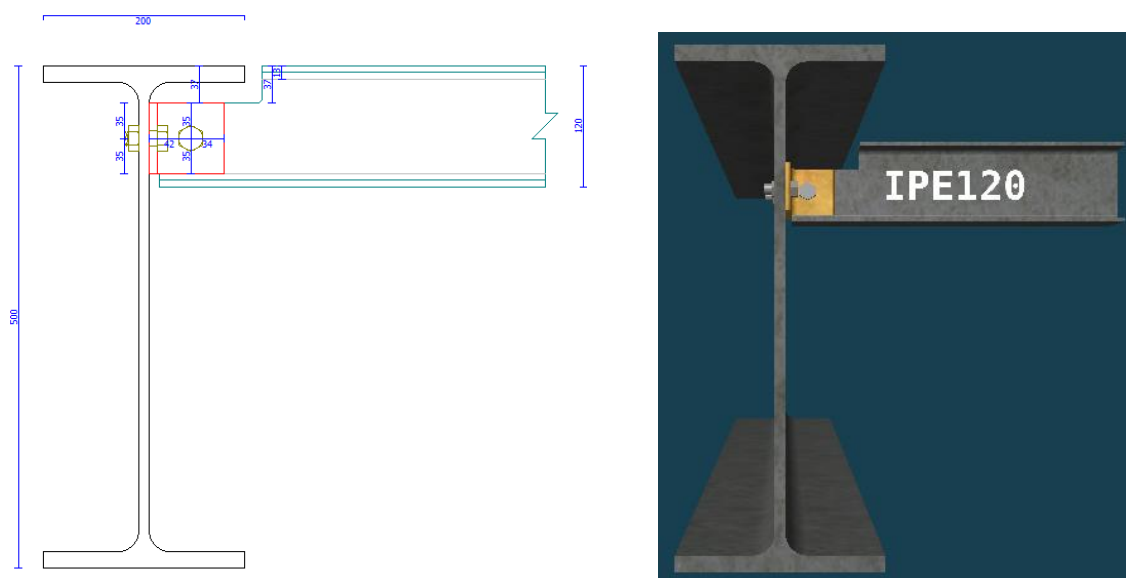
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Κομβοελάσματος-Στύλου:

$$f_{tw,d} = 207,8 \text{ MPa} \geq 52,9 \text{ MPa}$$

Αντοχή συγκόλλησης (Συνολική):

$$N_{w,Rd} = 2417,53 \text{ kN} \geq 615,04 \text{ kN}$$

7.2.2 Σύνδεση κύριας και δευτερεύουσας δοκού



Σχήμα 7.2: Σύνδεση κύριας και δευτερεύουσας δοκού.

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 διαδικασία του ελέγχου της σύνδεσης υπολογίζονται οι αντοχές των μερών στο κύριο μέλος (δοκό ή υποστύλωμα), καθώς και οι αντοχές όλων των μερών στη δευτερεύουσα δοκό.

➤ **Οι έλεγχοι που απαιτούνται και γίνονται στο κύριο μέλος (υποστύλωμα ή δοκός) είναι:**

1. Αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση
2. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας
3. Αντοχή του κορμού της δοκού σε σύνθλιψη άντυγας
4. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση
5. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε απόσχιση

➤ **Οι έλεγχοι που απαιτούνται και γίνονται στη δευτερεύουσα δοκό είναι:**

1. Αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση
2. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε σύνθλιψη άντυγας
3. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε απόσχιση
4. Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση και σε σύνθλιψη άντυγας
5. Αντοχή της δοκού σε διάτμηση και σε σύνθλιψη άντυγας

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

Τυπολόγιο

Μέγιστη διατμητική δύναμη κοχλία: $V_{b,max} = \frac{V_{sd}}{n_b}$

όπου n_b : ο αριθμός των κοχλίων στον κύριο μέλος

Μέγιστη διατμητική δύναμη κοχλία δυσμενέστερου κοχλία στηριζόμενης δοκού:

$$V_{b,max} = \sqrt{\left[\frac{V_{sd}}{n_b} + \frac{M_{sd,e}}{I_p} \cdot \frac{(n_x-1) \cdot A_x}{2} \right]^2 + \left[\frac{M_{sd,e}}{I_p} \cdot \frac{(n_z-1) \cdot A_z}{2} \right]^2}$$

όπου I_p : Πολική ροπή αδράνειας = $\sum I_i^2$

όπου V_{sd} : η εφαρμοζόμενη διατμητική δύναμη

όπου $M_{sd,e}$: η εφαρμοζόμενη ροπή λόγω εκκεντρότητας = $V_{sd} \cdot e$

όπου n_x : αριθμός στηλών κοχλίων

όπου n_z : αριθμός σειρών κοχλίων

όπου Δ_x : απόσταση μεταξύ στηλών κοχλίων

όπου Δ_z : απόσταση μεταξύ σειρών κοχλίων

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία: $F_{Rd} = n \cdot \frac{c1 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{m2}} \geq V_{b,max}$

n : ο αριθμός των επιφανειακών διάτμησης

$c1$: Συντελεστής εξαρτώμενος από την ποιότητα των κοχλίων

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας: $F_{b,Rd} = \frac{K_2 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{min}}{\gamma_{m2}} \geq V_{b,max}$

Αντοχή γωνιακού σε διάτμηση: $V_{p,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \geq \frac{V_{sd}}{n_A}$

Αντοχή γωνιακού σε απόσχιση: $V_{eff,Rd} = \frac{0.50 \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{A_{veff} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} \geq \frac{V_{sd}}{n_A}$

όπου $A_{veff} = L_{veff} \cdot t$

Πίνακας 7.3: Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Δεδομένα σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία Κύριας Δοκού

Όνομα διατομής	IPE500
Ύψος διατομής [h]	500,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	200,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	10,20 mm
Πάχος πέλματος [tf]	16,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	21,00 mm
Ποιότητα υλικού	S355

Γεωμετρικά στοιχεία Δευτερεύουσας Δοκού

Όνομα διατομής	IPE120
Ύψος διατομής [h]	120,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	64,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	4,40 mm
Πάχος πέλματος [tf]	6,30 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	7,00 mm
Ποιότητα υλικού	S355

Δεδομένα Γωνιακού

Όνομα διατομής	75x75x8
Ύψος διατομής [h]	75,00 mm
Πάχος κορμού [t]	8,00 mm
Επιφάνεια [A]	11,40 cm ²
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	7,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Στοιχεία Τοποθέτησης Γωνιακού Σύνδεσης

Μήκος γωνιακού [L]	69,70 mm
Ανοχή γωνιακού [a]	10,00 mm
Κατακόρυφη θέση [v]	37,00 mm

Δεδομένα κοχλιών (επί του υποστυλώματος)

Ποιότητα κοχλιών	8.8
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	201,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	1
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	35
Καθετη απόσταση [p1]	0
Απόσταση από άκρο [e2]	34
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 [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Επιφάνεια [As]	201,00 mm ²
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm ²
Αριθμός γραμμών κοχλιών	1
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση από άκρο [e1]	35
Καθετη απόσταση [p1]	0
Απόσταση από άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

Πίνακας 7.4: Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης τέμνουσας όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης τέμνουσας

Μέγιστη Τέμνουσα δύναμη:

$$V_{Ed} = 42,26 \text{ kN}$$

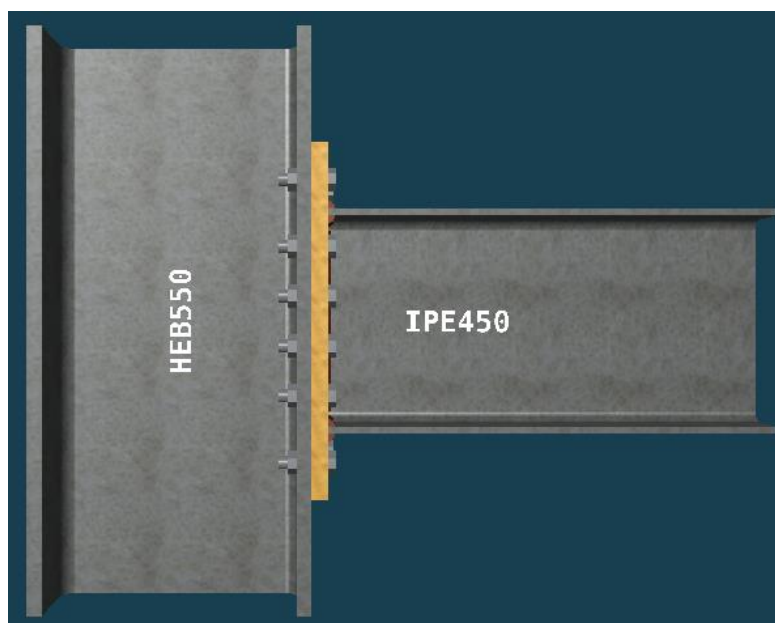
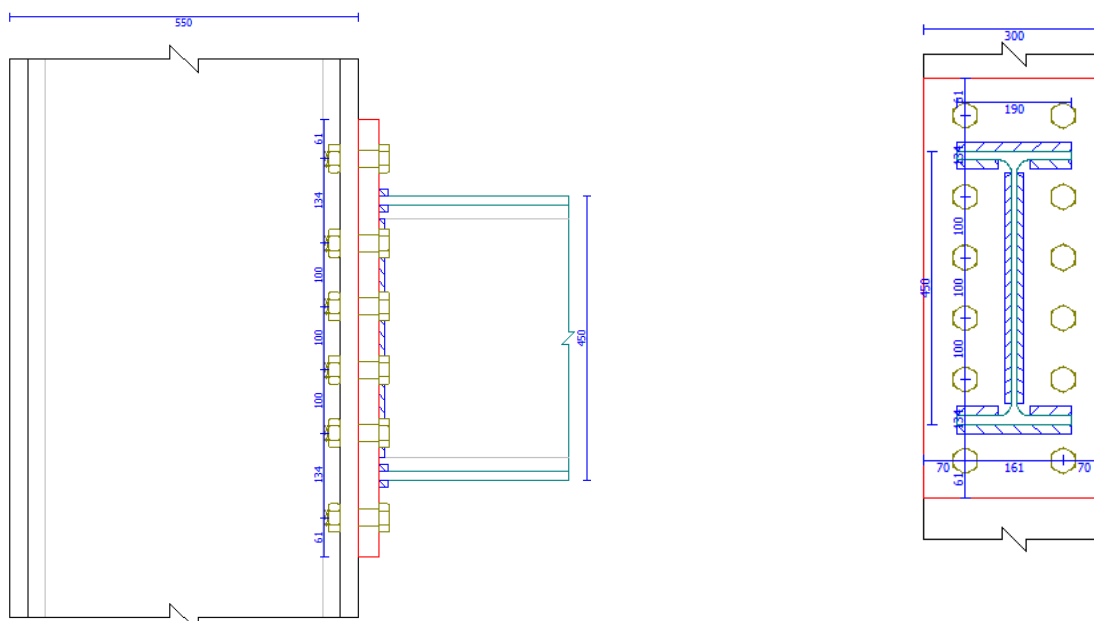
Ελεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοιλία:	$F_{v,Ed} = 21,13 \text{ kN}$	
Αντοχή σε διάτμηση κοιλία:	$F_{v0,e,Rd} = 77,18 \text{ kN}$	$\geq 21,13 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυνας γωνιακού:	$F_{b,L,e,Rd} = 59,56 \text{ kN}$	$\geq 21,13 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυνας κύριου μέλους:	$F_{b,e,Rd} = 166,46 \text{ kN}$	$\geq 21,13 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,L,e,Rd} = 112,67 \text{ kN}$	$\geq 42,26 \text{ kN}$

Ελεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγόμενη Ροπή (λόγω εκκεντρότητας):	$M_{Ed} = 1,75 \text{ kNm}$	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοιλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed} = 42,26 \text{ kN}$	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοιλία (οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed} = 0,00 \text{ kN}$	
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοιλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed} = 42,26 \text{ kN}$	
Αντοχή σε διάτμηση κοιλία:	$F_{v0,b,Rd} = 154,37 \text{ kN}$	$\geq 42,26 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ. άντυνας γωνιακού (κατακόρυφα):	$F_{by,Lb,Rd} = 59,39 \text{ kN}$	$\geq 42,26 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ. άντυνας γωνιακού (οριζόντια):	$F_{bx,Lb,Rd} = 57,17 \text{ kN}$	$\geq 0,00 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ. άντυνας δοκού (κατακόρυφα):	$F_{by,b,Rd} = 46,41 \text{ kN}$	$\geq 42,26 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ. άντυνας δοκού (οριζόντια):	$F_{bx,b,Rd} = 41,89 \text{ kN}$	$\geq 0,00 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):	$V_{p1,L,Rd} = 151,31 \text{ kN}$	$\geq 42,26 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):	$M_{p1,L,Rd} = 4,57 \text{ kNm}$	$\geq 1,75 \text{ kNm}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lb,Rd} = 112,46 \text{ kN}$	$\geq 42,26 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε διάτμηση:	$V_{p1,b,Rd} = 95,96 \text{ kN}$	$\geq 42,26 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε κάμψη:	$M_{p1,b,Rd} = 11,58 \text{ kNm}$	$\geq 1,75 \text{ kNm}$
Αντοχή δοκού σε απόσχιση:	$V_{eff,2,b,Rd} = 43,55 \text{ kN}$	$\geq 42,26 \text{ kN}$

7.2.3 Σύνδεση υποστύλωματος και κύριας δοκού



Σχήμα 7.3: Σύνδεση υποστύλωματος και κύριας δοκού.

Η σύνδεση κύριας δοκού IPE450 με το υποστύλωμα HEB550 σχεδιάστηκε με τη βοήθεια του προγράμματος Συνδέσεις της εταιρείας LH logistics. Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκε γωνιακό έλασμα τύπου 70x70x7 το οποίο κοχλιώνεται στην δοκό και στο υποστύλωμα. Κατ' αρχήν, επιλέγονται οι διατομές των συνδεόμενων μελών καθώς και η ποιότητα του χάλυβα και στη συνέχεια εισάγονται τα δεδομένα των κοχλιών και της μετωπικής πλάκας.

➤ **Οι έλεγχοι που πρέπει να γίνουν για τη σύνδεση αυτή είναι:**

1. Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.
2. Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη.
3. Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη.

➤ **Επίσης ανά σειρά κοχλιών γίνονται οι εξής έλεγχοι:**

1. Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.
2. Μετωπική πλάκα σε κάμψη.
3. Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.
4. Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.

Πίνακας 7.5: Αποτελέσματα ελέγχου σύνδεσης υποστυλώματος και κύριας δοκού όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα.

Μέγιστη Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 61,06 \text{ kN}$

1.1 Ελεγχοι στηρίζοντος (κύριου) μέλους

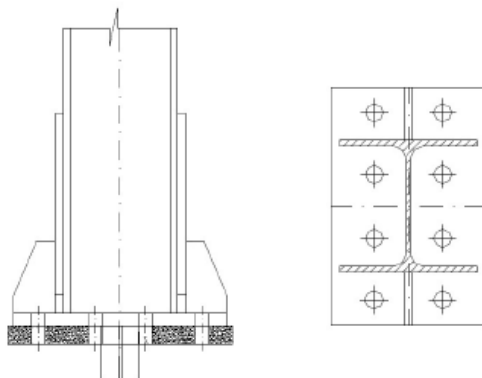
Αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία:	$F_{v,Ed} = 7,63 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,c,Rd} = 41,55 \text{ kN} \geq 7,63 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού:	$F_{b,Lc,Rd} = 41,87 \text{ kN} \geq 7,63 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους:	$F_{b,c,Rd} = 177,12 \text{ kN} \geq 7,63 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lc,Rd} = 427,26 \text{ kN} \geq 61,06 \text{ kN}$

1.2 Ελεγχοι στηριζόμενης δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγόμενη Ροπή (Λόγω εκκεντρότητας):	$M_{Ed} = 2,35 \text{ kNm}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed} = 15,27 \text{ kN}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed} = 15,53 \text{ kN}$
Μέγιστη αναπτυσσόμενη τέμνουσα κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed} = 21,78 \text{ kN}$
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία:	$F_{v0,b,Rd} = 86,78 \text{ kN} \geq 21,78 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα):	$F_{by,Lb,Rd} = 42,03 \text{ kN} \geq 15,27 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας γωνιακού (οριζόντια):	$F_{bx,Lb,Rd} = 48,85 \text{ kN} \geq 15,53 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (κατακόρυφα):	$F_{by,b,Rd} = 64,80 \text{ kN} \geq 15,27 \text{ kN}$
Αντοχή σε θλ.άντυγας δοκού (οριζόντια):	$F_{bx,b,Rd} = 47,35 \text{ kN} \geq 15,53 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική):	$V_{pl,L,Rd} = 514,76 \text{ kN} \geq 61,06 \text{ kN}$
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική):	$M_{pl,L,Rd} = 54,22 \text{ kNm} \geq 2,35 \text{ kNm}$
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική):	$V_{eff,2,Lb,Rd} = 427,45 \text{ kN} \geq 61,06 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε διάτμηση:	$V_{pl,b,Rd} = 418,02 \text{ kN} \geq 61,06 \text{ kN}$
Αντοχή δοκού σε κάμψη:	$M_{pl,b,Rd} = 189,01 \text{ kNm} \geq 2,35 \text{ kNm}$
Αντοχή δοκού σε απόσχιση:	$V_{eff,2,b,Rd} = 255,67 \text{ kN} \geq 61,06 \text{ kN}$

7.2.4 Βάσεις υποστλωμάτων

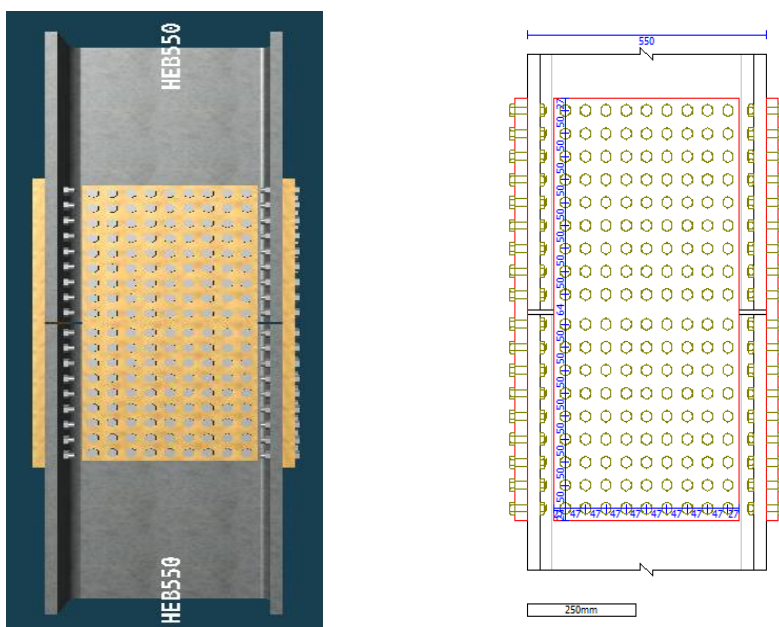
Η βάση τους διαμορφώνεται έτσι ώστε να δρα ως πάκτωση στον ισχυρό τους άξονα (διεύθυνση πλαισιακής λειτουργίας) και ως άρθρωση στον ασθενή (διεύθυνση με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας). Κάτω από την πλάκα βάσεως συγκολλάται ένα διπλό ταυ, το οποίο παραλαμβάνει ολόκληρη την τέμνουσα και έτσι αποφεύγεται η μεταφορά διατμητικών δυνάμεων από τα αγκύρια.



Σχήμα 7.4: Βάση υποστυλώματος.

7.2.5 Αποκατάσταση συνέχειας υποστλωμάτων καθ' ύψος

Οι συνδέσεις αποκατάστασης συνέχειας καθ' ύψος πρέπει να μεταφέρουν αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις αλλά και πλήρως τις ροπές κάμψης των συνδεόμενων μελών. Διαμορφώνονται ως κοχλιωτές με προεντεταμένους κοχλίες με ελάσματα κορμού και πελμάτων. Οι σχετικές θέσεις φαίνονται στην εικόνα 7.5.



Σχήμα 7.5: Αποκατάσταση συνέχειας υποστλωμάτων καθ' ύψος.

8 Προμέτρηση κατασκευής και Συμπεράσματα

8.1 Βάρος κατασκευής

Όσον αφορά το βάρος των κατασκευών, στους παρακάτω πίνακες που ελήφθησαν από τις προμετρήσεις FESPA, μπορούμε να δούμε τα βάρη των οπλισμών, τα κυβικά του σκυροδέματος που θα χρειαστούν, αλλά και τα μήκη και τα βάρη των διατομών του μεταλλικού πλαισίου.

Πίνακας 8.1: Συνολική προμέτρηση κτιρίου από το πρόγραμμα ανάλυσης.

Προμέτρηση: Σύνολο κτιρίου

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]
φ8	208310,50	82195,70
φ10	1776,85	1095,75
φ12	12190,85	10823,75
φ14	5757,75	6954,05
φ16	63466,55	100170,30
φ18	3451,50	6899,50
φ20	13007,65	32082,95

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου [m ²]	19029,95	Βάρος σιδηρού οπλισμού [Kg]	240222,00
Αφαιρούνται [m ²]	257,75	Όγκος Σκυροδέματος [m ³]	4346,10
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου [m ²]	18772,20	Αναλογία Σδ/Σκυροδέμ. [Kg/m ³]	55,25

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

A/A [l]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEB550	790,40	157289,00
2	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE450	1781,41	138238,20
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE750x147	481,46	70870,50
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE750x196	86,90	17110,62
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE270	43,45	1568,54
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE100	1365,59	11061,32
7	ΤΕΓΛΙΑ	IPE120	2628,27	27334,03
8	ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΣ ΔΙΑΓΩΓΙΟΣ	SHS60x6	951,93	9395,52
9	ΑΦΡΟΙΣΜΑΤΑ	---	8129,42	432867,70

8.2 Οικονομικά Αποτελέσματα

Εκτιμάται ότι το κόστος για το σκυρόδεμα ποιότητας C30/37 συμπεριλαμβανομένης της προμήθειας, μεταφοράς στο εργοτάξιο, διάστρωσης και συμπύκνωσης ανέρχεται στα 250€/m³. Το κόστος του δομικού χάλυβα ανέρχεται στα 0,80€/kg ενώ του χάλυβα μεταλλικών διατομών 1,20€/kg. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 8.2: Κοστολόγηση κατασκευής.

Βάρος χάλυβα (kg)	432867,70
Όγκος σκυροδέματος (m³)	4346,10
Βάρος σιδηρού οπλισμού (kg)	240222
Τιμή σκυροδέματος € (250€ / m³)	1.086.525
Τιμή δομικού χάλυβα € (0.8€ / kg)	192.177,6
Τιμή χάλυβα διατομών € (1.2€ / kg)	519.441,24
Σύνολο (€)	1.798.143,84

8.3 Συμπεράσματα

Η επιλογή του χάλυβα ως βασικό υλικό κατασκευής έχει πολλά πλεονεκτήματα στις κατασκευές. Ακολουθούν συνοπτικά μερικά από αυτά.

- ✓ Τα σύμμικτα κτίρια είναι πιο ευέλικτες κατασκευές, τόσο όσον αφορά τη σχεδίαση όσο και την αντιμετώπιση των φορτίων, από αντίστοιχα κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος. Αυτό συμβαίνει λόγω του μικρού ίδιου βάρους των στοιχείων των κτιρίων και της ανθεκτικότητας του χάλυβα ως δομικό υλικό. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση των απαιτήσεων θεμελίωσης, κάτι που αντιστοιχεί και σε οικονομικό όφελος.
- ✓ Έπειτα χρόνος αποπεράτωσης ενός έργου μειώνεται αισθητά χρησιμοποιώντας τον χάλυβα, με αποτέλεσμα το έργο να έχει ακόμα μικρότερο κόστος. Και αυτό λόγω της εύκολης και αυτοματοποιημένης πλέον παραγωγής του χάλυβα και της απλής διαδικασίας ανέγερσης των χαλύβδινων σκελετών.
- ✓ Επιπλέον όπως προέκυψε από την ανάλυση και τις μετακινήσεις του φορέα, λόγω της χρήσης του κτιρίου και τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που θέλουν να έχει μεγάλες επιφάνειες από γυαλί, η επιλογή μιας σύμμικτης κατασκευής είναι ιδανική, μιας και μικρές μετακινήσεις σημαίνει ταυτόχρονα και μεγαλύτερη ασφάλεια όσο αφορά την χρήση γυαλιού.
- ✓ Τέλος, η κατασκευή από χάλυβα παρέχει εξασφάλιση ποιότητας, διότι οι δοκοί και τα υποστυλώματα που συνθέτουν την κατασκευή είναι τυποποιημένες βιομηχανικές διατομές υψηλών προδιαγραφών, χωρίς αποκλίσεις μεταξύ τους, σε αντίθεση με τα μέλη μιας συμβατικής κατασκευής που κατασκευάζονται στο εργοτάξιο.

9 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013): «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.,(2013): «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2010): «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βιοκλιματικός σχεδιασμός κτιρίων: TOTEE 20702-5/2010
5. Διαφάνειες μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές Ι», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, 2019.
6. Διαφάνειες μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, 2020.
7. Διαφάνειες μαθήματος «Σύμμικτες Κατασκευές», Σχολή Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ, Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, 2020.
8. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. , «Τεχνικό εγχειρίδιο χαλυβδόφυλλου Symdeck 73».
9. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
10. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003
- EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
11. EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1:Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004.
12. EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8:Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Απρίλιος 2004.
13. EN-1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004.
14. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
15. Κανονισμός Ενεργειακής Απόδοσης Κτιρίων 2017 – TOTEE.
16. Κανονισμός Πυροπροστασίας Κτηρίων , Π.Δ. 41 - 2018 ΦΕΚ 80Α 07.05.2018.
17. Κτηριοδομικός κανονισμός – Γ.Ο.Κ.
18. Νέος Οικοδομικός κανονισμός - Ν.4067/ΦΕΚ 79/9-4-2012.
19. Τυπολόγιο μαθήματος Σιδηρών Κατασκευών : «Τυπολόγιο_EC3_2019_2020».
20. Χρήστος Γ. Αθανασόπουλος (2010): «Κατασκευή κτιρίων - Σύνθεση και τεχνολογία, Ζ έκδοση» , αποκλειστική διανομή Εκδόσεις Δίαυλος,Αθήνα.
21. Derek Osbourn (2003). «Οικοδομική , πρώτη Ελληνική έκδοση»,Εκδόσεις Ίων.
22. Fardis MN, Carvalho EC, Elnashai A, Faccioli E, Pinto PE, Plumier A.(2011). «Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος.
23. Knauf.gr : Τεχνικά φυλλάδια προϊόντων.
24. Neufert (2000). «Οικοδομική & Αρχιτεκτονική Σύνθεση,36η Γερμανική έκδοση», Εκδόσεις Μ.Γκιούρδας.