



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Τροποποίηση και ανάλυση του δημαρχείου του Γέρακα σαν σύμμικτη κατασκευή



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Θωμάς Δ. Βαζούκης

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Νοέμβριος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/28

Βαζούκης Θωμάς (2016).
Τροποποίηση και ανάλυση του Δημαρχείου του Γέρακα σαν σύμμικτη κατασκευή
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/28
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Vazoukis Thomas (2016).
Modification and analysis of the town hall of Gerakas as composite structure
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/28
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	2
Abstract	3
Ευχαριστίες	4
1 Γενική περιγραφή του έργου	5
1.1 <u>Γενικά στοιχεία</u>	5
1.2 Κύρια δομικά στοιχεία	9
1.2.1 Σύμμικτες πλάκες.....	9
1.2.2 Δευτερεύουσες δοκοί.....	10
1.2.3 Κύριες δοκοί.....	11
1.2.4 Περιμετρικά τοιχεία	11
1.3 Ανάλυση του φορέα	11
2 Φορτία κατασκευής και συνδυασμοί φορτίσεων.....	16
2.1 Γενικά.....	16
2.2 Κατηγορίες δράσεων.....	16
2.3 Φορτία κατασκευής.....	17
2.3.1 Μόνιμα φορτία.....	17
2.3.2 Κινητά φορτία	23
2.3.3 Φορτίο χιονιού	25
2.3.4 Σεισμικές δράσεις.....	28
2.4 Συνδυασμοί φορτίσεων	38
2.4.1 Οριακές καταστάσεις	38
2.4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων	39
3 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα	44
3.1 Ανάλυση και έλεγχος χαλύβδινων μελών	44
3.1.1 Κατάταξη διατομών	44
3.1.2 Αντοχή των διατομών	49
3.1.3 Έλεγχος μελών.....	53
3.1.4 Υποστύλωμα	64
3.2 Σύμμικτη πλάκα	67
3.3 Σύμμικτες δοκοί	69
3.3.1 Κύρια δοκός.....	69
3.3.2 Δευτερεύουσα δοκός.....	74
3.4 Τοιχείο.....	77
3.5 Αντισεισμικός σχεδιασμός.....	80
3.5.1 Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	80
3.5.2 Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως.....	81
3.5.3 Ικανοτικός σχεδιασμός.....	82
4 Συνδέσεις.....	83
4.1 Εισαγωγή.....	83
4.2 Σύνδεση κύριας δοκού HEB 400 με υποστύλωμα HEB 500	83
4.3 Έδραση υποστυλώματος HEB300	94
4.4 Σύνδεση δοκού HEA 300 με δοκό HEA 300	97
4.5 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού HEA 200 με κύρια δοκό HEA 300.....	100
4.6 Σύνδεση δοκού HEA 300 με το τοιχείο	103
5 Βιβλιογραφία.....	109

Τροποποίηση και ανάλυση του Δημαρχείου του Γέρακα σαν σύμμικτη κατασκευή

Βαζούκης Θ. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η ανάλυση ενός διώροφου κτιρίου με υπόγειο σαν σύμμικτη κατασκευή. Το σύμμικτο κτίριο συνολικού εμβαδού 4215m² βρίσκεται στο νομό Αττικής στο Δήμο Γέρακα και χρησιμοποιείται ως δημοτικό κατάστημα.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τους Ευρωκώδικες, τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό και τα Εθνικά Προσαρτήματα. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 1
- Ευρωκώδικας 2
- Ευρωκώδικας 3
- Ευρωκώδικας 4
- Ευρωκώδικας 8
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000.

Η επίλυση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης Sofistik.

Στο 1ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται το κτίριο και αναλύεται η αρχιτεκτονική και η κατασκευή του έργου. Στο τέλος του κεφαλαίου περιγράφεται το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης Sofistik.

Στο 2ο Κεφάλαιο αναφέρονται αναλυτικά τα φορτία που καταπονούν την κατασκευή μας καθώς και οι συνδυασμοί φόρτισης με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.

Στο 3ο Κεφάλαιο διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 2, 3, 4 και 8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπως προέκυψαν από τους υπολογισμούς με τη βοήθεια του προγράμματος του Sofistik.

Στο 4ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται επιλεγμένες συνδέσεις μελών του φορέα και τα αποτελέσματα των ελέγχων τους.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2016/28

Modification and analysis of the town hall of Gerakas as composite structure

Vazoukis T. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The subject of the present diploma thesis is the design and analysis of a two-storey building with basement as a composite structure. The composite building with a total area of 4215m² is located in the township of Gerakas in Attica prefecture of Greece and is used as a town hall.

The analysis and design of the structure was based on Eurocodes, the Greek Antiseismic Regulation and the National Appendices. More specifically the following codes were used:

- Eurocode 1
- Eurocode 2
- Eurocode 3
- Eurocode 4
- Eurocode 8
- Greek Antiseismic Regulation 2000

The building was resolved with the analysis and design program Sofistik.

In the 1st Chapter is presented the building and is analyzed the architecture and the construction of the project. At the end of the chapter is described the analysis and design program Sofistik.

In the 2nd Chapter are mentioned in detail the loads straining our construction and the load combinations under which the analysis and dimensioning was made.

In the 3rd Chapter are formulated the checks according Eurocodes 2, 3, 4, 8 and the results of the analysis are presented as derived from calculations with the help of the Sofistik program.

In the 4th Chapter are presented some selected connections of the members of our construction and the results of their checks.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή μου, κύριο Ιωάννη Βάγια για την καθοδήγηση και την πολύτιμη βοήθειά του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας.

Ακόμη, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον αναπληρωτή καθηγητή κύριο Ιωάννη Ραυτογιάννη και τον λέκτορα κύριο Παύλο Θανόπουλο για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου εργασίας.

Επίσης, οφείλω να ευχαριστήσω την υποψήφια διδάκτορα κυρία Μαρία-Ελένη Δασίου για την βοήθειά της.

Τέλος ένα μεγάλο ευχαριστώ στους γονείς και τον αδερφό μου για την υπομονή και τη στήριξη τους.

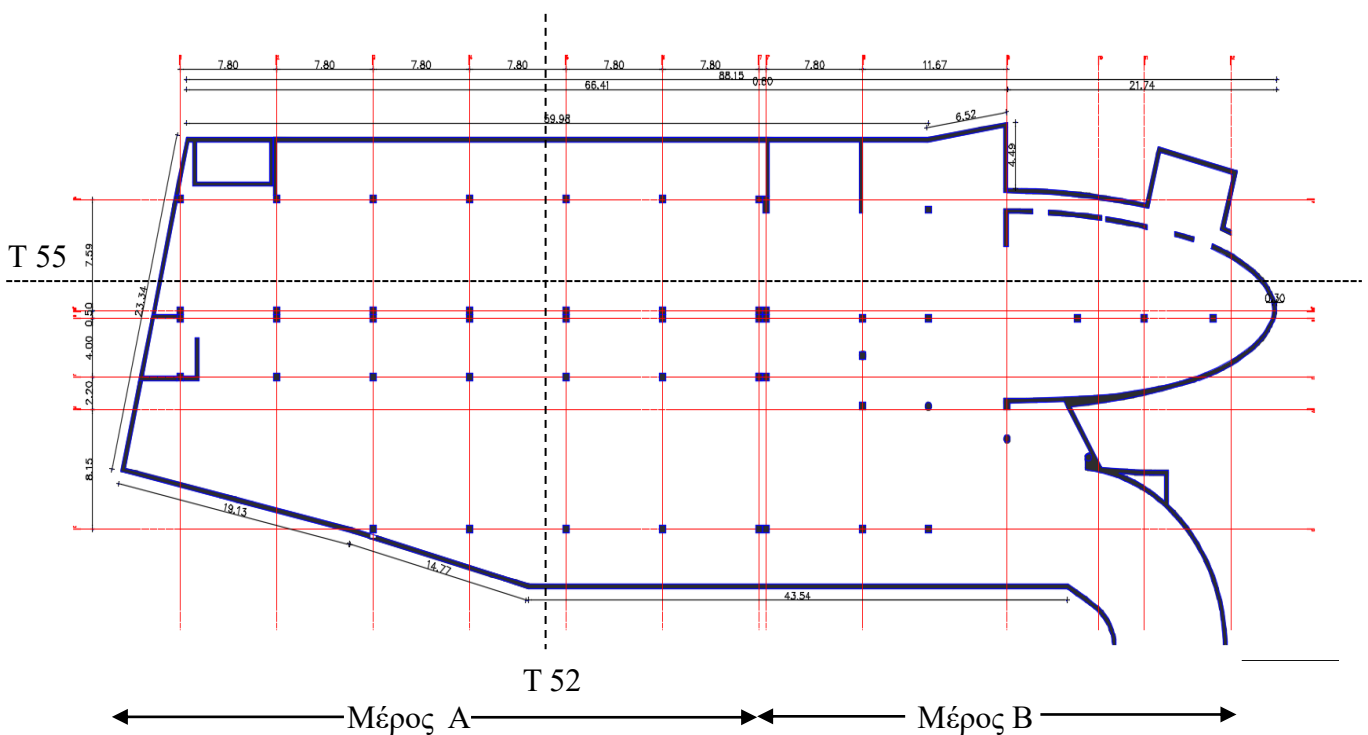
1 Γενική περιγραφή του έργου

1.1 Γενικά στοιχεία

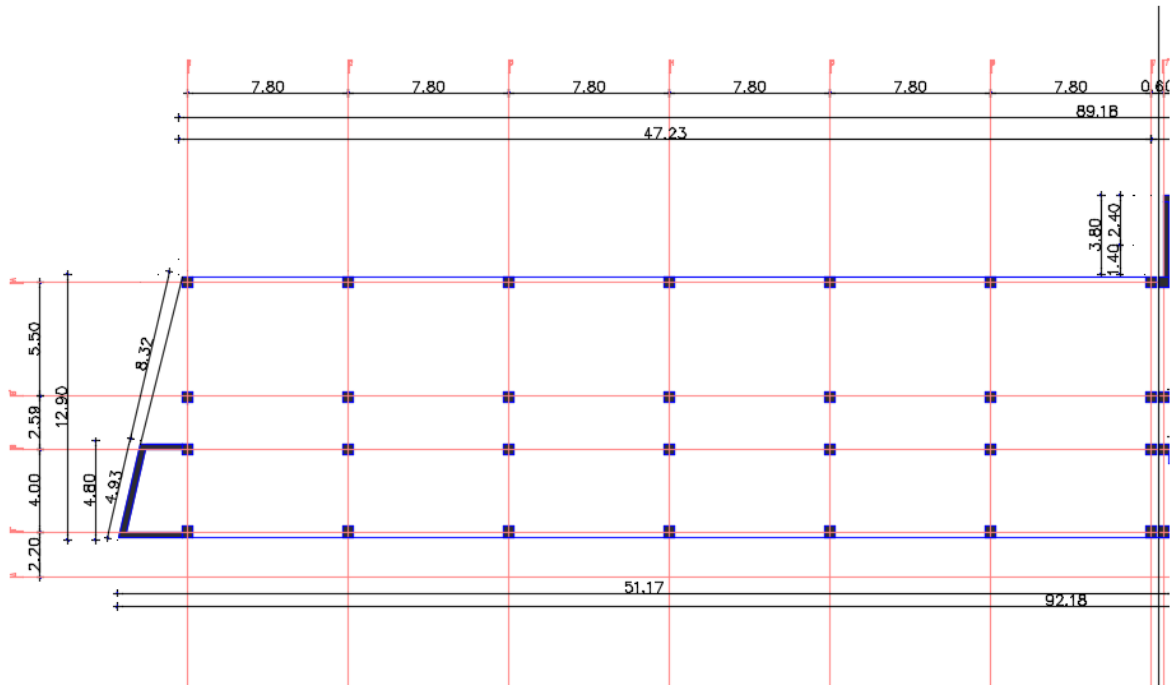
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής είναι η μελέτη του Δημαρχείου του Γέρακα σαν σύμμικτο κτίριο αποτελούμενο από χαλύβδινα υποστυλώματα, σύμμικτες δοκούς και τοιχεία από σκυρόδεμα. Το κτίριο αναπτύσσεται σε 3 επίπεδα με ύψη 3.85m, 3.6m και 3.5m για το υπόγειο, το ισόγειο και τον όροφο αντίστοιχα. Για λόγους ευχερέστερης εποπτείας το χωρίζουμε σε 2 μέρη όπως φαίνεται στα Σχήματα 1.1, 1.2 και 1.3.

Στο επίπεδο -1 (υπόγειο) βρίσκονται χώροι αποθήκευσης, θέσεις στάθμευσης, καθώς και χώροι Η/Μ εγκαταστάσεων του κτιρίου. Στο επίπεδο αυτό έχουμε πρόσβαση μέσω κλιμάκων, ανελκυστήρων και ράμπας. Ακόμη στο δεξιά μέρος έχει προβλεφθεί και έξοδος διαφυγής.(Σχ.1.1)

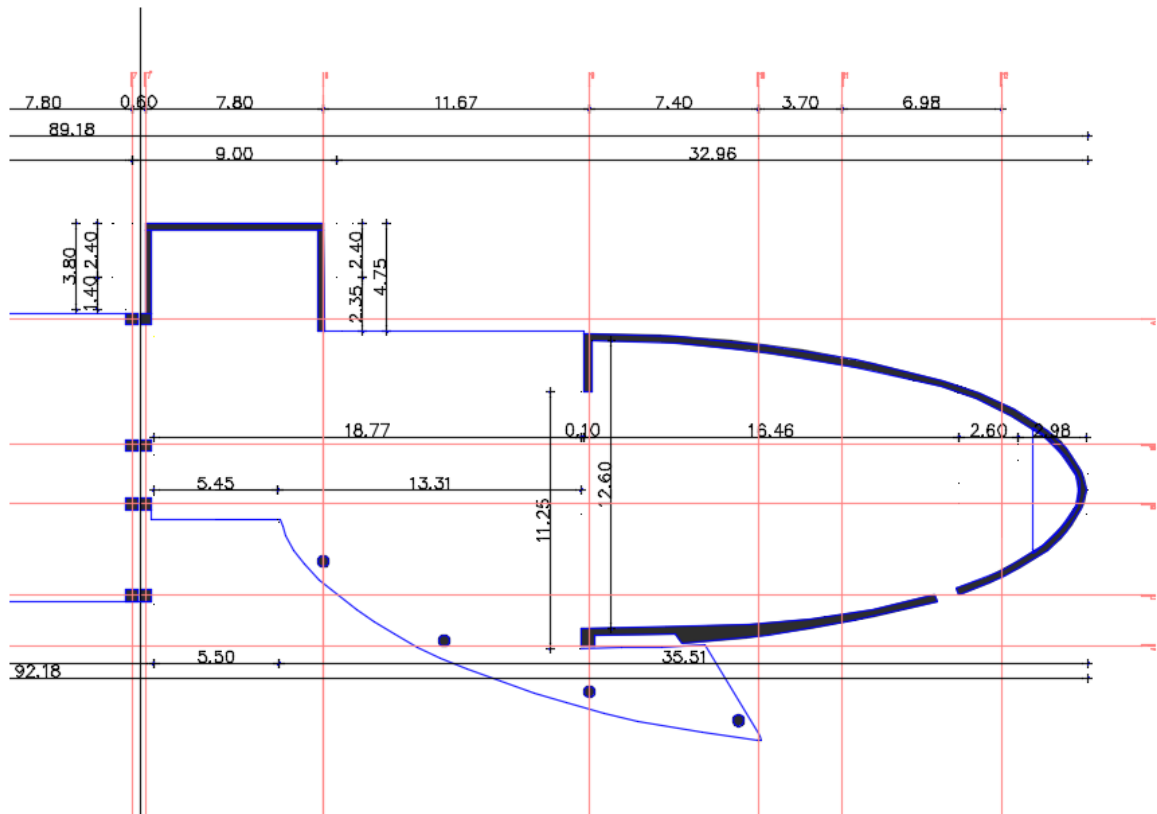
Στα επίπεδα 0 (ισόγειο) και 1 (όροφος) βρίσκονται χώροι γραφείων στο μέρος Α του κτιρίου ενώ το μέρος Β του αποτελείται από χώρους συνάθροισης του κοινού, αίθουσες συνεδριάσεων και το αμφιθέατρο το οποίο εκτείνεται και στα 2 επίπεδα. Στον όροφο έχουμε πρόσβαση μέσω κλιμάκων και ανελκυστήρων ενώ στο ισόγειο εκτός αυτών υπάρχουν και 2 κύριες εισοδοι. (Σχ.1.2 και 1.3).



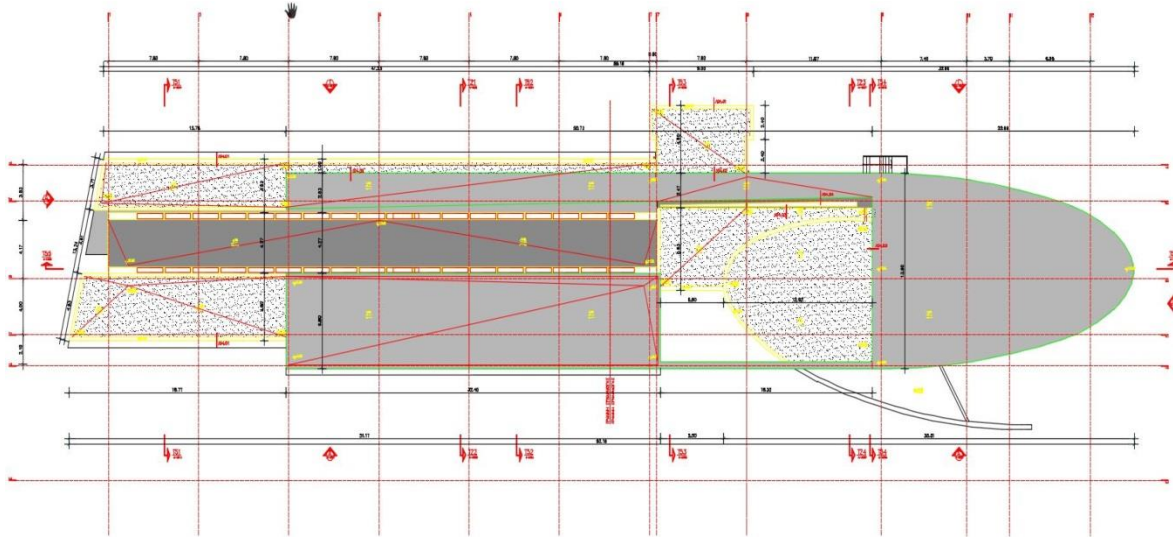
Σχήμα 1.1: Κάτοψη υπογείου



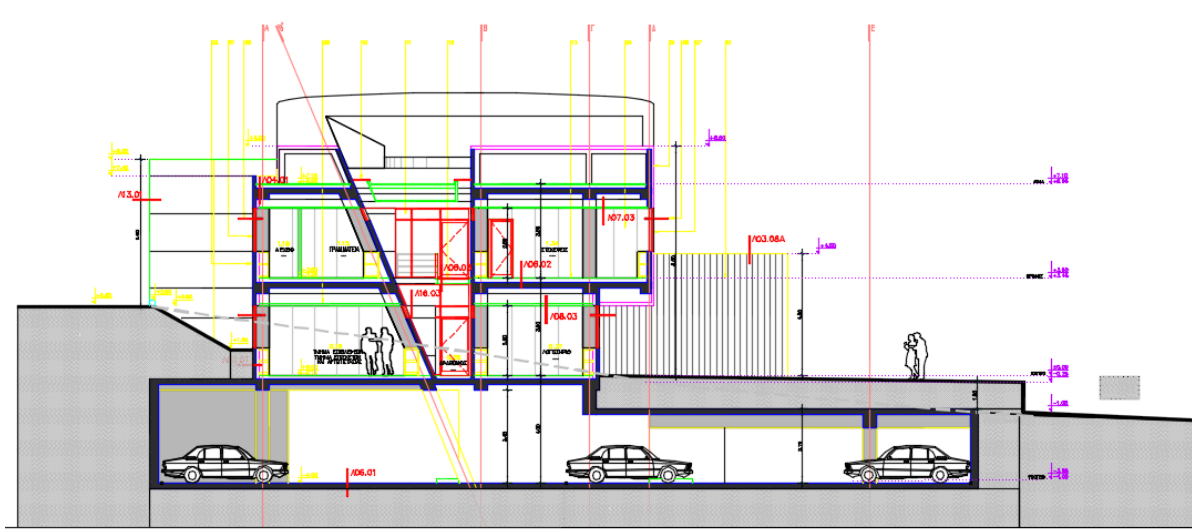
Σχήμα 1.2: Μέρος Α (κάτοψη ισογείου)



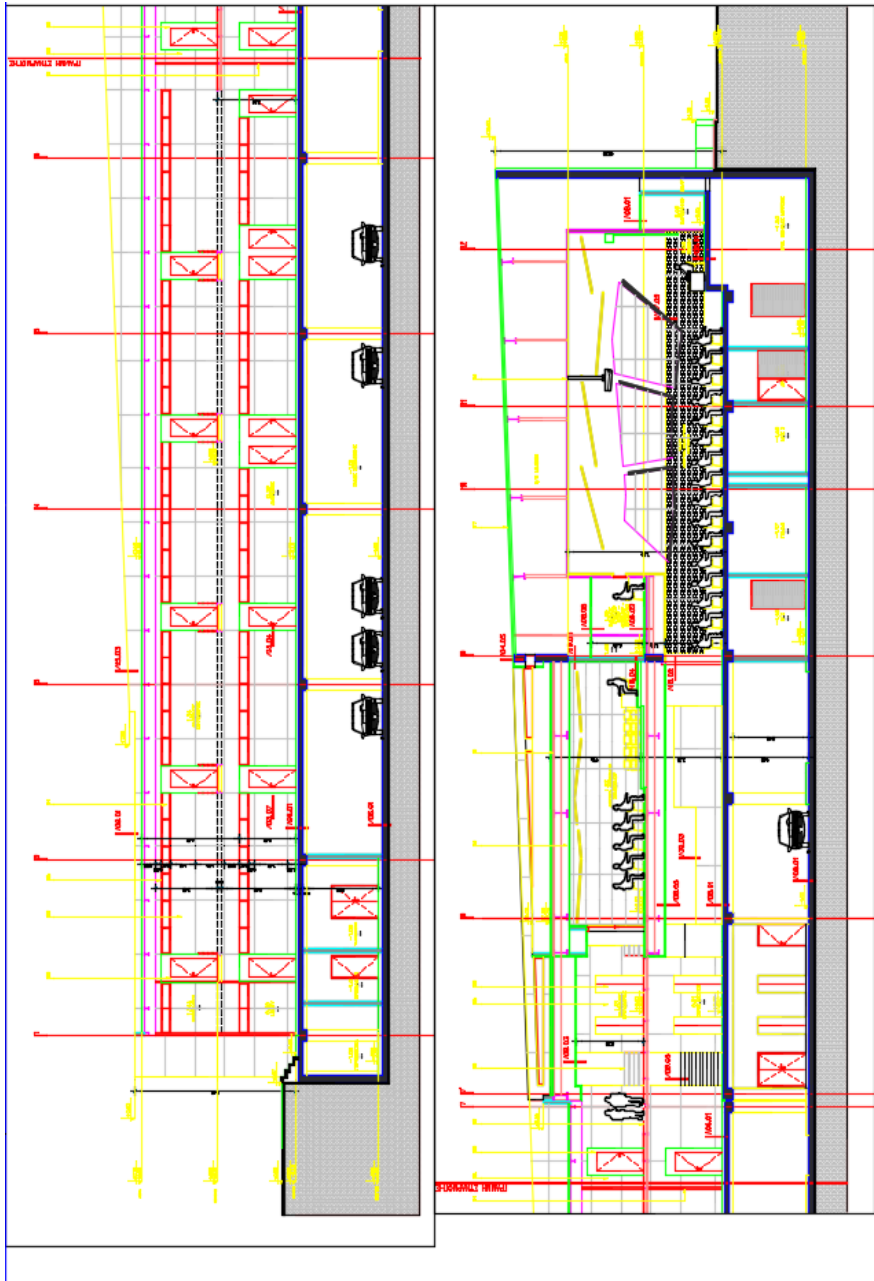
Σχήμα 1.2: Μέρος Β (κάτοψη ισογείου)



Σχήμα 1.3: Κάτοψη ορόφου



Σχήμα 1.4: Τομή T52



Σχήμα 1.5: Τομή T 55

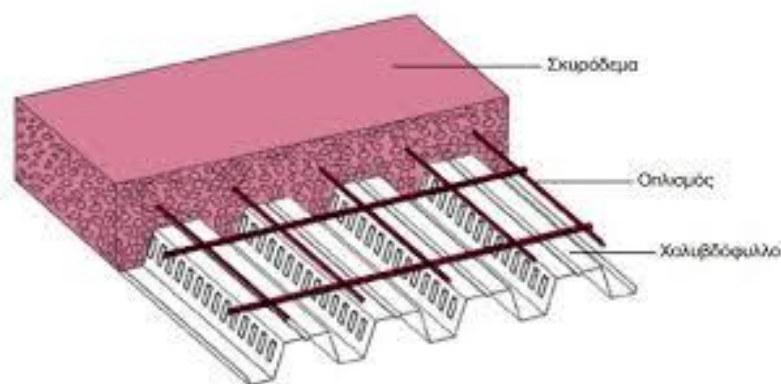
1.2 Κύρια δομικά στοιχεία

Τα κύρια δομικά στοιχεία του φέροντος οργανισμού είναι:

1. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα.
2. Οι δευτερεύουσες δοκοί ή διαδοκίδες οι οποίες διατάσσονται εγκάρσια στις νευρώσεις των σύμμικτων πλακών.
3. Οι κύριες δοκοί οι οποίες διατάσσονται παράλληλα στις νευρώσεις των σύμμικτων πλακών εκτός από μία περιοχή στο Β μέρος του ορόφου όπου διατάχθηκαν εγκάρσια.
4. Τα υποστυλώματα.
5. Τα περιμετρικά τοιχεία του υπογείου εκ των οποίων μερικά συνεχίζουν και στους 2 υπέργειους ορόφους.

1.2.1 Σύμμικτες πλάκες

Γενικά, οι πλάκες επιτελούν στις πολώροφες μεταλλικές κατασκευές διπλό ρόλο. Αφ' ενός συμβάλλουν στη μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις διαδοκίδες και αφ' ετέρου επιτρέπουν τη μεταφορά των οριζόντιων δράσεων μέσω διαφραγματικής λειτουργίας. Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως ξυλότυπος στη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος και ως οπλισμός της πλάκας στη φάση λειτουργίας. Τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός στο χαμηλότερο σημείο των νευρώσεων για προστασία της πλάκας από αστοχία σε περίπτωση απενεργοποίησης του χαλυβδόφυλλου λόγω πυρκαγιάς και πλέγμα πρόσθετου οπλισμού στο πάνω μέρος της πλάκας για την παραλαβή αρνητικών ροπών. Σημειώνεται ότι η συνεργασία χαλυβδόφυλλων-σκυροδέματος επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη διατμητικών συνδέσμων στις στηρίξεις των χαλυβδοφύλλων.



Εικόνα 1.1: Σύμμικτη πλάκα από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα

1.2.2 Δευτερεύουσες δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν στις κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα. Επίσης συνδέονται αρθρωτά με τις κύριες δοκούς με συνδέσεις τέμνουσας και λειτουργούν σαν αμφιέριστες. Το βασικό πλεονέκτημα του σχεδιασμού αυτού είναι η πλήρης εκμετάλλευση της αντοχής σε θλίψη του σκυροδέματος, καθώς στις αμφιέριστες δοκούς το πάνω πέλμα θλίβεται σε ολόκληρο το μήκος της δοκού. Κατά συνέπεια δεν υπάρχουν ζώνες στις οποίες το σκυρόδεμα εφελκύεται (και άρα ουσιαστικά η συμβολή του στην αντοχή της δοκού εκμηδενίζεται), σε αντίθεση με ένα σχεδιασμό που θα περιελάμβανε συνεχείς δοκούς.

-Επίπεδο -1 (υπόγειο):

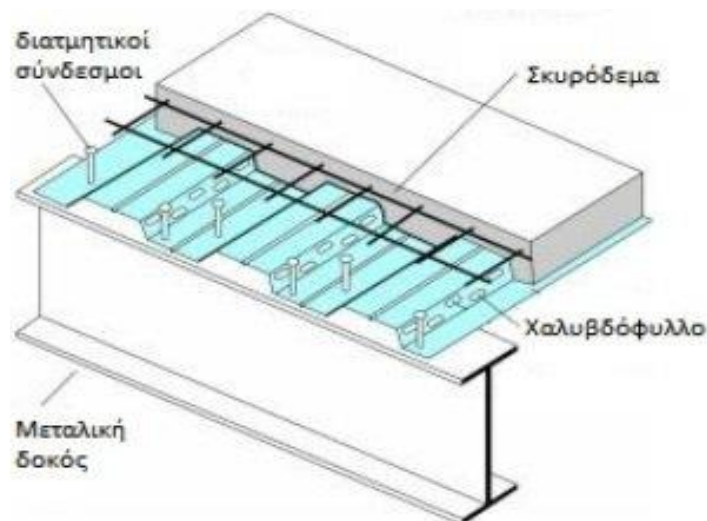
Για την οροφή του υπογείου όπου έχουμε επικάλυψη με χώμα πάχους 0.15m τοποθετούνται δευτερεύουσες δοκοί ανά 2m, 2.5m και 2.85m με άνοιγμα 7,8m κατά την x διεύθυνση.

-Επίπεδο 0 (ισόγειο):

Για την πλάκα του ισόγειου τοποθετούνται δευτερεύουσες δοκοί ανά 2.6m στο μέρος Α του κτιρίου με ανοίγματα 6m, 4m και 2.11m κατά την y διεύθυνση ενώ στο μέρος Β του κτιρίου τοποθετούνται ανά 2.5m με ανοίγματα 7.8m, 5.3m, 6.37m, 5.7m και 5.5m κατά την x διεύθυνση.

-Επίπεδο 1 (όροφος):

Για την πλάκα του ορόφου στο μέρος Α του κτιρίου τοποθετούνται δευτερεύουσες δοκοί ανά 2.6m με ανοίγματα 4.47m, 4.3m και 2.3m κατά την y διεύθυνση και στην περιοχή του γυάλινου πατώματος ανά 1.95m με ανοίγματα 1.97m και 1.7m κατά την y διεύθυνση και αυτές. Στο Β μέρος του κτιρίου στο γυάλινο πάτωμα τοποθετούνται δευτερεύουσες δοκοί ανά 1.43m με άνοιγμα 1.79m κατά την y διεύθυνση και κατά την x διεύθυνση ανά 2.05m με άνοιγμα 1.33m. Τέλος για την πλάκα του ορόφου του Β μέρους τοποθετούνται δευτερεύουσες δοκοί ανά 2.6m με άνοιγμα 3.6m.



Εικόνα 1.2: Σύμμικτη δράση στοιχείων

1.2.3 Κύριες δοκοί

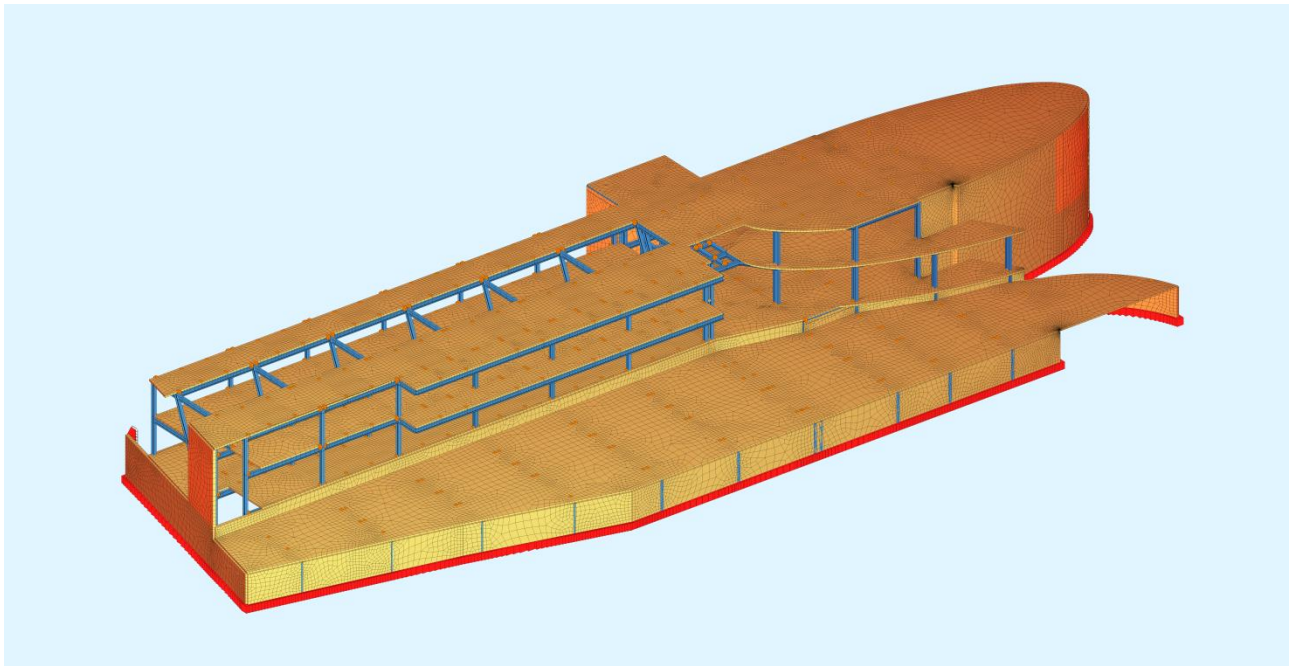
Οι κύριες δοκοί είναι αρθρωμένες στα υποστυλώματα κατά την x διεύθυνση. Έτσι οι συνδέσεις κυρίων δοκών – υποστυλωμάτων κατά την x διεύθυνση διαμορφώνονται ως συνδέσεις τέμνουσας (απλές συνδέσεις) οι οποίες παραλαμβάνουν μόνο δύναμη, έχουν στροφική ικανότητα και λειτουργούν ως οιονεί αρθρώσεις. Αντίθετα κατά την y διεύθυνση οι κύριες δοκοί είναι πακτωμένες με τα υποστυλώματα με συνδέσεις ροπής.

1.2.4 Περιμετρικά τοιχεία

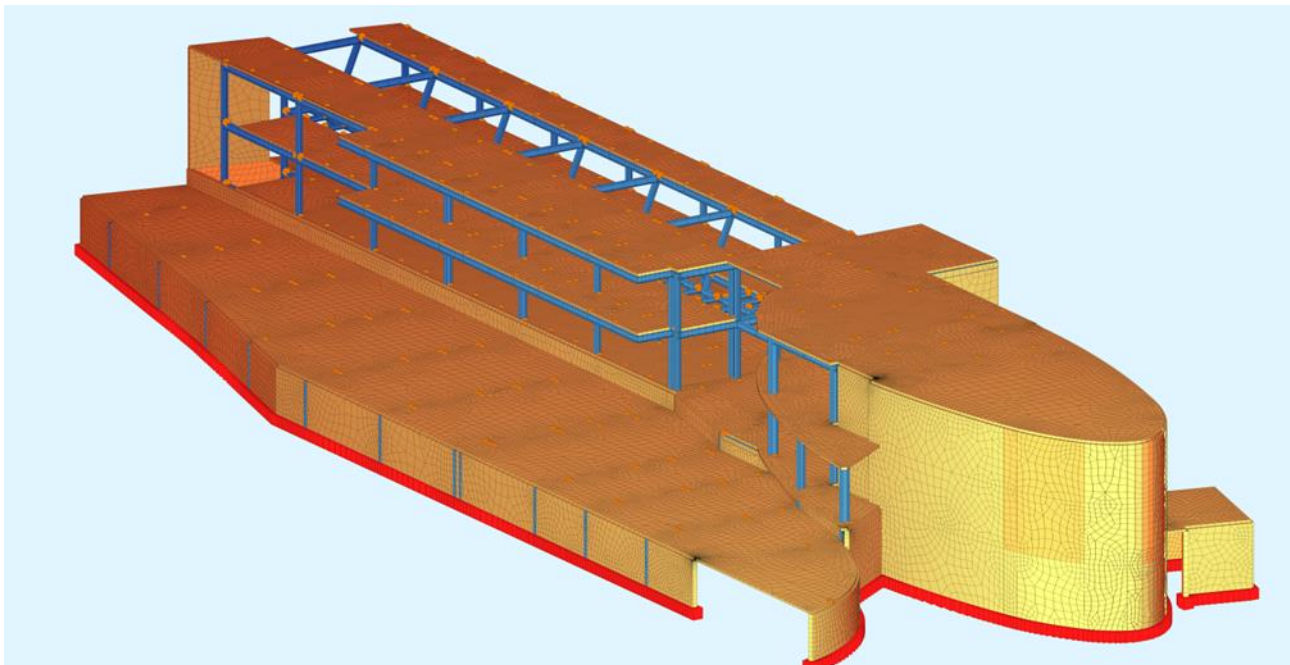
Τα περιμετρικά τοιχεία είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα με πάχος 30cm και εξασφαλίζουν την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου κατά τις 2 διευθύνσεις καθώς και την πλαισιακή λειτουργία.

1.3 Ανάλυση του φορέα

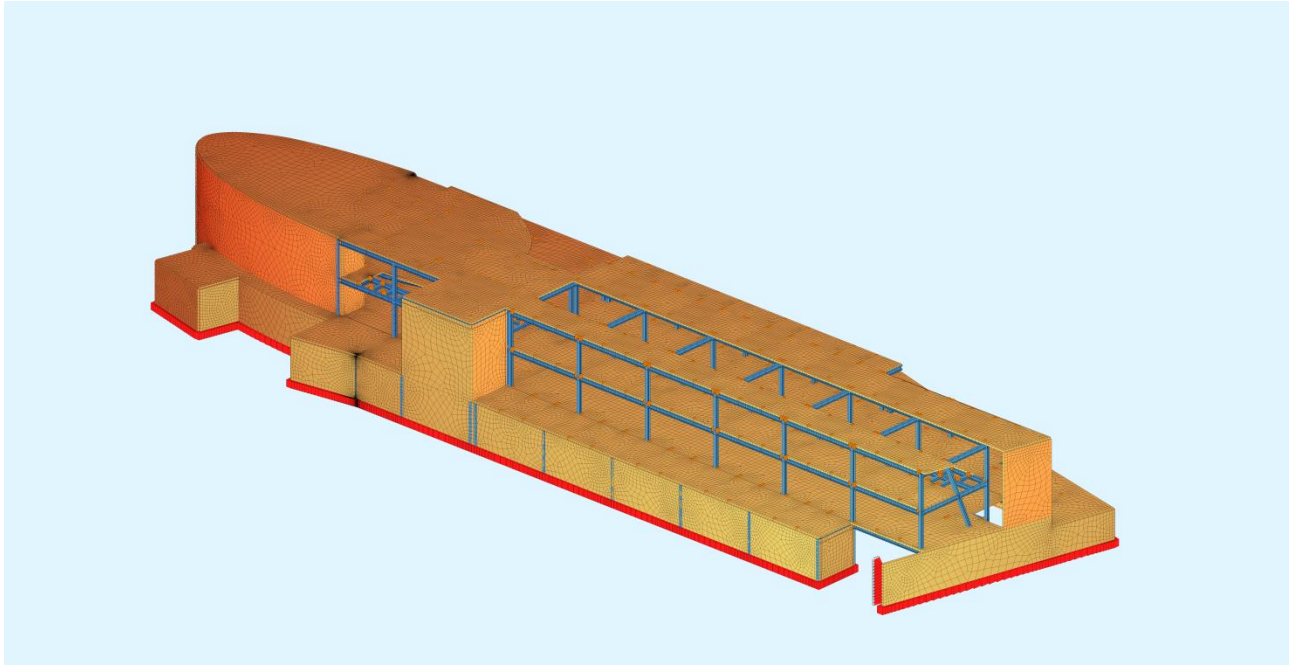
Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του κτιρίου είναι το Sofistik. Το Sofistik αποτελείται από υποπρογράμματα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν σε συσχέτιση μεταξύ τους. Αρχικά έγινε η εισαγωγή των δεδομένων που αφορούν στα υλικά και τα είδη των διατομών της κατασκευής (υπορουτίνα AQUA). Ορίστηκε η γεωμετρία του φορέα, εισάγοντας τις συντεταγμένες των κόμβων του φορέα (υπορουτίνα GENF) και στη συνέχεια εισήχθησαν οι φορτίσεις και οι συνδυασμοί των φορτίσεων που καταπονούν το φορέα (υπορουτίνα STAR2, ASE, DYNA). Με την υπορουτίνα MAXIMA προσδιορίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη, καθώς και η περιβάλλουσα για το συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίσεων. Στην συνέχεια ακολουθεί ο έλεγχος της επάρκειας των μελών της κατασκευής με την υπορουτίνα AQB. Στις επόμενες εικόνες φαίνεται το μοντέλο του φορέα στο περιβάλλον του Sofistik.



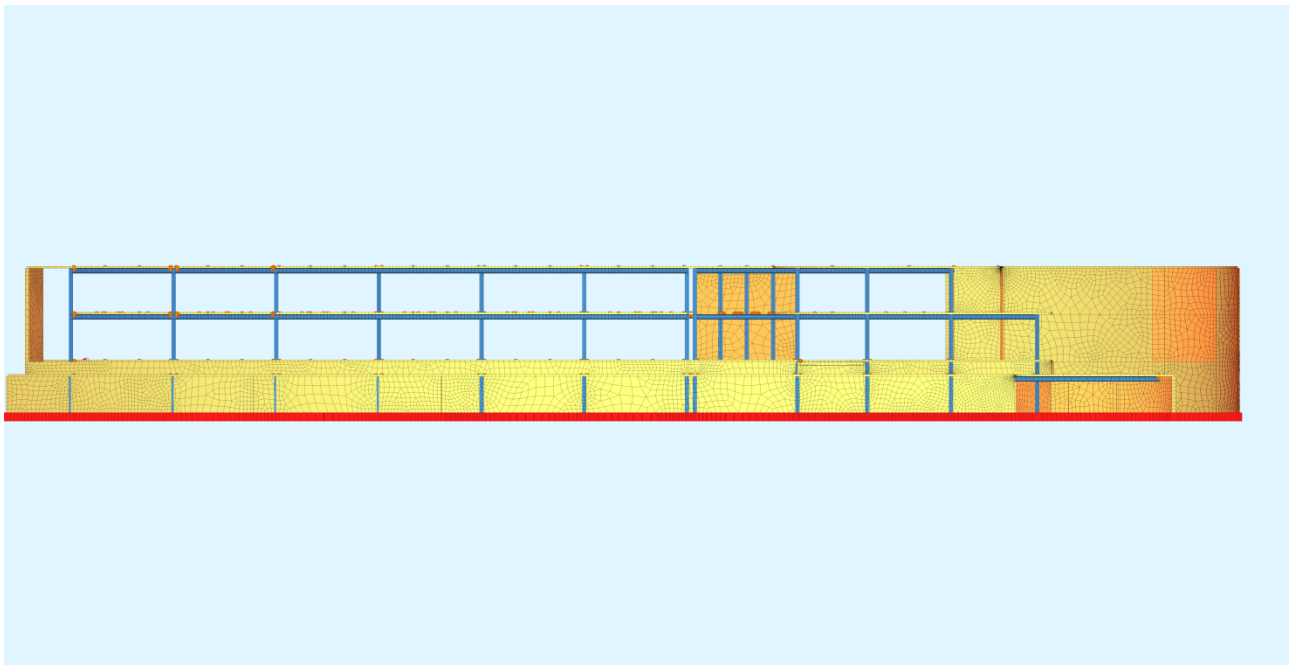
Εικόνα 1.3



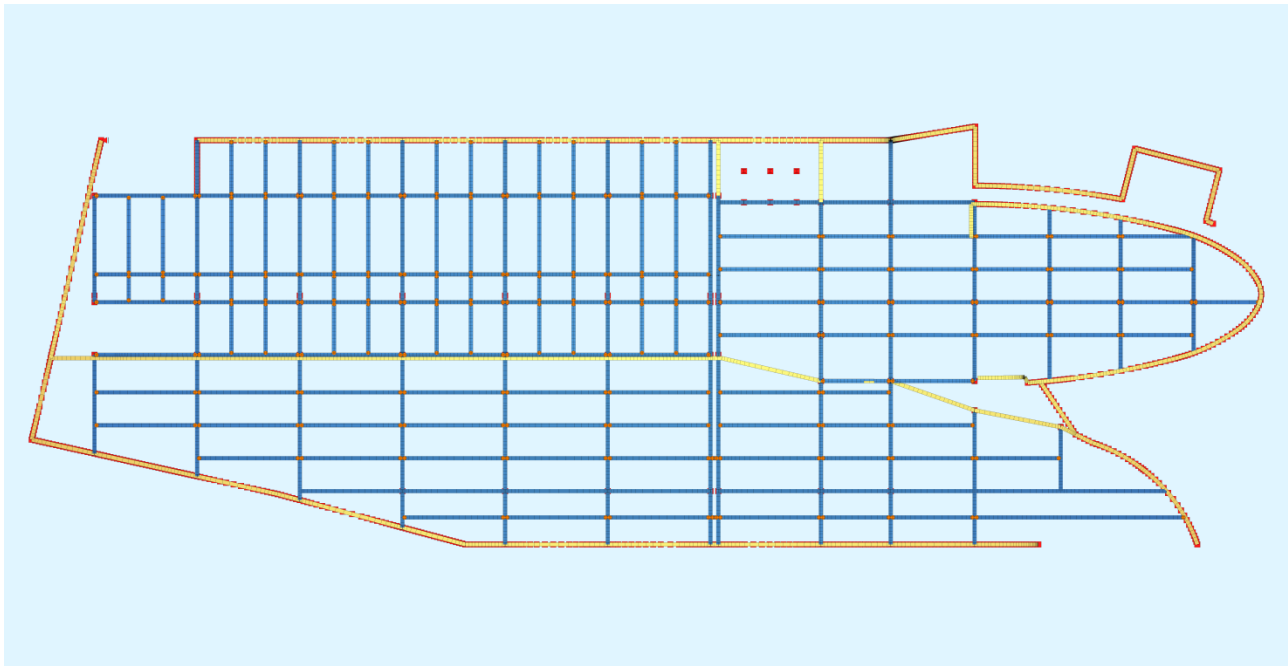
Εικόνα 1.4



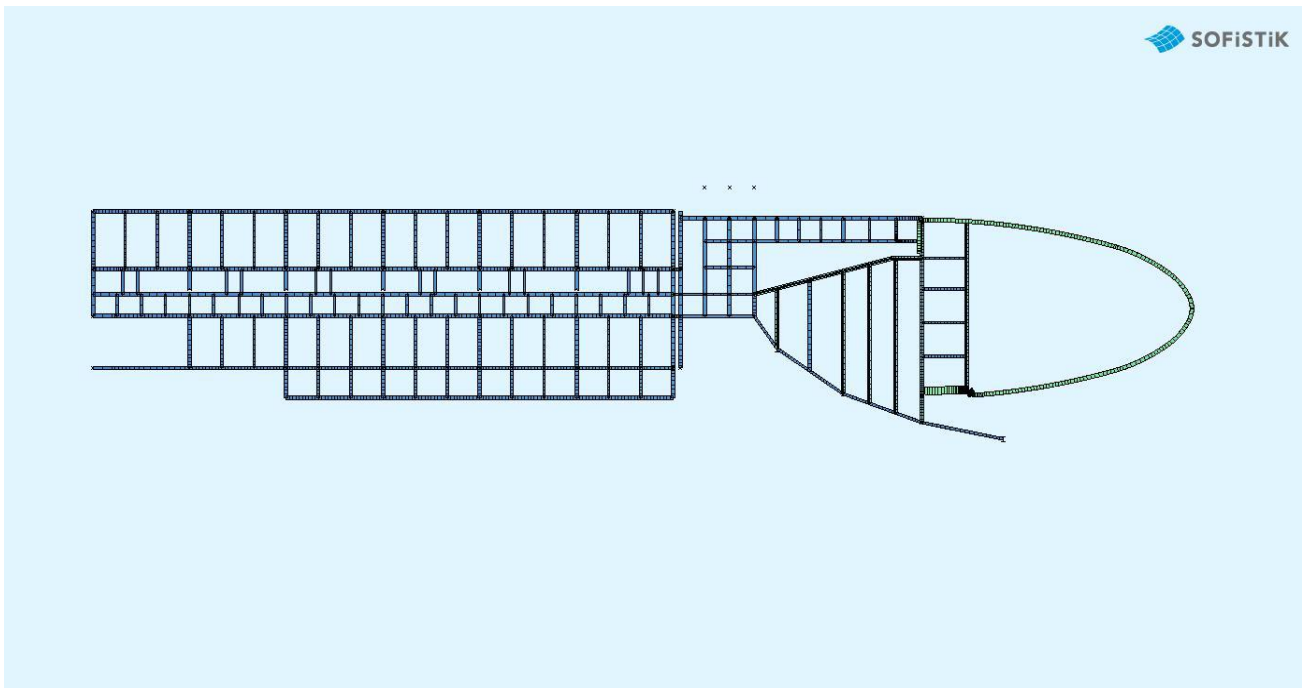
Εικόνα 1.5



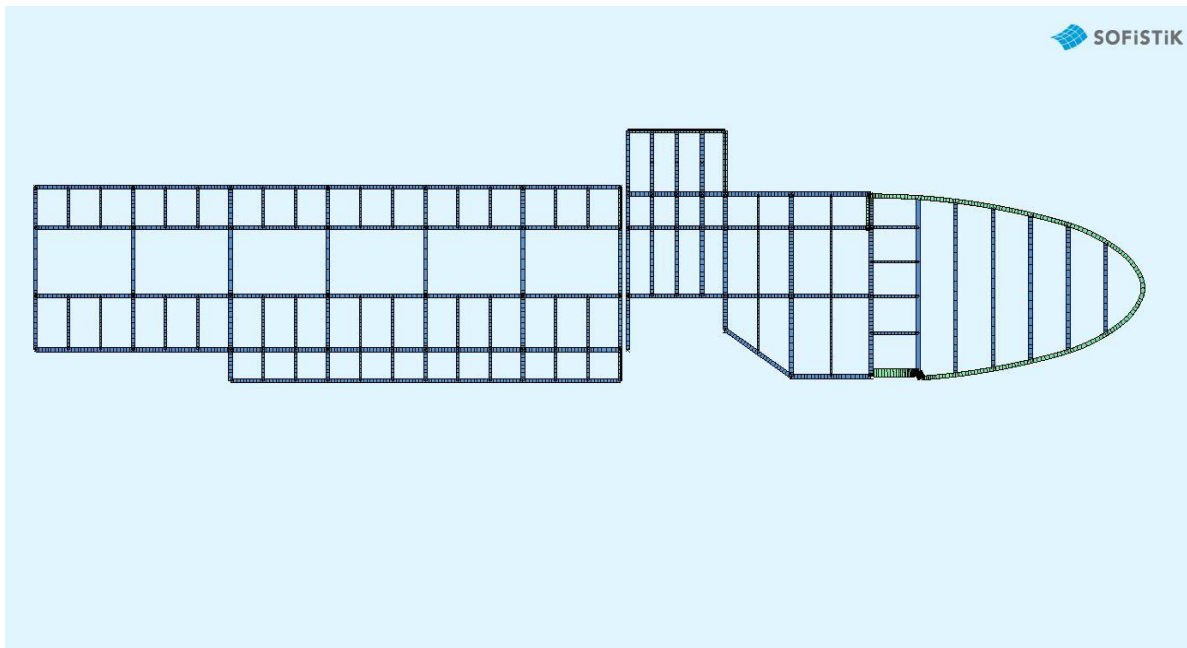
Εικόνα 1.6: Όψη x-z (δυτική)



Εικόνα 1.8: Οροφή υπογείου



Εικόνα 1.9: Οροφή ισογείου



Εικόνα 1.10: Οροφή 1^{ου} ορόφου

2 Φορτία κατασκευής και συνδυασμοί φορτίσεων

2.1 Γενικά

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες θα γίνει η ανάλυση του φορέα, για να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Στην πατρίδα μας ως προς τις δράσεις εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα λόγω των επιμέρους συνθηκών (κλιματολογικών, εδαφικών κ.τ.λ.), ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για χιόνι, άνεμο κ.τ.λ.). Οι εξειδικευμένες αυτές πληροφορίες δίνονται είτε μέσω Παραρτημάτων είτε μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων (National Annexes) που συνοδεύουν τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες.

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων “καταστάσεων σχεδιασμού”, που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή τόσο κατά τη φάση ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της (50 χρόνια για κτιριακά έργα, 100 χρόνια για γέφυρες και μνημειακά κτίρια).

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται ως ακολούθως:

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

2.2 Κατηγορίες δράσεων

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε :

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

Οι δράσεις αυτές ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε :

- Μόνιμες (G) (permanent), π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής, προσαρτήματα κ.τ.λ.
- Μεταβλητές (Q) (variable), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου.
- Τυχηματικές (A) (accidental), π.χ. εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων.
- Σεισμικές (E), οι οποίες μελετήθηκαν ως δυναμικές δράσεις.

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- Καθορισμένες (fixed), π.χ. το ίδιο βάρος
- Ελεύθερες (free), π.χ. κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών.

Ως προς τη φύση τους ταξινομούνται σε :

- Στατικές
- Δυναμικές

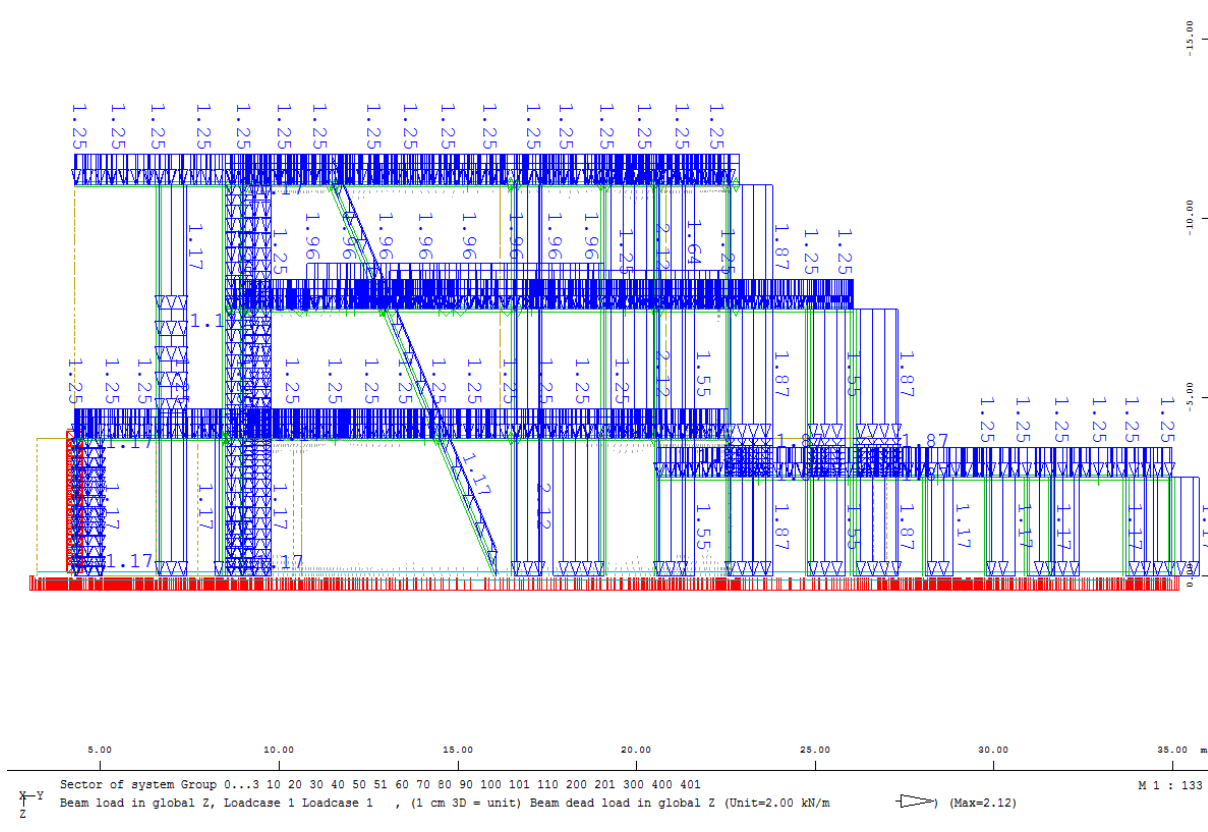
ανάλογα με την απόκριση της κατασκευής.

2.3 Φορτία κατασκευής

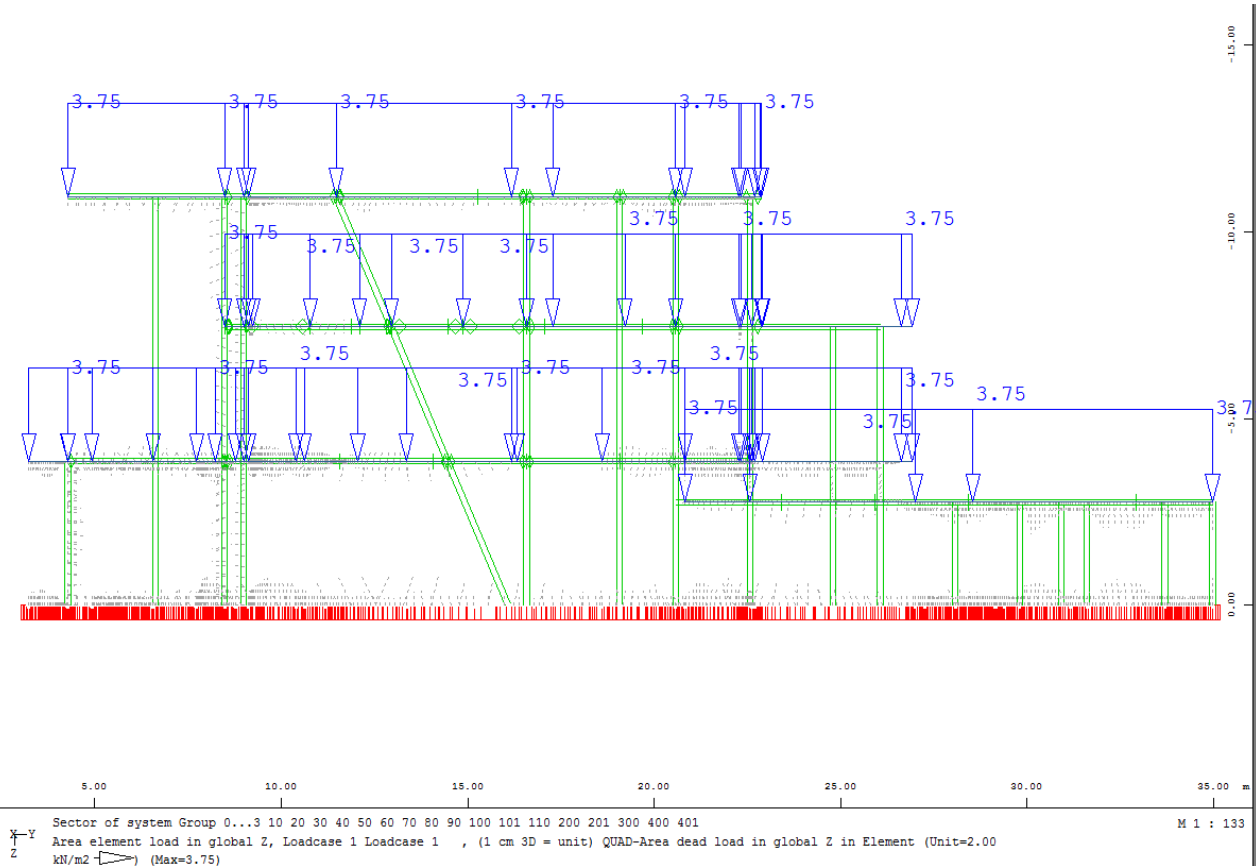
2.3.1 Μόνιμα φορτία

Ίδιο βάρος στοιχείων φορέα

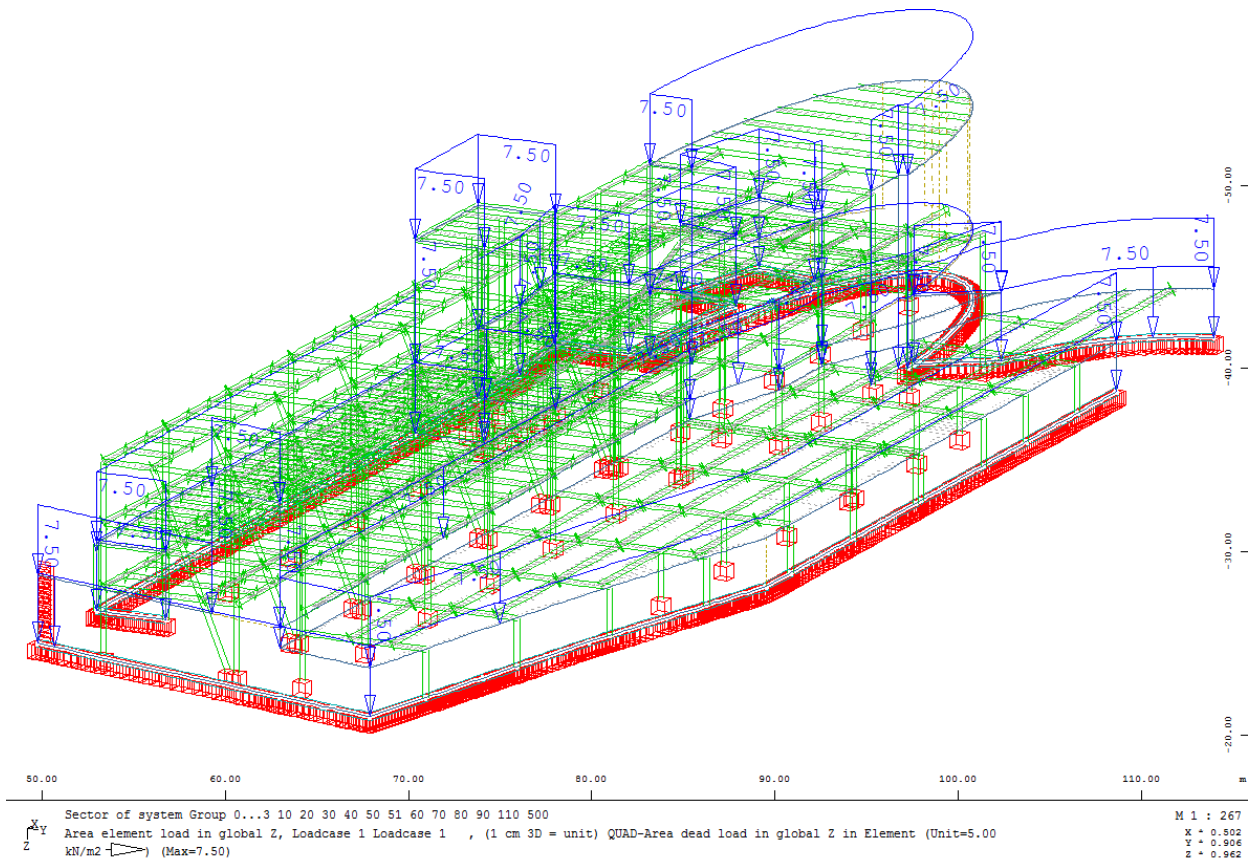
Το μόνιμο ή νεκρό φορτίο είναι ένα φορτίο σταθερής διεύθυνσης, γιατί ενεργεί συνεχώς επί της κατασκευής με κατεύθυνση το κέντρο της γης, δηλαδή είναι στατικό φορτίο. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ'όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ'αυτής κατά τη διάρκεια της ζωής της (π.χ. μονώσεις και επιστρώσεις δαπέδων, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα κ.τ.λ.). Στην ανάλυση εκτιμήθηκε το ίδιο βάρος δομικού χάλυβα $78,5 \text{ kN/m}^3$ και του οπλισμένου σκυροδέματος 25 kN/m^3 . Το ίδιο βάρος των στοιχείων του φορέα (Loadcase 1) υπολογίστηκε από την υπορουτίνα STAR2 με την δυνατότητα εισαγωγής DLZ – Factor dead weight load in z-direction – ίσο με την μονάδα. Τέλος τα πρόσθετα μόνιμα εκτιμήθηκαν ως 2.5 kN/m^2 επί των πλακών.



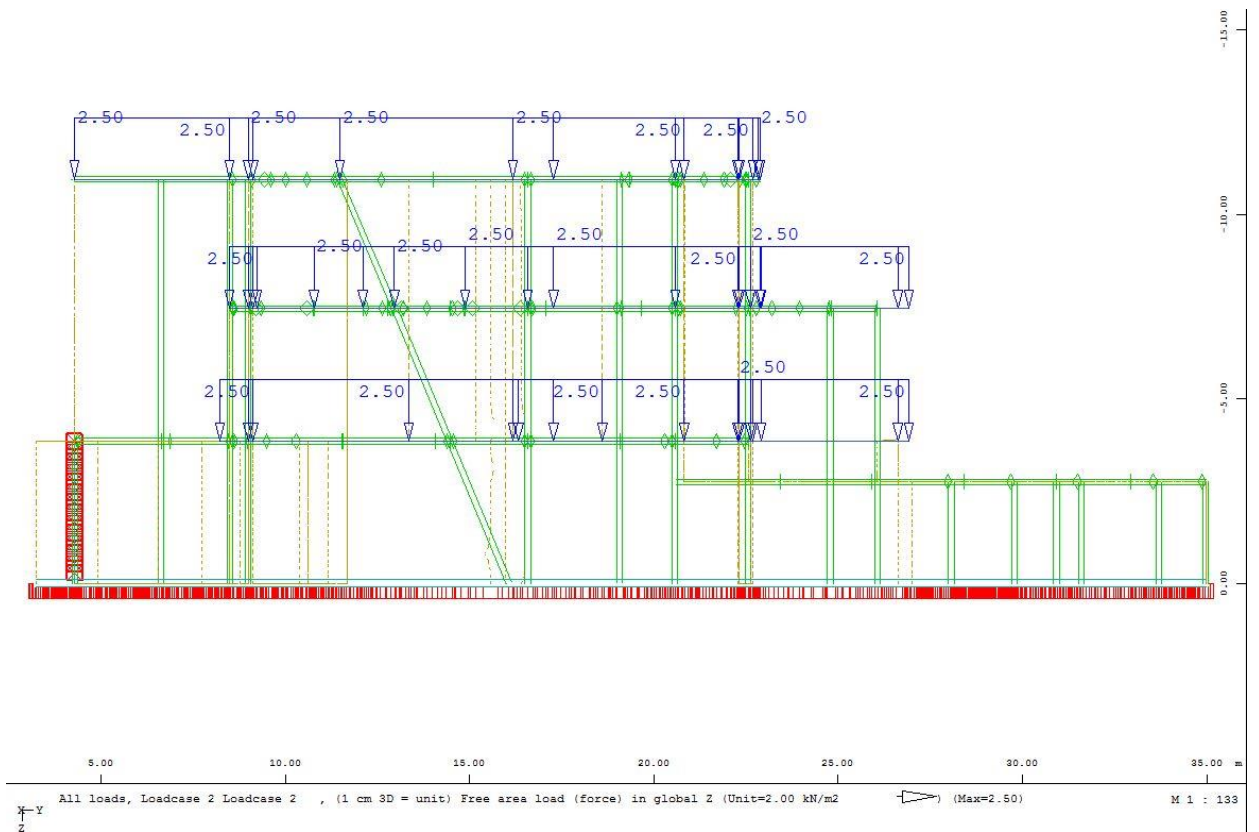
Σχήμα 2.1: Μόνιμα φορτία χαλύβδινων διατομών



Σχήμα 2.2: Μόνιμα φορτία πλακών



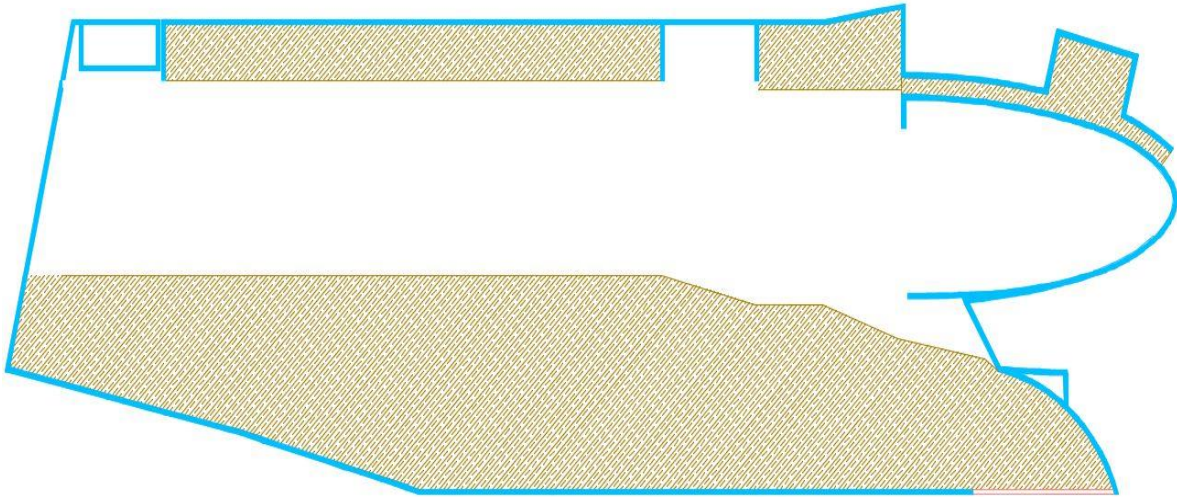
Σχήμα 2.3: Μόνιμα φορτία τοιχείων



Σχήμα 2.4: Πρόσθετα μόνιμα φορτία

Τάσεις γαιών

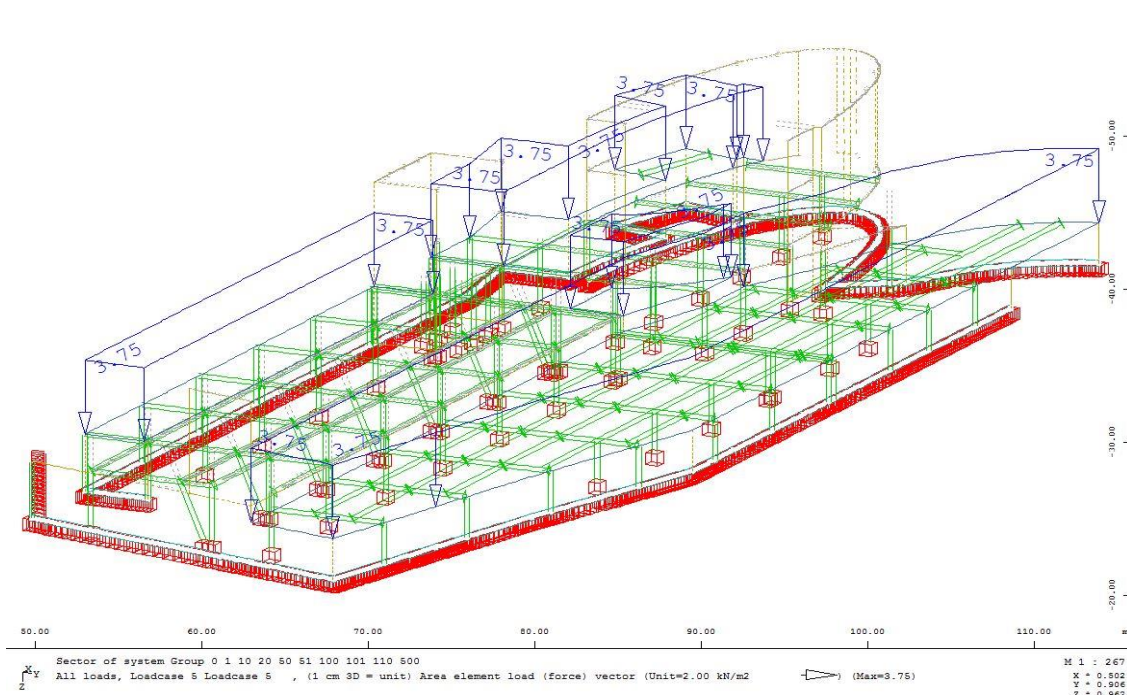
Στα μόνιμα φορτία εκτός του ίδιου βάρους των στοιχείων του φορέα συμπεριλαμβάνονται και οι τάσεις των γαιών. Στο Σχ.2.5 φαίνονται οι επιφάνειες του υπογείου (με καφέ χρώμα) οι οποίες καλύπτονται με χώμα ειδικού βάρους $\gamma=25 \text{ kN/m}^2$. Το ύψος του χώματος είναι $h=0.15\text{m}$ το οποίο εκτιμήθηκε ότι επαρκεί για φυτική κάλυψη με χλοοτάπητα, φυτά εδαφοκάλυψης και θάμνους.



Σχήμα 2.5: Επιφάνειες κάλυψης με χώμα

Προσδιορισμός κατακόρυφων τάσεων γαιών

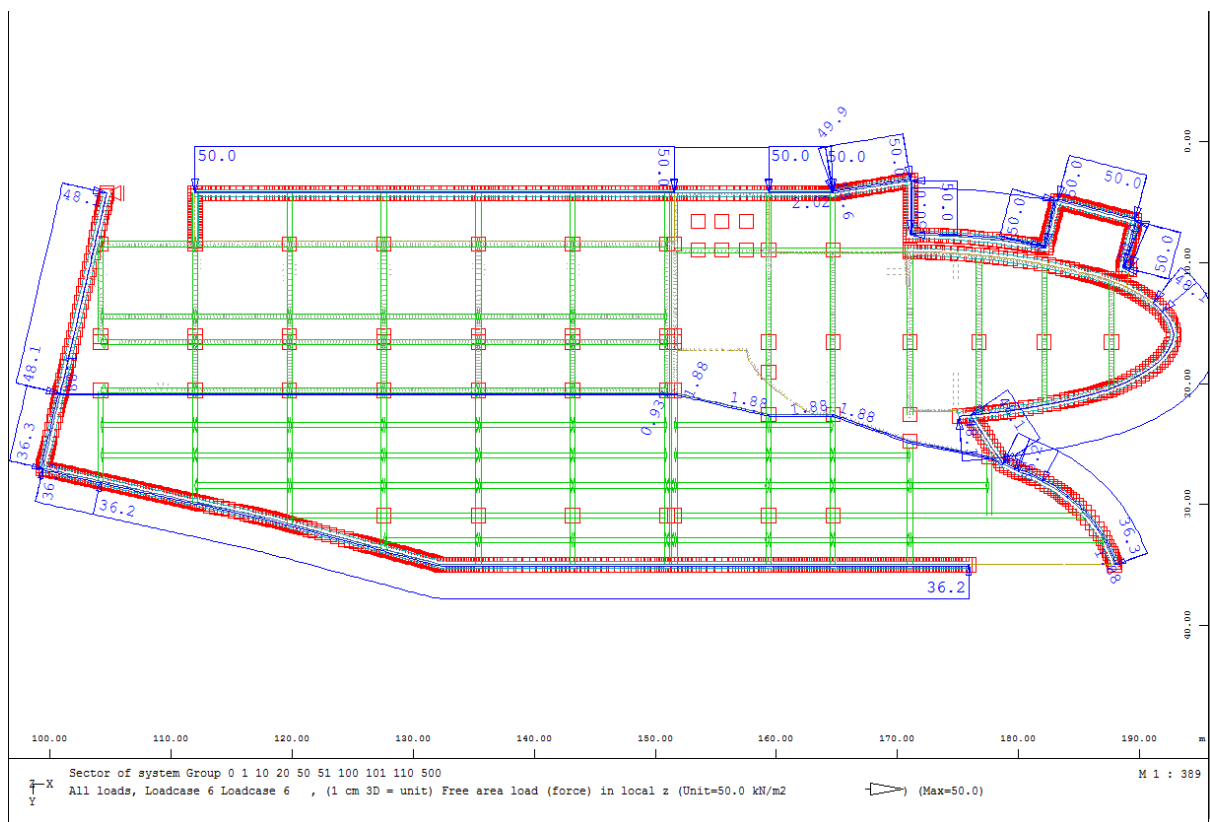
Οι κατακόρυφες τάσεις υπολογίζονται μέσω της σχέσης $\sigma_v = \gamma z$, όπου $z=h=0.15\text{m}$ και $\gamma=25 \text{ kN/m}^2$. Άρα έχουμε ότι $\sigma_v = 3.75 \text{ kN/m}^2$ όπως φαίνεται στο Σχ.2.6



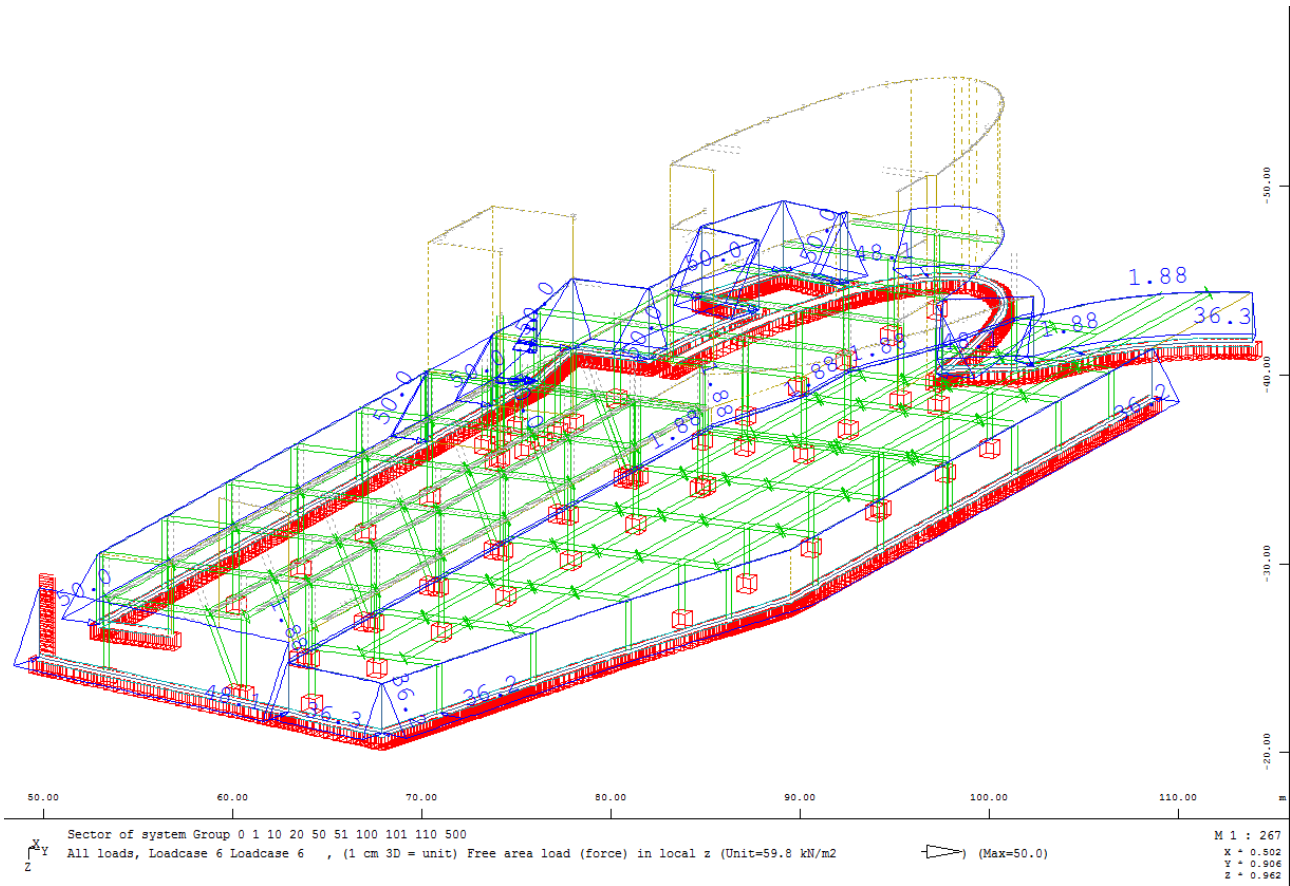
Σχήμα 2.6: Κατακόρυφες τάσεις γαιών

Προσδιορισμός οριζόντιων τάσεων γαιών

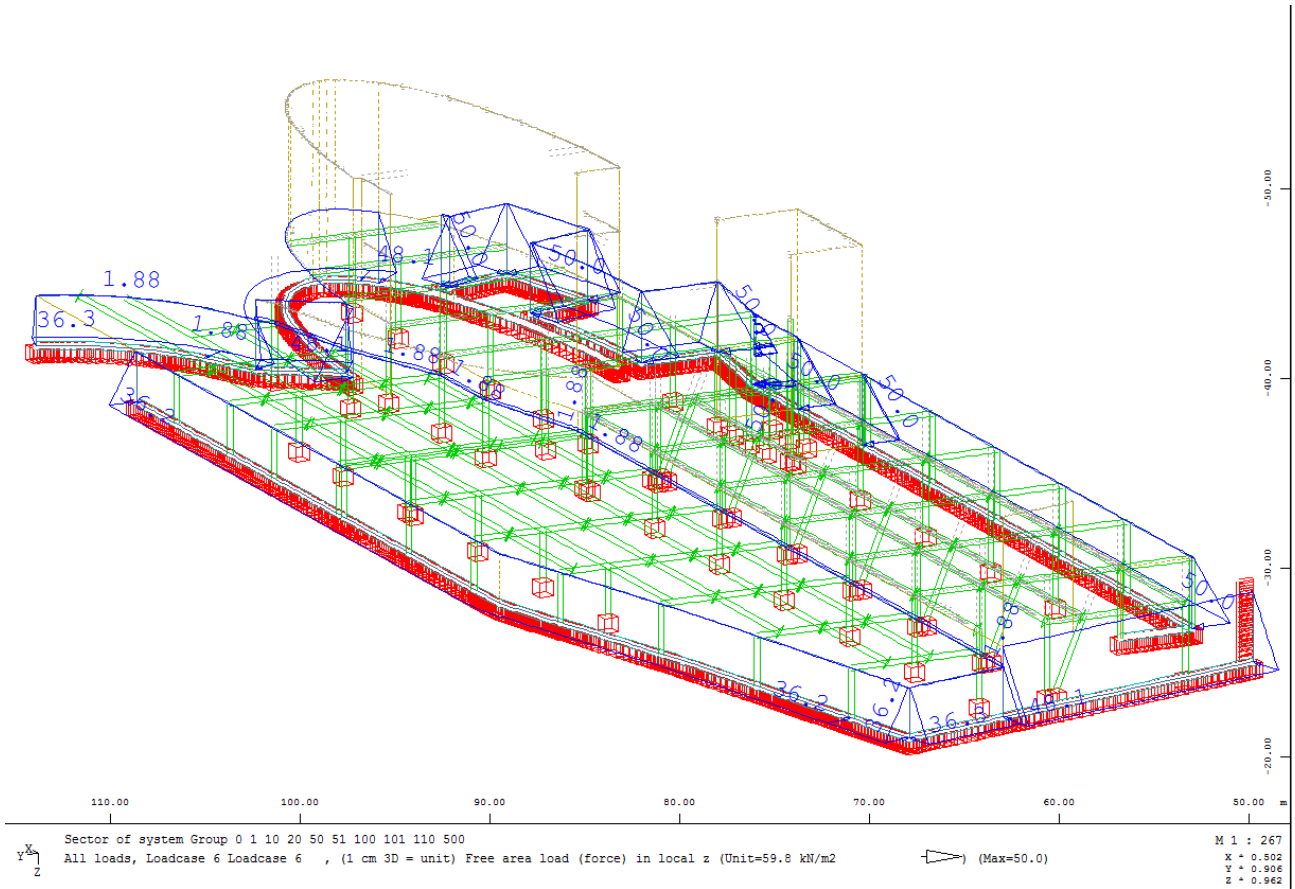
Οι οριζόντιες τάσεις γαιών υπολογίζονται μέσω της σχέσης $\sigma_h = k_o \sigma_v$, όπου $k_o = 0.5$ και σ_v η κατακόρυφη τάση υπολογισμένη στο σημείο που εξετάζουμε κάθε φορά. Άρα έχουμε $\sigma_h = 0$ ($z=0$), $\sigma_h = 1.875 \text{ kN/m}^2$ ($z=0.15\text{m}$), $\sigma_h = 36.25 \text{ kN/m}^2$ ($z=2.75 + 0.15 = 2.9\text{m}$), $\sigma_h = 48.125 \text{ kN/m}^2$ ($z= 3.85\text{m}$) και $\sigma_h = 50 \text{ kN/m}^2$ ($z=3.85 + 0.15 = 4\text{m}$) όπως φαίνονται στα Σχ. 2.7, Σχ. 2.8 και Σχ. 2.9.



Σχήμα 2.7: Ωθήσεις γαιών (κάτοψη)



Σχήμα 2.8: Ωθήσεις γαιών



Σχήμα 2.9: Ωθήσεις γαιών

2.3.2 Κινητά φορτία

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθος τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα και λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα.

Πίνακας 2.1: Κατηγορίες χρήσης

Κατηγορία	Ειδική χρήση	Παράδειγμα
A	Επιφάνειες κατοικιών και παρομοίων δραστηριοτήτων	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και οικιών, υπνοδωμάτια και θάλαμοι νοσοκομείων, υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία ή οικοτροφεία, κουζίνες και τουαλέτες.
B	Επιφάνειες γραφείων	
C	Επιφάνειες όπου μπορεί να συγκεντρωθούν άνθρωποι (εκτός των κατηγοριών A, B και D)	C1: Επιφάνειες με τραπέζια κλπ, π.χ. σχολεία, καφεενεία, εστιατόρια, τραπεζαρίες, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής. C2: Επιφάνειες με σταθερά καθίσματα, π.χ. εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι, αίθουσες συνεδρίων ή διαλέξεων ή συνελεύσεων, αίθουσες αναμονής. C3: Επιφάνειες χωρίς εμπόδια για την κίνηση του κοινού, π.χ. μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, και επιφάνειες προσπέλασης σε δημόσια και κτίρια διοίκησης, ξενοδοχεία, νοσοκομεία, σταθμοί τρένων. C4: Επιφάνειες με πιθανές φυσικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού ή γυμναστικής, θεατρικές σκηνές. C5: Επιφάνειες επιδεικτικές σε συνωστισμό, π.χ. κτίρια δημοσίων θεαμάτων, αίθουσες μουσικής, γυμναστήρια, εξέδρες, ταράτσες και επιφάνειες προσπέλασης, πλατφόρμες τρένων.
D	Επιφάνειες εμπορικών συναλλαγών	D1: Επιφάνειες σε καταστήματα λιανικής πώλησης. D2: Πολυκαταστήματα
E1	Επιφάνειες επιδεικτικές σε συγκέντρωση αγαθών, περιλαμβανομένων και των επιφανειών προσπέλασης.	Επιφάνειες αποθήκευσης, περιλαμβανομένων και των βιβλιοθηκών
E2	Βιομηχανική χρήση	

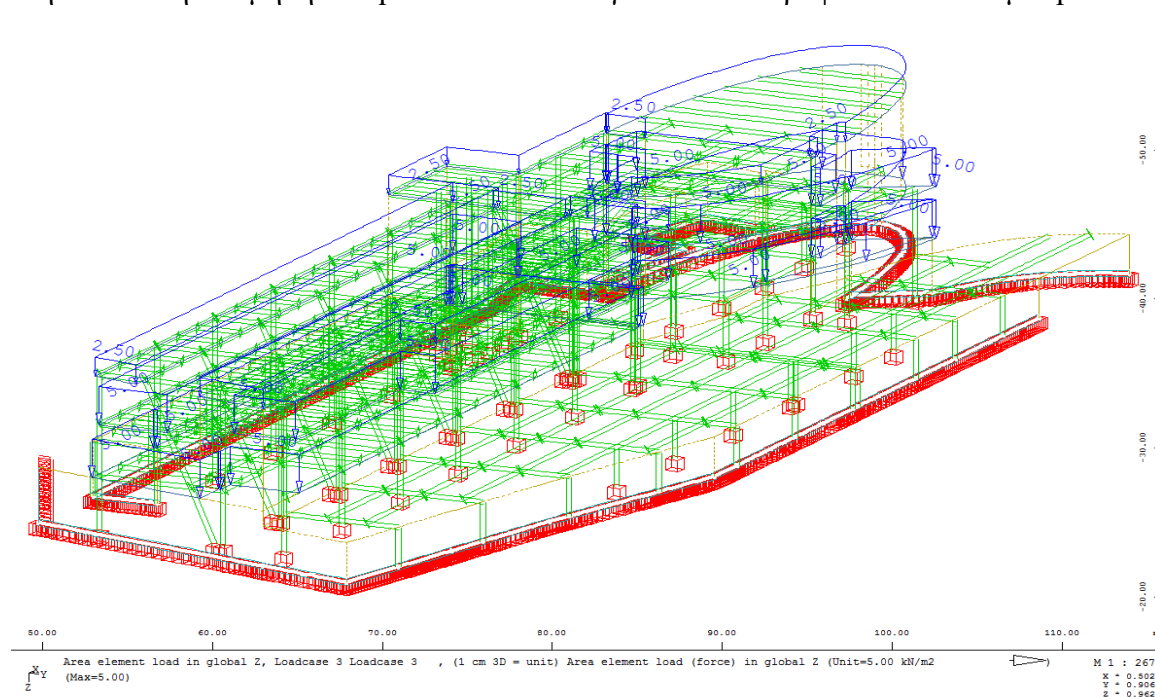
Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα του Ευρωκώδικα 1, το κτίριο που μελετάται ανήκει στην κατηγορία **C3**. Με βάση την κατηγορία στην οποία ανήκει και τον παρακάτω πίνακα καθορίζονται τα επιβαλλόμενα φορτία

Πίνακας 2.2: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες κτηρίων, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991.

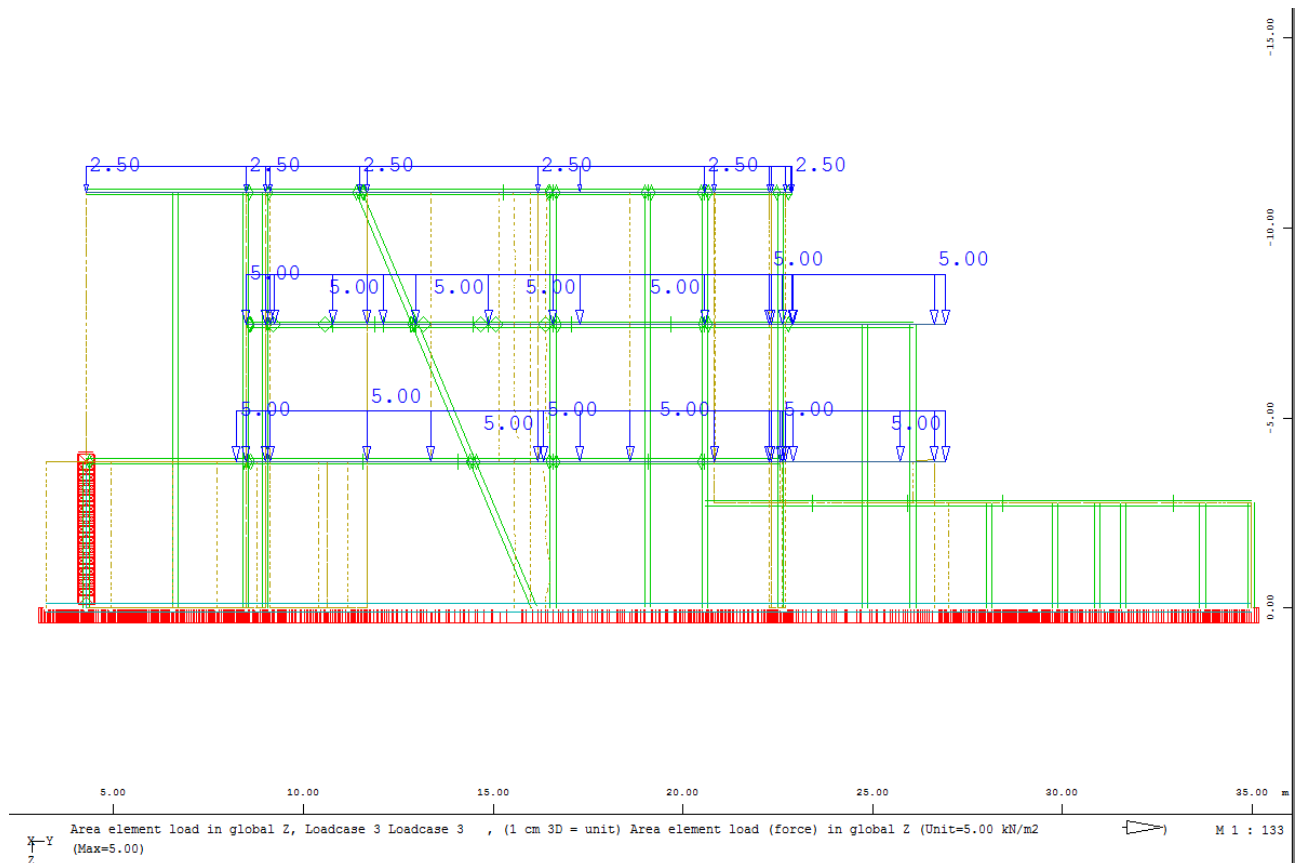
Φορτιζόμενες επιφάνειες	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α - δάπεδα	1,5 έως 2,0 (2,0)	2,0 έως 3,0 (2,0)
- κλίμακες	2,0 έως 4,0 (3,5)	2,0 έως 4,0 (2,0)
- εξώστες	2,5 έως 4,0 (5,0)	2,0 έως 3,0 (3,0)
Κατηγορία Β	2,0 έως 3,0 (ως Α)	1,5 έως 4,5 (ως Α)
Κατηγορία C - C1	2,0 έως 3,0 (3,0)	3,0 έως 4,0 (3,0)
-C2	3,0 έως 4,0 (5,0)	2,5 έως 7,0 (4,0)
-C3	3,0 έως 5,0 (5,0)	4,0 έως 7,0 (4,0)
-C4	4,5 έως 5,0 (5,0)	3,5 έως 7,0 (4,0)
-C5	5,0 έως 7,5 (7,5)	3,5 έως 4,5 (4,5)
Κατηγορία D - D1	4,0 έως 5,0 (5,0)	3,5 έως 7,0 (4,0)
-D2	4,0 έως 5,0 (5,0)	3,5 έως 7,0 (4,0)
Κατηγορία E1	7,5(7,5)	7,0(7,0)

Οι συνιστώμενες τιμές του EN 1991 είναι bold. Στις παρενθέσεις περιέχονται οι προτεινόμενες τιμές του Εθνικού Προσαρτήματος.

Στην ανάλυση εκτιμήθηκαν $q=5\text{kN/m}^2$ στο ισόγειο και τον όροφο ενώ στο δώμα $q=2.5\text{kN/m}^2$.



Σχήμα 2.10α: Κινητά φορτία



Σχήμα 2.10β: Κινητά φορτία (όψη y-z)

2.3.3 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού είναι το κινητό φορτίο βαρύτητας με το οποίο υπολογίζονται οι επίπεδες και οι κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθειες μεγάλες χιονοπτώσεις.

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις.

Ο υπολογισμός των φορτίων χιονιού γίνεται με το Μέρος 1-3 του Ευρωκώδικα 1, για κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού που βρίσκονται σε υψόμετρα κάτω των 1500m. Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευθεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης, ή βροχόπτωσης. Έτσι για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού, συνήθως θεωρείται αρχικώς το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται σε συνθήκες νηνεμίας, η τελική του μορφή προκύπτει υπό τις επιδράσεις του ανέμου, ο οποίος είναι δυνατόν να προκαλέσει ανακατανομή του χιονιού έως και μερική απομάκρυνση του από τη στέγη. Για το κτίριο μας, για κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς την πιθανότητα εξαιρετικής χιονόπτωσης ή μετατόπισης λόγω ανέμου) και για στέγη οριζόντια θεωρήθηκε ότι τα φορτία χιονιού καταπονούν ομοιόμορφα ολόκληρο το εμβαδό της στέγης.

Προσδιορισμός φορτίου χιονιού (s) σε στέγες

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

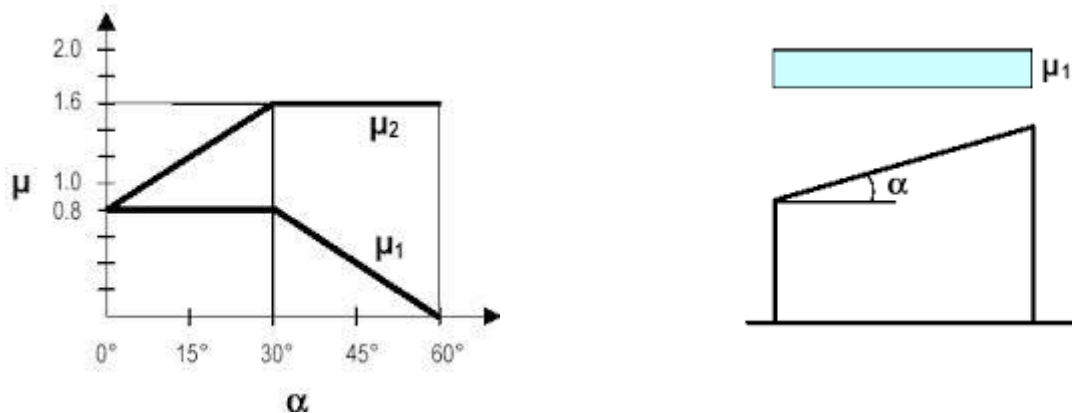
$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

όπου:

- μ_i ο συντελεστής μορφής χιονιού
- $C_e = 1$ ο συντελεστής έκθεσης, για κανονικές συνθήκες
- $C_t = 1$ ο θερμικός συντελεστής, για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης
- s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού (μ_i)

Ο συντελεστής μορφής φορτίου εξαρτάται από τη μορφή και τη γεωμετρία της στέγης. Η στέγη του κτιρίου είναι οριζόντια ένα μέρος της οποίας επικαλύπτεται από τη σύμμικτη πλάκα και το υπόλοιπο από γυαλί. Στην περιοχή όπου υπάρχει η πλάκα το φορτίο του χιονιού εφαρμόζεται στην επιφάνεια της πλάκας του δώματος και μεταφέρεται στη συνέχεια στις σύμμικτες δοκούς και από εκεί μέσω των υποστυλωμάτων στην θεμελίωση και στο έδαφος. Στην περιοχή όπου υπάρχει το γυαλί το φορτίο χιονιού εφαρμόζεται απευθείας στις χαλύβδινες δοκούς και μέσω των υποστυλωμάτων μεταφέρεται στη θεμελίωση.



Σχήμα 2.11: Συντελεστές σχήματος φορτίου χιονιού

Στο κτίριο μας για μονοκλινή στέγη η οποία είναι και οριζόντια ($\alpha=0^\circ$) έχουμε $\mu_i = 0,80$

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

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

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

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του s_k δίνονται στο παράρτημα C του EN 1991 Μέρος 1.3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

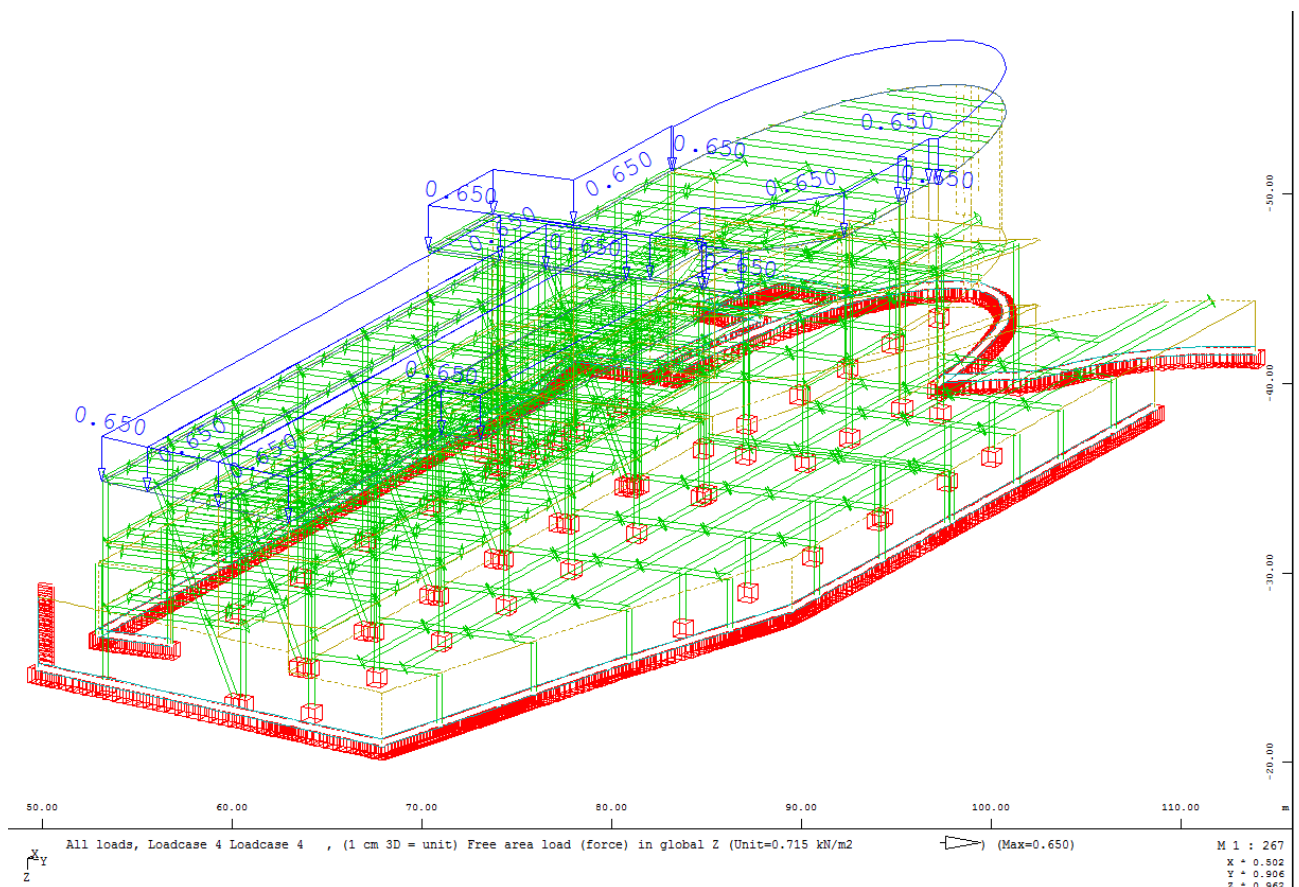
Ζώνη I ($s_{k,0}=0,4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

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

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

Το κτίριό μας βρίσκεται στο νομό Αττικής και επομένως προκύπτει ότι βρίσκεται στη Ζώνη II με $s_{k,0}=0,8 \text{ kN/m}^2$.

Υποθέτουμε υψόμετρο εδάφους στη θέση του έργου $A=100\text{m}$. Άρα έχουμε $s_k=0,8095 \text{ kN/m}^2$ και τελικά φορτίο του χιονιού $s=0.65 \text{ kN/m}^2$ όπως φαίνεται στο Σχ. 2.12.



Σχήμα 2.12: Φορτίο χιονιού

2.3.4 Σεισμικές δράσεις

Σεισμός είναι η ανατάραξη της επιφάνειας του φλοιού της γής λόγω απότομων μετακινήσεων μαζών που συνοδεύεται από σεισμικά κύματα που μεταφέρουν την ενέργεια του σεισμού. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού το έδαφος και κατά συνέπεια η κατασκευή μας που είναι θεμελιωμένη πάνω σε αυτό κινείται με εναλλασσόμενο πρόσημο περί μιας αρχικής θέσης ηρεμίας. Τα κτίρια αποκρίνονται σε αυτές τις ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους. Επομένως ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις στην κατασκευή μας αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου προσήμου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Από τις δυνάμεις αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Τέλος οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία η ανάλυση της κατασκευής μας έγινε με βάση τις διατάξεις του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (Ε.Α.Κ. 2000). Οι κύριοι στόχοι του κανονισμού είναι:

- η προστασία της ανθρώπινης ζωής στην περίπτωση υψηλών εντάσεων
- ο περιορισμός ή/και η αποφυγή των οικονομικών απωλειών στην περίπτωση των μέτριων εντάσεων
- η διασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης λειτουργιών των έργων.

2.3.4.1 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

Δυναμική φασματική μέθοδος

Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ 2000. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για $q > 1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

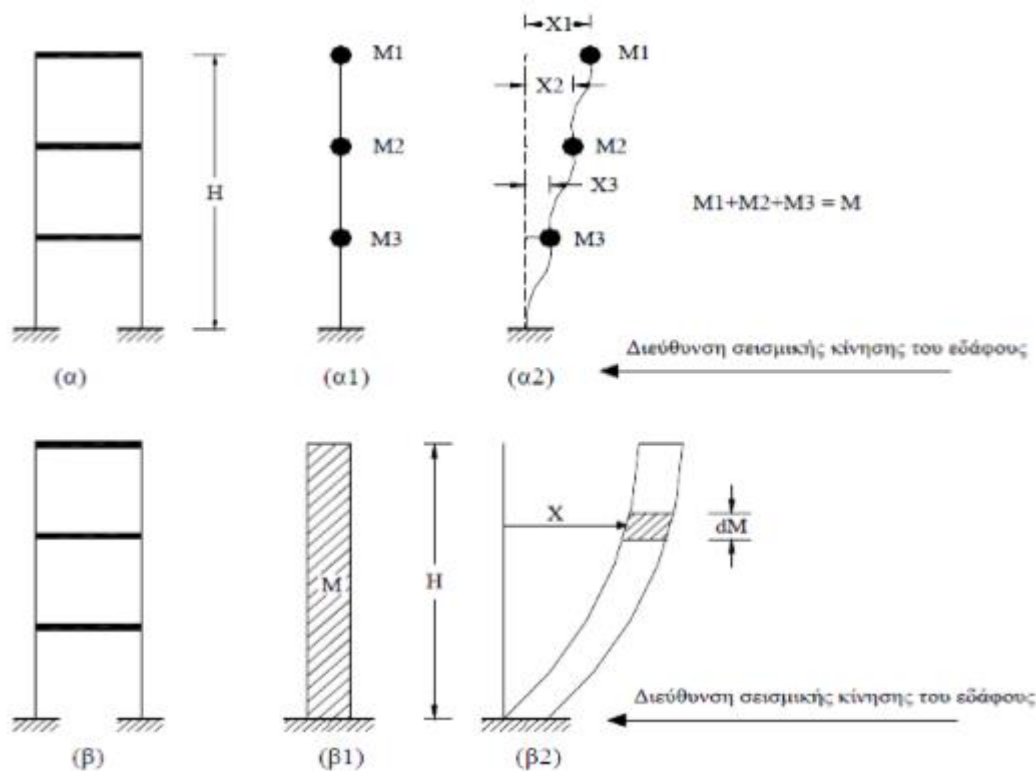
Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος)

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος), χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο

υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή .
 Στην παρούσα διπλωματική εργασία εφαρμόστηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος.

2.3.4.2 Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης

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



Σχήμα 2.13: Διακριτά και συνεχή συστήματα

Φάσμα Σχεδιασμού

Η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται με την βοήθεια φασμάτων επιτάχυνσης τόσο για τον υπολογισμό των οριζόντιων συνιστωσών όσο και της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής έχουν εξεταστεί μόνο οι οριζόντιες

συνιστώσες του σεισμού οι οποίες καθορίζονται από τις ακόλουθες εξισώσεις:

Περιοχή περιόδων

Εξίσωση

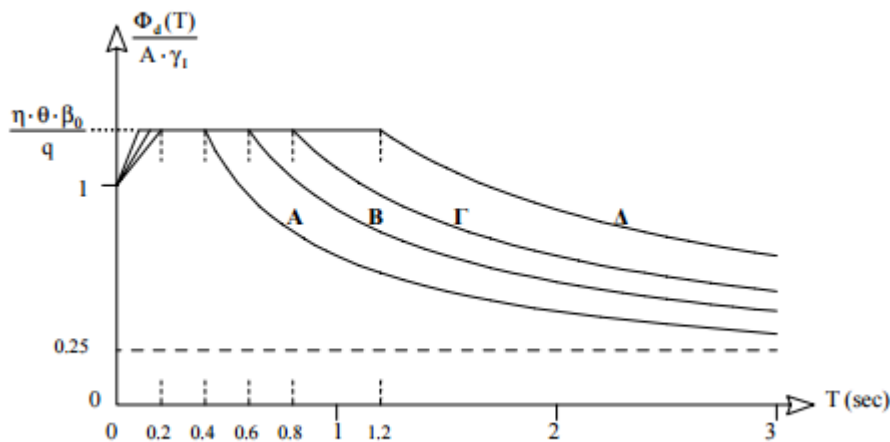
$$0 \leq T < T_1 : \quad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T < T_2 : \quad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}$$

$$T_2 \leq T : \quad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Όπου:

- A είναι η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους $A=a \cdot g$
- g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας
- γ_1 είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
- q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
- η είναι ο διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\neq 5\%$
- θ είναι ο συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης
- T_1 και T_2 είναι οι χαρακτηριστικές περιόδου του φάσματος
- β_0 είναι ο συντελεστής φασματικής ενίσχυσης ο οποίος λαμβάνεται $\beta_0=2.5$
- A,B, Γ , Δ είναι η κατηγορία του εδάφους



Σχήμα 2.14: Φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000 για $\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} = \frac{2.5}{2.0}$

Μια κατασκευή με $T < T_1$ θεωρείται δύσκαμπτη, ενώ για $T > T_2$ θεωρείται εύκαμπτη.

Πρέπει σε κάθε περίπτωση να ισχύει:

$$\frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma_1} \geq 0.25$$

Κατάταξη εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, Χ που περιγράφονται στον Πίνακα 2.3. Δόμηση μόνιμων έργων σε εδάφη κατηγορίας Χ μπορεί να γίνει μόνο ύστερα από λεπτομερείς έρευνες και μελέτες, εφόσον ληφθούν κατάλληλα μέτρα βελτίωσης των ιδιοτήτων του εδάφους. Τέλος σχηματισμός πάχους μικρότερου των 5m μπορεί να θεωρείται ότι ανήκει στη αμέσως επόμενη κατηγορία εδάφους, με εξαίρεση την κατηγορία Χ.

Πίνακας 2.3: Κατηγορίες εδάφους

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

	Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.
--	---

Ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους προκύπτουν οι χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος σύμφωνα με τον Πίνακα 2.4:

Πίνακας 2.4: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων T_1, T_2 (sec)

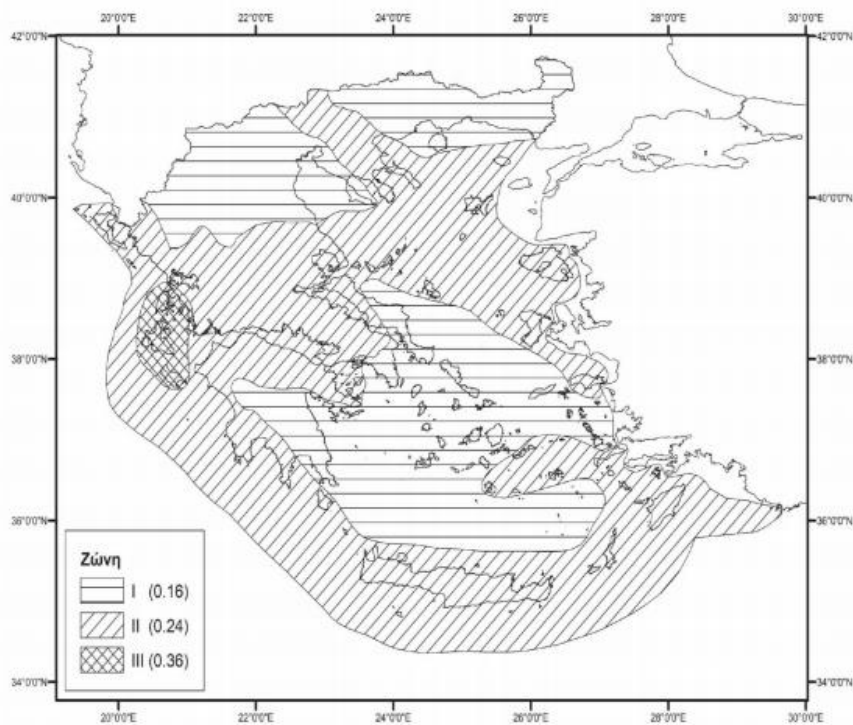
Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0.10	0.15	0.20	0.20
T_2	0.40	0.60	0.80	1.20

Η κατηγορία του εδάφους που βρίσκεται το κτίριο είναι B, άρα έχουμε: $T_1=0.15\text{sec}$ και $T_2=0.60\text{sec}$.

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε σεισμικές ζώνες ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.15.

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους $A=a \cdot g$, η οποία έχει μια πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (περίοδος επαναφοράς 475 χρόνια) σύμφωνα με τον Πίνακα 2.5.



Σχήμα 2.15: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας

Πίνακας 2.5: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
α	0.16	0.24	0.36

Το υπό μελέτη κτίριο βρίσκεται στην περιοχή του Γέρακα και κατά συνέπεια στη Ζώνη I με $\alpha=0.16g$.

Κατηγορία σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 σύμφωνα με τον Πίνακα 2.6.

Πίνακας 2.6: Συντελεστές σπουδαιότητας

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_1
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Το κτίριο μας ανήκει στην κατηγορία Σ2, άρα $\gamma_1=1.00$.

Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα ($q=1$). Οι μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς δίνονται στον Πίνακα 2.7 ανάλογα με το είδος του υλικού

κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι 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 την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορά).

Πίνακας 2.7: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
• σύνδεσμοι τύπου K	1.00	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφη και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Στην κατασκευή μας υπάρχουν πλαίσια οπότε επιλέχθηκε συντελεστής συμπεριφοράς $q=3.5$.

Συντελεστής θεμελίωσης θ

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης όχι μόνο στην μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης από την επιφάνεια του εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση των κινδύνων διαφορικών καθιζήσεων λόγω δυναμικής διατμητικής συνίζησης χαλαρών εδαφών, αύξηση της αξιοπιστίας, κλπ. Σε εδάφη κατηγορίας A ή B ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1.0. Σε εδάφη κατηγορίας Γ ή Δ ο συντελεστής θ επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται στον Πίνακα 2.8, όταν συντρέχει τουλάχιστον μια από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται σε αυτόν και εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας B.

Πίνακας 2.8: Συντελεστής θεμελίωσης θ

Προϋποθέσεις		
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο.	0.90
1β.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση.	

1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή.	0.90
2α. 2β. 2γ.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια. Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση. Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους).	0.80
Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχώματα έτσι, ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.		

Το κτίριο βρίσκεται σε περιοχή με κατηγορία εδάφους Β, άρα $\theta=1$.

Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης ζ είναι διάφορο του 5% και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

Οι τιμές του ποσοστού απόσβεσης ζ εξαρτώνται από το είδος της κατασκευής και δίνονται στον Πίνακα 2.9.

Πίνακας 2.9: Τιμές ποσοστού απόσβεσης

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

Στην ανάλυση που έγινε υπολογίστηκε $\zeta=5\%$, άρα $\eta=1$.

2.3.4.3 Σεισμικά φορτία και ιδιομορφές του φορέα

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K].

Με βάση τον ΕΑΚ για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0,03$ sec, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα $M/\Sigma M_i$. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,20$ sec λαμβάνονται πάντοτε υπόψη. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος A συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- **SRSS (Square Root of the Sum of Squares)**

$$exA = \pm \sqrt{(A_1^2 + A_2^2 + \dots + A_k^2)}$$

Όπου:

k ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη

A_i η συμμετοχή της i ιδιομορφής στο μέγεθος X

- **CQC (Complete Quadratic Combination)**

$$exA = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k A_i e_{ij} A_j}$$

Όπου:

$$e_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1 + r) \cdot r^{3/2}}{10^4 \cdot (1 - r^2)^2 + 4 \cdot \zeta \cdot r \cdot (1 + r)^2}$$

με $\frac{1}{r} = \frac{T_i}{T_j}$, $T_i > T_j$ και το ζ σε %

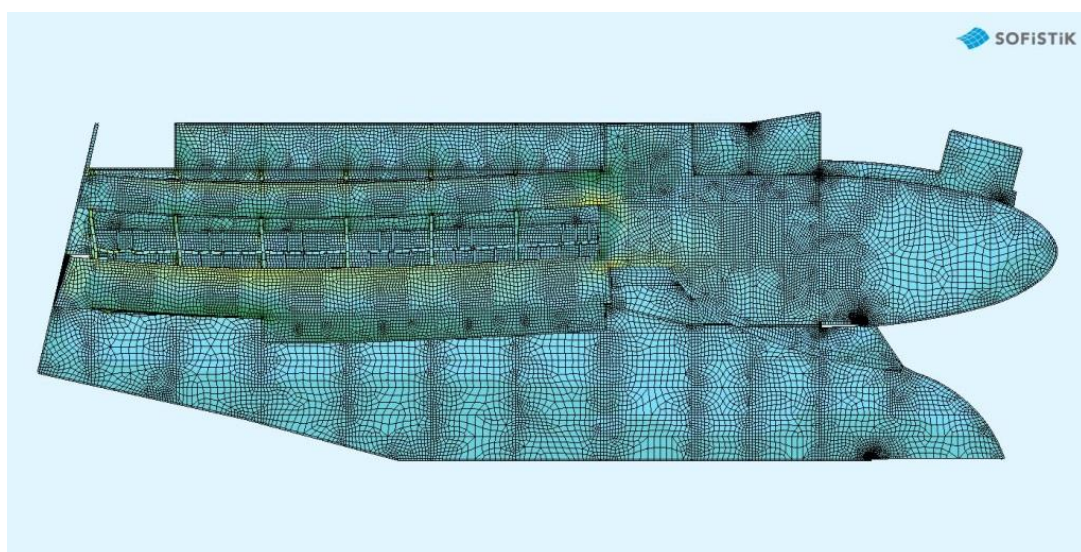
Η μέθοδος CQC χρησιμοποιείται όταν οι περίοδοι των ιδιομορφών είναι συσχετισμένες ενώ όταν οι περίοδοι είναι ασυσχέτιστες τότε μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε και τις δύο μεθόδους. Τέλος η μέθοδος CQC ταυτίζεται με την SRSS αν για $i=j \rightarrow e_{ij}=1$ και για $i \neq j \rightarrow e_{ij}=0$. Στην ανάλυση που έγινε μέσω του υποπρογράμματος DYNA του Sofistik χρησιμοποιήσαμε τη μέθοδο CQC.

Στη συνέχεια παρατίθενται οι ιδιομορφές και η συμμετοχή τους στην ιδιομορφική μάζα του φορέα μαζί με ορισμένες φωτογραφίες από το Sofistik.

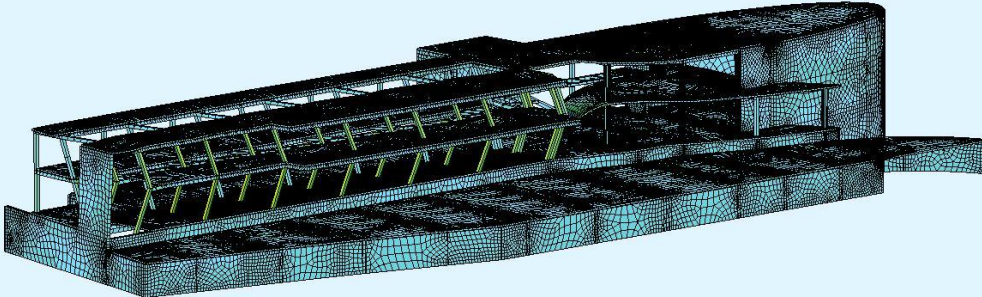
No.	LC	Eigenvalue [1/sec ²]	relative Error	omega [1/sec]	frequency [Hertz]	period [sec]	Damping D[%]	f-XX [%]	f-YY [%]
1	801	5.5043E+02	0.00E+00	23.461	3.734	0.268	5.000	0.9	17.1
2	802	1.0552E+03	0.00E+00	32.484	5.170	0.193	5.000	10.1	1.3
3	803	1.4731E+03	0.00E+00	38.381	6.109	0.164	5.000	4.3	0.0
4	804	1.8227E+03	0.00E+00	42.693	6.795	0.147	5.000	0.0	2.7
5	805	1.9156E+03	0.00E+00	43.768	6.966	0.144	5.000	0.1	10.0
6	806	2.0775E+03	0.00E+00	45.580	7.254	0.138	5.000	0.6	3.2
7	807	2.4557E+03	9.83E-13	49.555	7.887	0.127	5.000	0.0	0.9
8	808	2.6458E+03	2.28E-11	51.437	8.186	0.122	5.000	0.0	14.3
9	809	3.0491E+03	2.99E-04	55.219	8.788	0.114	5.000	0.0	0.0
10	810	3.0709E+03	1.57E-05	55.415	8.820	0.113	5.000	0.2	0.1
11	811	3.2000E+03	3.01E-03	56.569	9.003	0.111	5.000	0.0	0.0
12	812	3.3464E+03	3.87E-03	57.848	9.207	0.109	5.000	0.0	0.0
13	813	3.4386E+03	1.43E-03	58.639	9.333	0.107	5.000	3.3	0.6
14	814	3.5105E+03	2.98E-03	59.250	9.430	0.106	5.000	1.0	0.3
15	815	3.7432E+03	2.49E-02	61.182	9.737	0.103	5.000	0.0	0.0
16	816	3.8259E+03	3.43E-02	61.854	9.844	0.102	5.000	0.3	0.3
17	817	3.8886E+03	3.58E-02	62.358	9.925	0.101	5.000	0.1	0.2
18	818	4.3682E+03	5.01E-02	66.093	10.519	0.095	5.000	0.0	0.2
19	819	4.4440E+03	4.65E-02	66.664	10.610	0.094	5.000	0.0	0.0
20	820	4.7849E+03	5.29E-04	69.173	11.009	0.091	5.000	0.2	22.2

Σχήμα 2.16: Ιδιομορφές της κατασκευής

Το συνολικό ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας δεν φτάνει το 90% λόγω των τοιχείων.



Σχήμα 2.17: 1^η ιδιομορφή T = 0,268sec



Σχήμα 2.18: 2^η ιδιομορφή $T = 0,193\text{sec}$

2.4 Συνδυασμοί φορτίσεων

2.4.1 Οριακές καταστάσεις

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται και εκτελούνται με βάση τον Ευρωκώδικα 1 πρέπει να ικανοποιούν τις εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Να παραμένουν κατάλληλες για τη χρήση για την οποία προορίζονται.
- Να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις διάφορες επιδράσεις που πιθανόν να συμβούν κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης τους.
- Να μην κινδυνεύουν να υποστούν δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, σεισμούς ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους. Η επιλογή κατάλληλων μέτρων και κατάλληλου δομικού συστήματος συμβάλλει αρκετά στην αποφυγή αυτού του κινδύνου.

Οι απαιτήσεις αυτές ικανοποιούνται με τον έλεγχο της κατασκευής μας στις οριακές καταστάσεις με τη χρήση των καταστάσεων καταστάσεων σχεδιασμού που έχουν αναφερθεί στην αρχή του κεφαλαίου. Αναλυτικότερα οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του και διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες
απώλεια ισορροπίας, μετατροπή σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας ολόκληρης της

κατασκευής ή μέρους της, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που αντιστοιχούν στην κατάσταση εκείνη πέραν της οποίας δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής λόγω φαινομένων σχετιζόμενα με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις κλπ.

2.4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{1,2}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς είναι τα εξής:

“+”	σημαίνει “επαλληλία με”
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$ συνυπάρχουν	χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
A_d	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_P	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
$\Psi_{0,i}$, $\Psi_{1,i}$, $\Psi_{2,i}$	συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (Πίνακας 2.10)

Συντελεστής ασφαλείας γ

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

Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι:

- Καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\gamma_{G,j}=1.35 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{G,j}=1.00 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{Q,i}=1.50 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{Q,i}=0.00 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$

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

Συντελεστές συνδυασμού ψ

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διάφορων ανεξάρτητων δράσεων. Στον Πίνακα 2.10 δίνονται οι τιμές των συντελεστών ψ_i του EN 1990, ενώ στον Πίνακα 2.11 δίνονται οι συντελεστές ψ_2 σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000.

Πίνακας 2.10: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} \leq \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: στέγες	0.0	0.0	0.0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{m}$	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0.5	0.2	0.0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0.6	0.2	0.0
Θερμοκρασία (εκτός πυρκαγιάς) σε κτίρια	0.6	0.5	0.0

Πίνακας 2.11: Συντελεστές συνδυασμού ψ_2 κατά Ε.Α.Κ. 2000

1.		Φορτία χρήσης	ψ_2
	1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
	1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ)	0.5
	1.3	Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό κλπ)	0.8
	1.5	Μη βατές στέγες	0.0
2.		Άνεμος	0.0
3.		Χιόνι (μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3
		Χιόνι (βατές στέγες)	0.0

Συνδυασμοί φορτίσεων στην παρούσα εργασία

- **Οριακή κατάσταση αστοχίας**
 - Επικρατέστερο το ωφέλιμο κινητό φορτίο
 $1,35 \cdot G + 1,35 \cdot R + 1,5 \cdot Q + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S$
 - Επικρατέστερο το χιόνι
 $1,35 \cdot G + 1,35 \cdot R + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,7 \cdot Q$
- **Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**
 - Επικρατέστερο το ωφέλιμο κινητό φορτίο
 $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot R + 1,00 \cdot Q + 0,50 \cdot S$
 - Επικρατέστερο το χιόνι
 $1,35 \cdot G + 1,00 \cdot R + 1,00 \cdot S + 0,70 \cdot Q$
- **Σεισμικοί συνδυασμοί**
 - Σεισμός κατά x
 $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot R + 0,30 \cdot Q \pm E_x \pm 0,30 \cdot E_y$
 - Σεισμός κατά y
 $1,00 \cdot G + 1,00 \cdot R + 0,30 \cdot Q \pm E_y \pm 0,30 \cdot E_x$

Όπου:

- G: Ίδιο βάρος του φορέα και πρόσθετα μόνιμα φορτία
- R: Τάσεις των γαιών (οριζόντιες και κατακόρυφες)
- Q: Κινητά φορτία
- S: Φορτίο χιονιού
- E_x : Σεισμικό φορτίο κατά x
- E_y : Σεισμικό φορτίο κατά y

3 Ανάλυση και διαστασιολόγηση του φορέα

3.1 Ανάλυση και έλεγχος χαλύβδινων μελών

3.1.1 Κατάταξη διατομών

Σύμφωνα με τον EN1993 ο προσδιορισμός των τιμών αντοχής σχεδιασμού των διατομών γίνεται βάση κατάταξης αυτών. Οι διατομές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες, ανάλογα με τη ροπή αντοχής, τη στρωφική ικανότητα και την αντοχή σε λυγισμό. Έτσι έχουμε τις εξής κατηγορίες:

- **Διατομές κατηγορίας 1:** Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στρωφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- **Διατομές κατηγορίας 2:** Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα 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 το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει 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

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορίες 1 και 2: η πλαστική ροπή $(M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y)$

Κατηγορία 3: η ελαστική ροπή $(M_{el} = W_{el} \cdot f_y)$

Κατηγορία 4: η ροπή τοπικού λυγισμού $(M_0 < M_{el})$

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα (εν μέρει ή πλήρως) 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 σε αυτή.

Η διατομή συντίθενται από διάφορα πλακοειδή στοιχεία, όπως ο κορμός και τα πέλματα, τα οποία, ανάλογα με τον τρόπο στήριξης τους διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- Εσωτερικά στοιχεία: Εκείνα τα οποία απολήγουν σε άλλα εγκάρσια στοιχεία της διατομής. Μπορεί να θεωρούνται αμφιέριστα μεταξύ των γραμμών επαφής τους με τα εγκάρσια στοιχεία (για παράδειγμα, ο κορμός μιας διατομής διπλού ταυ είναι εσωτερικό στοιχείο μεταξύ των δύο πελμάτων).
- Προεξέχοντα στοιχεία: Τα στοιχεία αυτά θεωρούνται ότι στηρίζονται κατά μήκος μιας ακμής και είναι ελεύθερα κατά μήκος της άλλης ακμής, παράλληλα προς την κατεύθυνση της θλιπτικής τάσης.

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. Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.

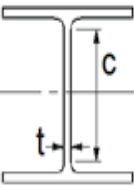
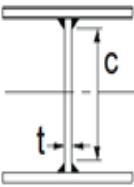
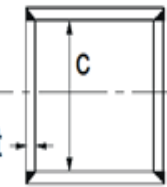
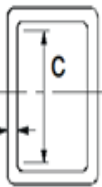
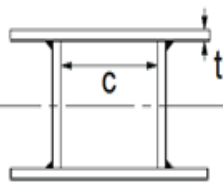
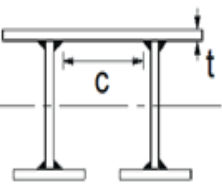
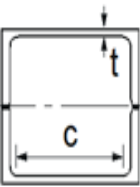
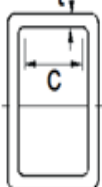
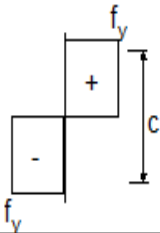
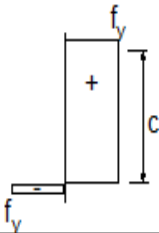
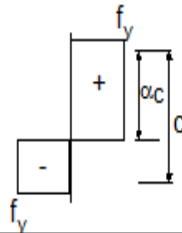
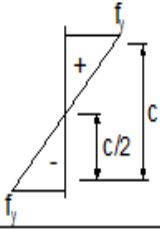
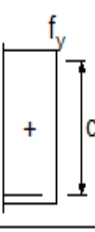
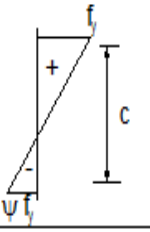
Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1, 2 και 3 λαμβάνονται από τον Πίνακα 3.1. Αν ένα στοιχείο της διατομής δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3, κατατάσσεται στην κατηγορία 4. Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη σύμφωνα με το Πρότυπο EN 1993-1-5.

Οι οριακές τιμές του λόγου c/t των πλακοειδών στοιχείων διατομών ισχύουν για μέλη από χάλυβα συγκεκριμένου ορίου διαρροής. Για να καλύπτονται οι περιπτώσεις χάλυβα διαφορετικής ποιότητας, ο Ευρωκώδικας 3 παρουσιάζει τα δεδομένα του τοπικού λυγισμού υπό αδιάστατη μορφή με χρήση του μειωτικού συντελεστή ε , ο οποίος δίνεται από την σχέση:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

Όπου το 235 αντιστοιχεί στο όριο διαρροής αναφοράς και το f_y στο όριο διαρροής του υπόψη χάλυβα σε N/mm^2 .

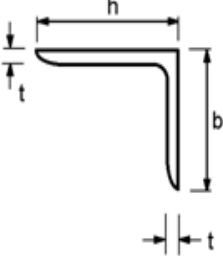
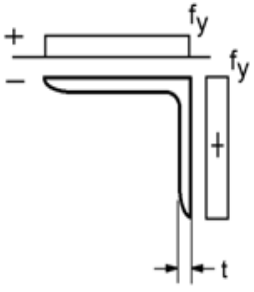
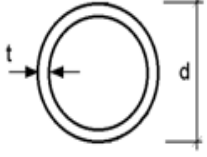
Πίνακας 3.1α: Μέγιστοι λόγοι πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα στοιχεία

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

Πίνακας 3.1β: Μέγιστοι λόγοι πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα στοιχεία

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

Πίνακας 3.1γ: Μέγιστοι λόγοι πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα στοιχεία

Γωνιακά						
<p>Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>					<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>	
		<p>Κατηγορία</p> <p style="text-align: center;">Διατομή σε θλίψη</p>				
<p>Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)</p>						
3		$h/t \leq 15\varepsilon; \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$				
Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία		Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη				
1		$d/t \leq 50\varepsilon^2$				
2		$d/t \leq 70\varepsilon^2$				
3		$d/t \leq 90\varepsilon^2$				
		ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	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

3.1.2 Αντοχή των διατομών

3.1.2.1 Έλεγχος σε εφελκυσμό

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

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

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

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

α) την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής

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

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

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

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.

3.1.2.2 Έλεγχος σε θλίψη

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

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

όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη.

Η $N_{c,Rd}$ υπολογίζεται σύμφωνα με τις σχέσεις:

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

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

3.1.2.3 Έλεγχος σε τέμνουσα

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

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

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

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

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

όπου

A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης

Για ελαστικό σχεδιασμό, η $V_{c,Rd}$ είναι ίση με την ελαστική διατμητική αντοχή. Για τον έλεγχο σε τέμνουσα τότε χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση για το κρίσιμο σημείο της διατομής:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

Όπου

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{I t}$$

3.1.2.4 Έλεγχος σε κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί το παρακάτω κριτήριο:

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

Όπου $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη η οποία δίνεται από μία εκ των παρακάτω σχέσεων:

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

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

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

όπου $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση.

3.1.2.5 Έλεγχος σε 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.

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:

$$(1 - \rho) \cdot f_y$$

Όπου:

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

Για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2 με ίσα πέλματα και καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα, η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να υπολογίζεται από τη σχέση:

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

Όπου $M_{y,c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη και $A_w = h_w \cdot t_w$

3.1.2.6 Έλεγχος σε 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 $M_{N,Rd}$ 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:

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

και

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

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:

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

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

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

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

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

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

$$a = (A-2bt_f)/A \quad \text{πρέπει όμως } a \leq 0,5$$

Για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, χρησιμοποιούνται οι παρακάτω τύποι:

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

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

όπου:

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

$$a_f = (A - 2ht)/A \text{ αλλά } a_f \leq 0,5$$

- για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές :

$$a_w = (A-2bt_f)/A \text{ αλλά } a_w \leq 0,5$$

$$a_f = (A-2ht_w)/A \text{ αλλά } a_f \leq 0,5$$

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 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:

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

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

- I και H διατομές: $\alpha=2.0$ και $\beta=5n$ αλλά $\beta \geq 1.0$
- Κοίλες κυκλικές διατομές: $\alpha=2.0$ και $\beta=2$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές: $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,13n^2}$ αλλά $\alpha = \beta \leq 6$

όπου $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$.

3.1.3 Έλεγχος μελών

3.1.3.1 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.

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

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

όπου:

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

Η αντοχή του θλιβόμενου μέλους λαμβάνεται από τις σχέσεις:

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

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

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

Ο μειωτικός συντελεστής χ δίνεται από τη σχέση:

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

όπου:

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

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

Όπου:

α είναι ο συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.2 σε σχέση με τον Πίνακα 3.3

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad \text{το ελαστικό κρίσιμο φορτίο}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{η κρίσιμη τάση Euler}$$

L_{cr} το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

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

$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$ η λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού

$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\epsilon$ η οριακή (χαρακτηριστική) λυγηρότητα

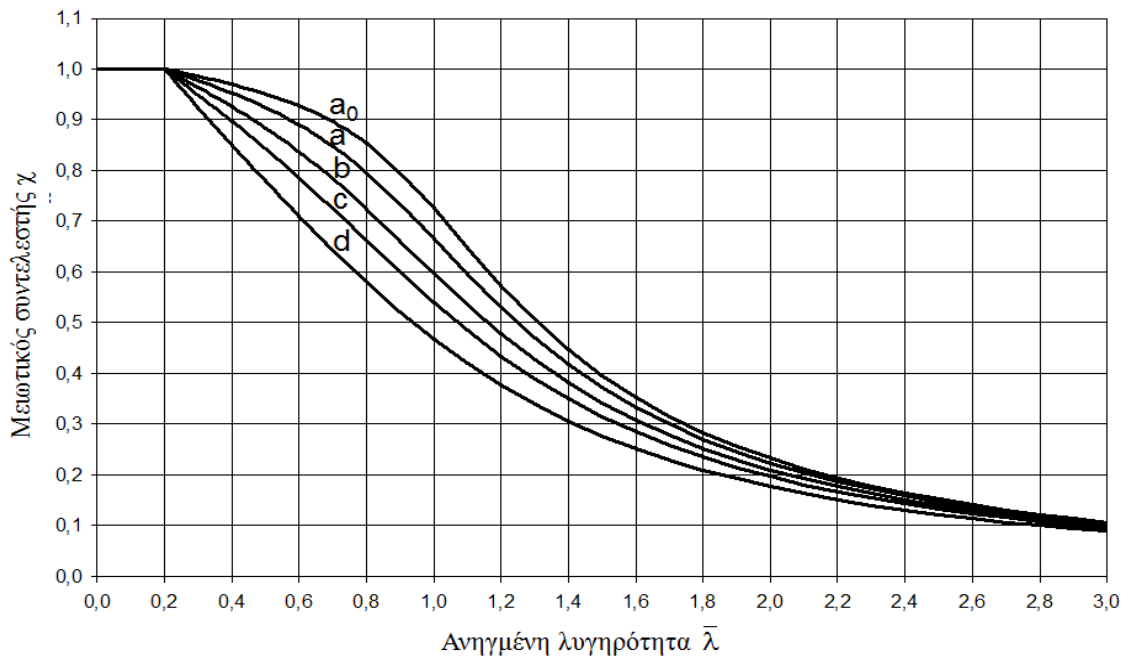
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (f_y σε N/mm^2)

Πίνακας 3.2: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a_0	α	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

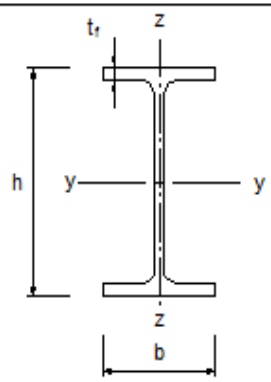
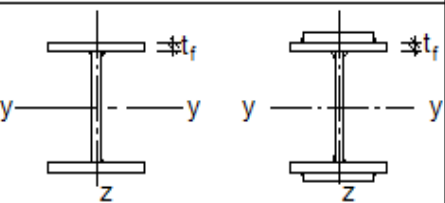

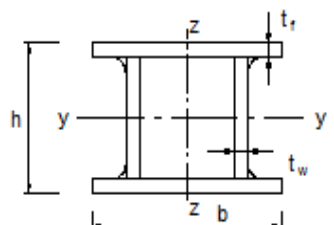
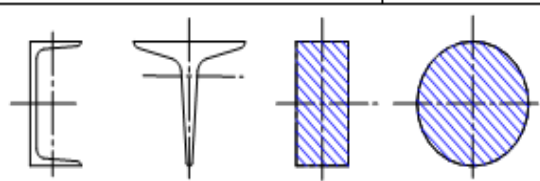

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 3.1.

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 3.1: Καμπύλες λυγισμού

Πίνακας 3.3: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

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

3.1.3.2 Στρεπτοκαμπτικός (ή πλευρικός) λυγισμός

Όταν μία δοκός μη προστατευμένη έναντι πλευρικής εκτροπής υποβάλλεται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα της διατομής της, είτε λόγω ακραίων ροπών είτε λόγω εγκάρσιων φορτίων ένα από τα πέλατά της θλίβεται και καθίσταται επιρρεπές σε λυγισμό. Η δοκός αυτή πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

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

όπου M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού υπολογίζεται από τη σχέση

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

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
- $W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4
- χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} δίνεται από τη σχέση:

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

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

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

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

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Το M_{cr} βασίζεται στις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνει υπόψη τις συνθήκες φορτίσεως, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Για λυγηρότητα

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

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

Στην περίπτωση μίας 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 τη εξίσωση (η οποία εκφράζει τη γενική περίπτωση):

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right]$$

Η σύμβαση σημάνσεως για το z_j , είναι η ακόλουθη:

- είναι θετικό για το θλιβόμενο πέλμα και
- είναι θετικό όταν το πέλμα με τη μεγαλύτερη τιμή της I_z καταπονείται σε θλίψη στη θέση της μέγιστης ροπής.

Η σύμβαση σημάνσεως για το z_g είναι η ακόλουθη:

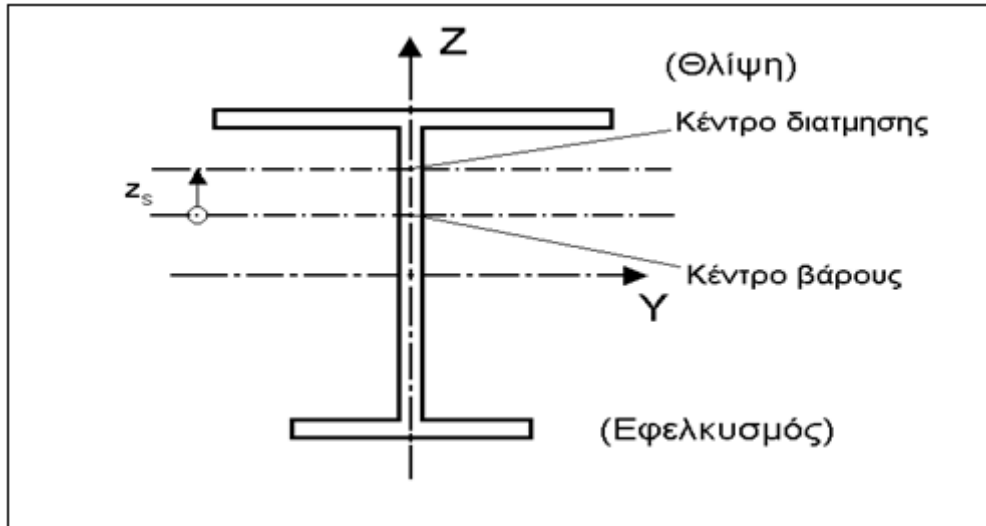
- για τα φορτία βαρύτητας, το z_g είναι θετικό όταν τα φορτία αυτά εφαρμόζονται ψηλότερα από το κέντρο διάτμησης με κατεύθυνση προς αυτό
- στη γενική περίπτωση το z_g είναι θετικό όταν τα φορτία δρουν προς το κέντρο διάτμησης με αφετηρία το σημείο εφαρμογής τους.

Οι συντελεστές ενεργού μήκους k και k_w μεταβάλλονται ως εξής:

- για πλήρη πάκτωση λαμβάνουν τιμή 0.5
- για απλές στηρίξεις λαμβάνουν τιμή 1.0
- ενώ για περιπτώσεις που έχουμε το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο λαμβάνουν τιμή 0.7.

Ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο και είναι ανάλογος του λόγου L_{cr} / L ενός θλιβόμενου στοιχείου.

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου. Το k_w θα λαμβάνεται ίσο προς 1.0 εκτός και εάν έχουμε λάβει ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης.



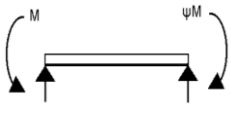


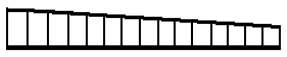
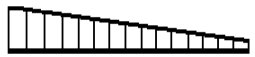




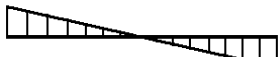
Σχήμα 3.2: Σύμβαση σημάνσεως για τον προσδιορισμό του z_j και z_g

Οι τιμές των συντελεστών C_1, C_2 και C_3 δίνονται στους ακόλουθους πίνακες για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης, όπως δείχνει και η μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων και για τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή k .

Πίνακας 3.4: Συντελεστές C_1, C_2, C_3 για διάφορες τιμές του k , σε περίπτωση εγκάρσιων φορτίων.

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

Πίνακας 3.5: Συντελεστές C_1 , C_2 , C_3 για διάφορες τιμές του k , σε περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές.

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi=+1$ 	1.0	1.000	-	1.000
		0.7	1.000	-	1.113
		0.5	1.000	-	1.114
	$\psi=+3/4$ 	1.0	1.141	-	0.998
		0.7	1.270	-	1.565
		0.5	1.305	-	2.283
	$\psi=+1/2$ 	1.0	1.323	-	0.992
		0.7	1.473	-	1.556
		0.5	1.514	-	2.271
	$\psi=+1/4$ 	1.0	1.563	-	0.977
		0.7	1.739	-	1.531
		0.5	1.788	-	2.235
	$\psi=+0$ 	1.0	1.879	-	0.939
		0.7	2.092	-	1.473
		0.5	2.150	-	2.150
	$\psi=-1/4$ 	1.0	2.281	-	0.855
		0.7	2.538	-	1.340
		0.5	2.609	-	1.975
	$\psi=-1/2$ 	1.0	2.704	-	0.676
		0.7	3.009	-	1.059
		0.5	3.093	-	1.546
	$\psi=-3/4$ 	1.0	2.927	-	0.366
		0.7	3.258	-	0.575
		0.5	3.348	-	0.837
$\psi=-1,0$ 	1.0	2.752	-	0.000	
	0.7	3.063	-	0.000	
	0.5	3.149	-	0.000	

3.1.3.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

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

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

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

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 για διατομές κατηγορίας 4, βλέπε Πίνακα 3.6

χ_y και 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

Πίνακας 3.6: Τιμές για $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$

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

Μέθοδος 2


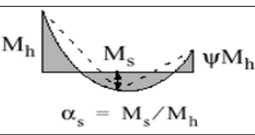
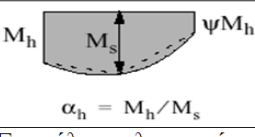
Πίνακας Β.1: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

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

Πίνακας Β.2: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις

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

Πίνακας Β.3: Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής στους Πίνακες Β.1 και Β.2

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

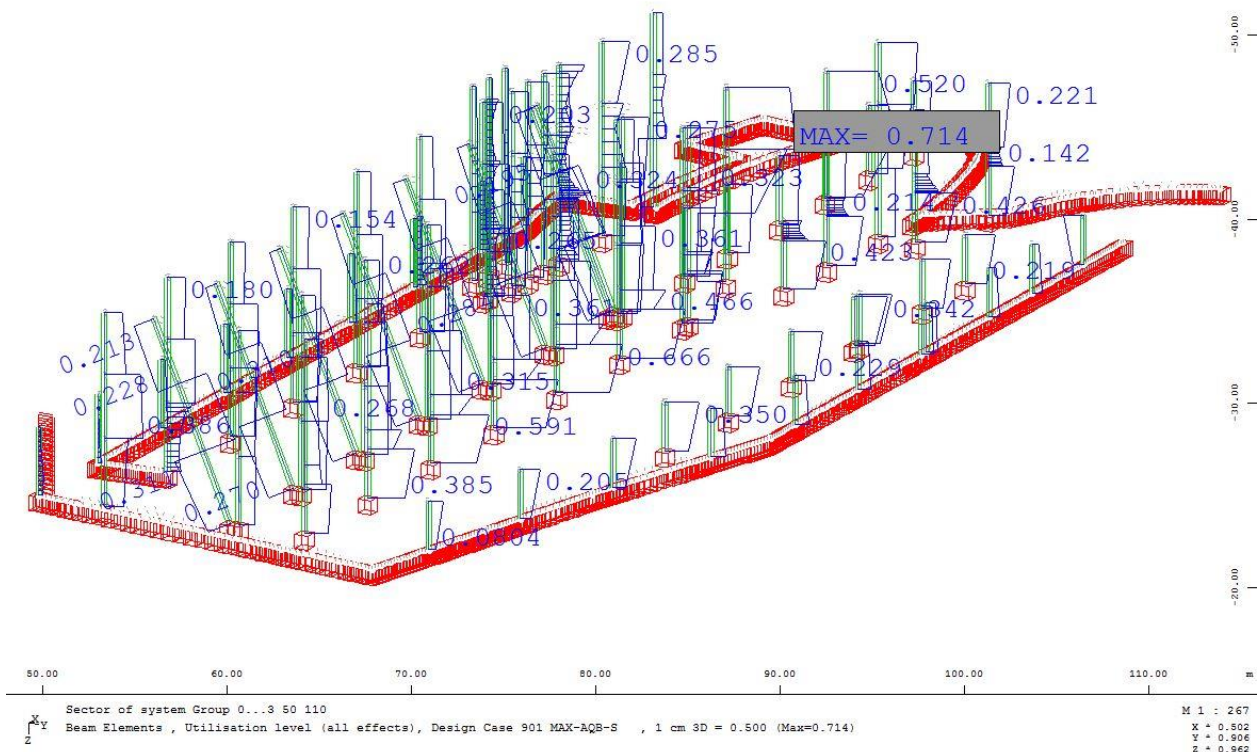
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{Mz} = 0,9$ αντίστοιχα.

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

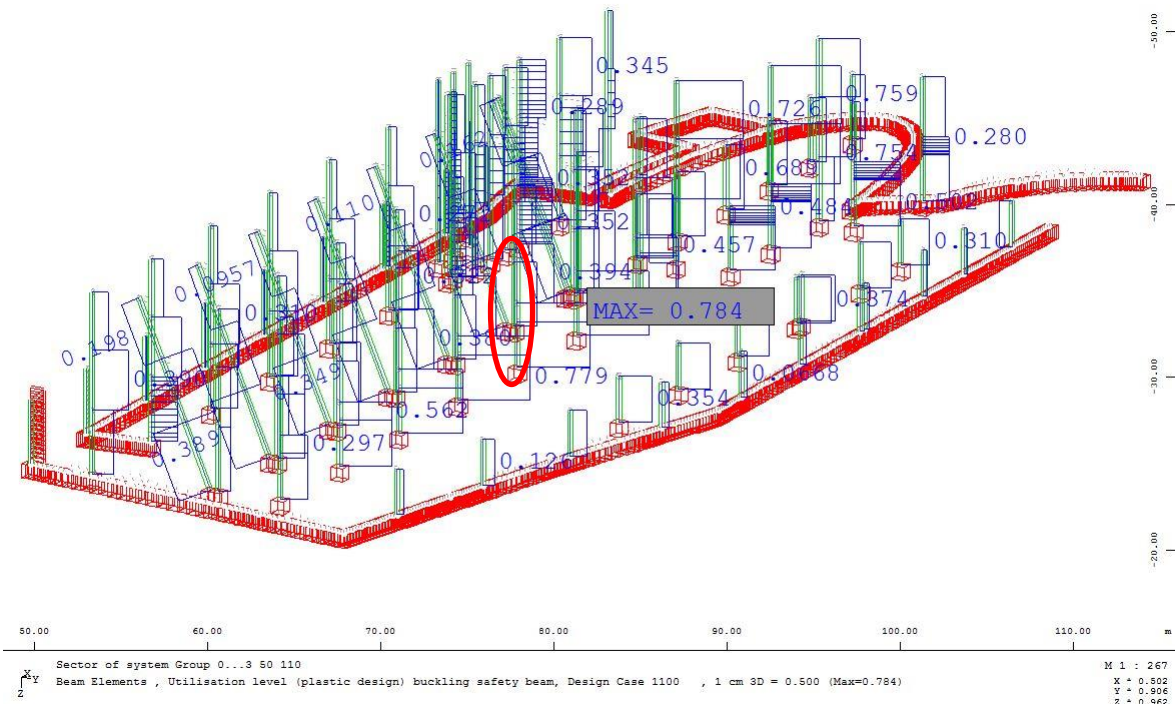
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

3.1.4 Υποστύλωμα

Ο έλεγχος της αντοχής των διατομών των υποστυλωμάτων έγινε μέσω του υποπρογράμματος του Sofistik AQB το οποίο μας έδωσε το ποσοστό αξιοποίησής τους για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που εμφανίζονται στην κατασκευή μας ενώ ο έλεγχος μέλους έγινε με το υποπρόγραμμα BDK. Στα σχήματα 3.3 και 3.4 φαίνονται τα αποτελέσματα από το AQB και το BDK αντίστοιχα για το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης $1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q + 0.75 \cdot S + 1.35 \cdot R$ στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ενδεικτικά ο έλεγχος ενός υποστυλώματος.



Σχήμα 3.3: Αξιοποίηση υποστυλωμάτων AQB



Σχήμα 3.4: Αξιοποίηση υποστυλωμάτων BDK

Το εξεταζόμενο υποστύλωμα φαίνεται στο σχήμα 3.4 με κόκκινο κύκλο και η διατομή του είναι HEB 300.

Κατάταξη διατομής

Σύμφωνα με τον πίνακα 3.1 ο κορμός και τα πέλματα είναι κατηγορίας 1, επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1.

Δρώντα εντατικά μεγέθη

$$N_{Ed} = 1832 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = 106,9 \text{ kN}$$

$$M_y = 185,9 \text{ kNm}$$

$$M_z = 1,59 \text{ kNm}$$

Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{149,1 \cdot 35,5}{1} = 5293 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Έλεγχος σε διάτμηση

Κατά τον τοπικό άξονα z-z:

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{47,45 \cdot 35,5}{1 \cdot \sqrt{3}} = 972,12 > V_z \text{ και } 0,5 \cdot V_{pl,Rd,z} > V_{Ed,z}$$

Κατά τον τοπικό άξονα y-y: η $V_{y,ed}$ είναι πολύ μικρή οπότε $0,5 \cdot V_{pl,Rd,y} > V_{y,ed}$

Έλεγχος επίδρασης της αξονικής δύναμης στην αντοχή σε ροπή κάμψης

$N_{Ed} > 0,25 \cdot N_{pl,Rd}$ άρα απομειώνουμε την $M_{pl,y,Rd}$

$$N_{Ed} > \frac{26,2 \cdot 1,1 \cdot 35,5}{1} = 1023,11 \text{ άρα απομειώνουμε την } M_{pl,z,Rd}$$

$n=0,35$ και $\alpha=0,235$

$$M_{N,y,Rd} = \frac{1869 \cdot 35,5}{100} \cdot \frac{(1 - 0,35)}{(1 - 0,5 \cdot 0,235)} = 488,7 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = \frac{870,1 \cdot 35,5}{100} \cdot \left[1 - \left(\frac{0,35 - 0,235}{1 - 0,235} \right)^2 \right] = 301,9 \text{ kNm}$$

Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη

$$\left(\frac{185,9}{488,7} \right) + \left(\frac{1,59}{301,9} \right) = 0,41 < 1$$

Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμτικό λυγισμό

Το ισοδύναμο μήκος λυγισμού των υποστυλωμάτων θεωρήθηκε ίσο με $L_{cr} = 3,85\text{m}$ (όλο το ύψος του ορόφου) και κατά τις δύο διευθύνσεις ως το δυσμενέστερο καθώς υπάρχει η πλάκα σκυροδέματος η οποία παρεμποδίζει την ελεύθερη στροφή των άκρων του υποστυλώματος.

$\frac{h}{b} < 1,2$ άρα κατά y-y → καμπύλη b και κατά z-z → καμπύλη c

Διεύθυνση y-y: $\alpha=0,34$ και $\lambda_y=0,39 \rightarrow \Phi=0,608 \rightarrow \chi_y=0,93$

Διεύθυνση z-z: $\alpha=0,49$ και $\lambda_z=0,70 \rightarrow \Phi=0,870 \rightarrow \chi_z=0,70$

$k=k_w=1$

$z_j = 0$ (διατομή διπλής συμμετρίας), $z_g = z_a - z_s = 0$

$C_1=1,565$, $I_t=185 \text{ cm}^4$, $I_z=8563 \text{ cm}^3$, $I_w=1688000 \text{ cm}^6$ και $G=8077 \text{ kN/cm}^2$

Άρα $M_{cr} = 336212,25 \text{ kNcm}$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{1869 \cdot 35,5}{336212,25}} = 0,45 \text{ και } \alpha_{Lt} = 0,21$$

$\Phi=0.63$, άρα $\chi_{Lt} = 0,93$

Από τον πίνακα B.3 έχουμε $C_{mz} = 0,43$ και $C_{mLT} = 0,4$

Από τον πίνακα B.2 έχουμε $k_{zy} = 0,8$

Από τον πίνακα B.1 έχουμε $k_{zz} = 0,54$

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

$$\frac{1832}{0,7 \cdot 5293} + 0,8 \cdot \frac{186,9}{0,93 \cdot 663,5} + 0,54 \cdot \frac{1,59}{308,88} = 0,754 < 1$$

3.2 Σύμμικτη πλάκα

Οι σύμμικτες πλάκες σχεδιάστηκαν και ελέγχθηκαν με το πρόγραμμα Symdeck Designer της Έλαστρον. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν με συνολικό ύψος $h_{ολ} = 0,15m$, χαλυβδόφυλλο Symdeck πάχους $t = 1,25mm$. Οι σύμμικτες πλάκες αναλύθηκαν ως ανεξάρτητες αμφιέρειστες πλάκες με πρόβλεψη πρόσθετου οπλισμού στις περιοχές αρνητικών ροπών. Ο οπλισμός αυτός τοποθετείται επί μήκους 1,2m εκατέρωθεν των στηρίξεων το ποσοστό του οποίου είναι $\rho=0.2\%$. Στο άνοιγμα το ποσοστό του πρόσθετου οπλισμού είναι $\rho=0,1\%$.

The screenshot shows the Sym Deck Designer software interface. The main window displays a beam with a 5.0 kN/m distributed load over a 2.6 m span. The software interface includes various input fields for material properties, dimensions, and design parameters, as well as output tables for design moments and shear force.

σ/α	L (m)	q (kN/m ²)
1	2.6	5
2		
3		
4		

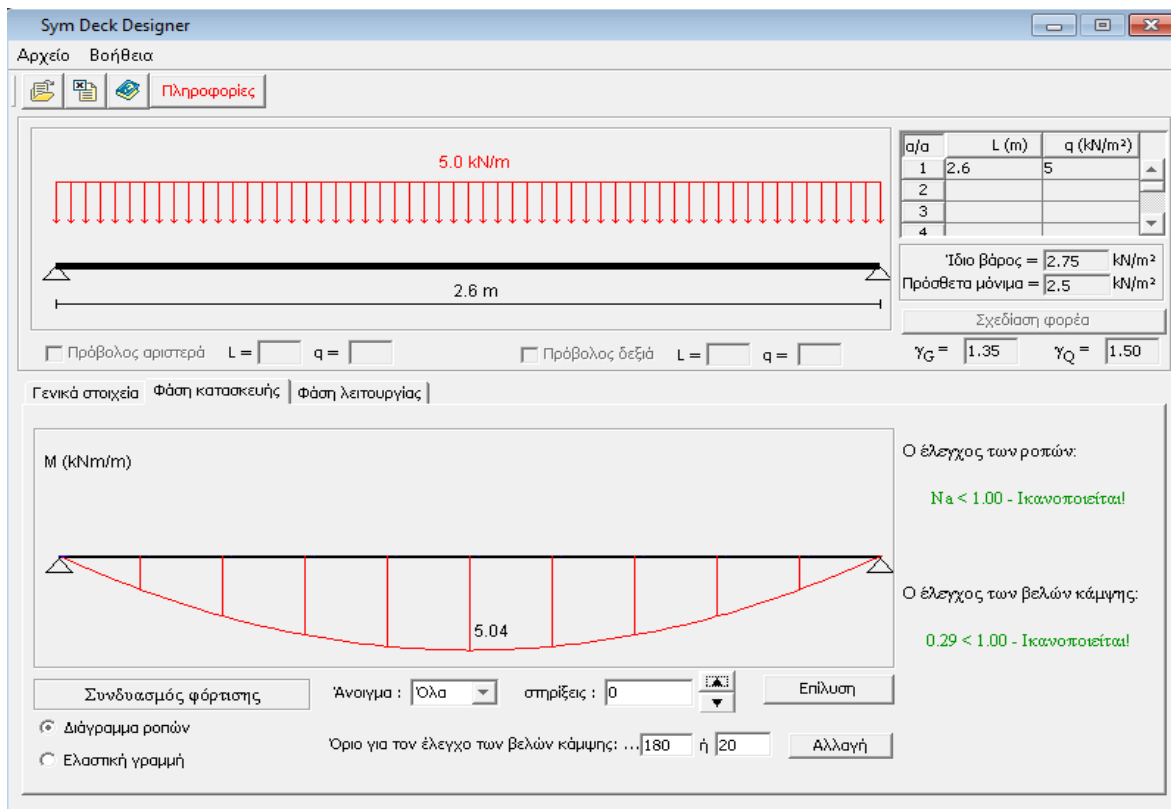
Ίδιο βάρος = 2.75 kN/m²
 Πρόσθετα μόνιμα = 2.5 kN/m²
 Σχεδίαση φορέα
 γ_G = 1.35 γ_Q = 1.50

M ⁺ _{Rd,S}	M ⁻ _{Rd,S}
M ⁺ _{pl,Rd} = 39.29 kNm/m	M ⁻ _{pl,Rd} = 5.57 kNm/m
V _{V,Rd} = 33.78 kN/m	

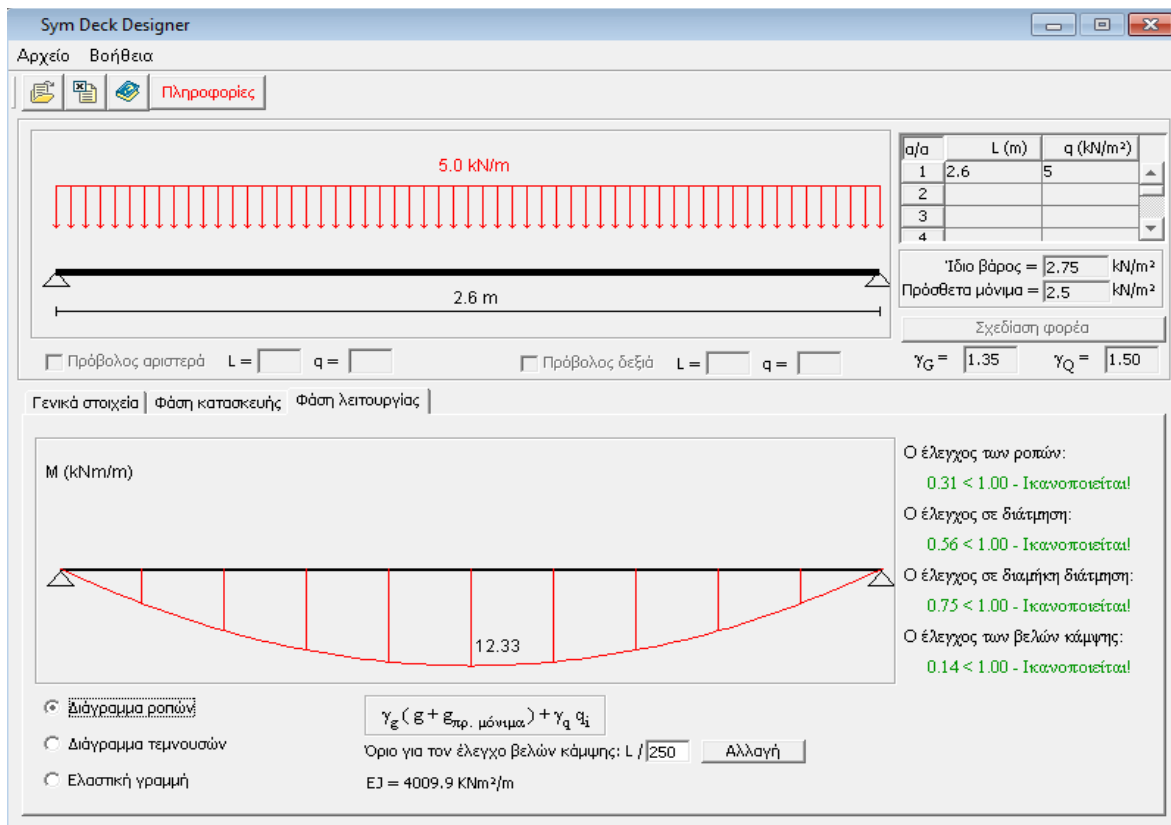
m = 90.83 MPa
 k = 0.0144 MPa
 V_{1,Rd}

t = 1.25 mm γ_{M1} = 1.10 A_S = 1.14 cm²/m
 C : 25/30 MPa γ_C = 1.50 Ø : 6 mm / d = 10 cm
 S : 500 MPa γ_S = 1.15
 h = 0.15 m c = 0.03 m
 F_e : 320 G MPa

Εικόνα 3.1: Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας



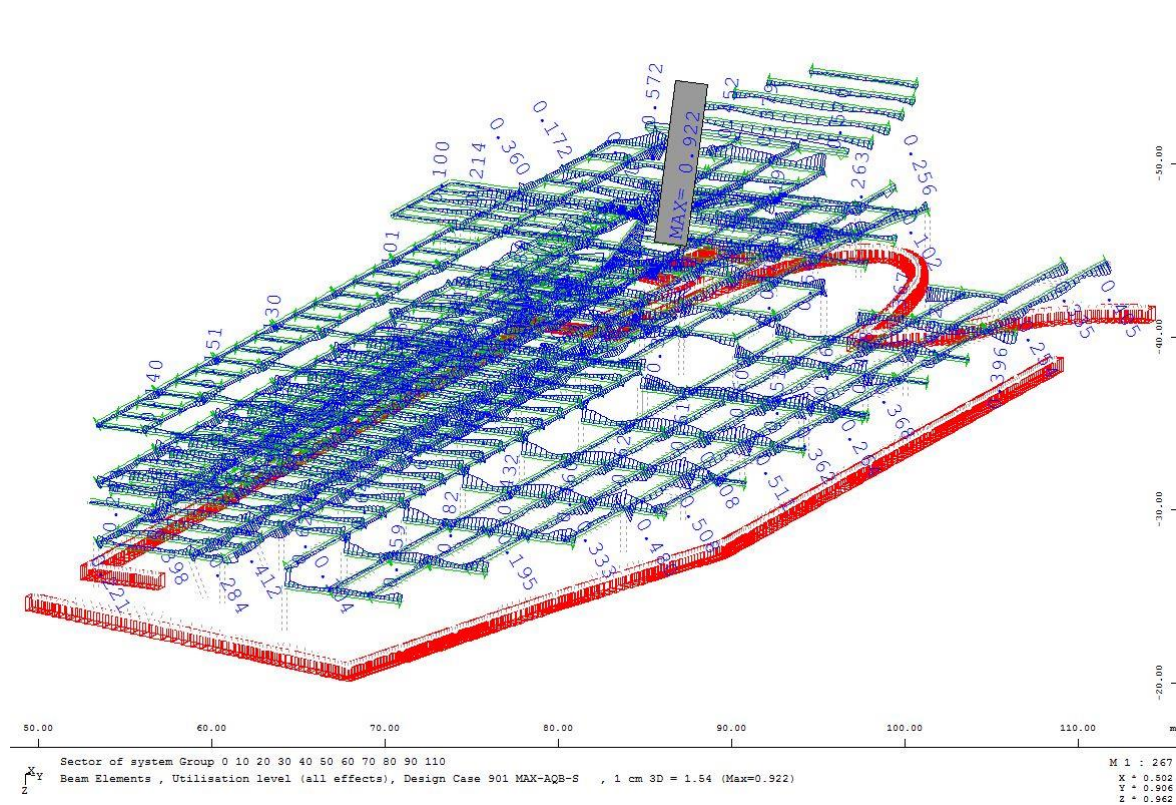
Εικόνα 3.2: Έλεγχοι και διάγραμμα ροπών κάμψης στη φάση κατασκευής



Εικόνα 3.3: Έλεγχοι και διάγραμμα ροπών κάμψης στη φάση λειτουργίας

3.3 Σύμμικτες δοκοί

Οι κύριες και οι δευτερεύουσες δοκοί ελέγχθηκαν μέσω του υποπρογράμματος του Sofistik AQB και ο βαθμός αξιοποίησης τους για το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης φαίνεται στο σχήμα 3.5. Οι διατομές των σιδηροδοκών που χρησιμοποιήθηκαν είναι HEA 200 για τις δευτερεύουσες δοκούς και HEA 200, HEA 300, HEA 400 και HEB 400 για τις κύριες δοκούς.



Σχήμα 3.5: Βαθμός αξιοποίησης δοκών (AQB)

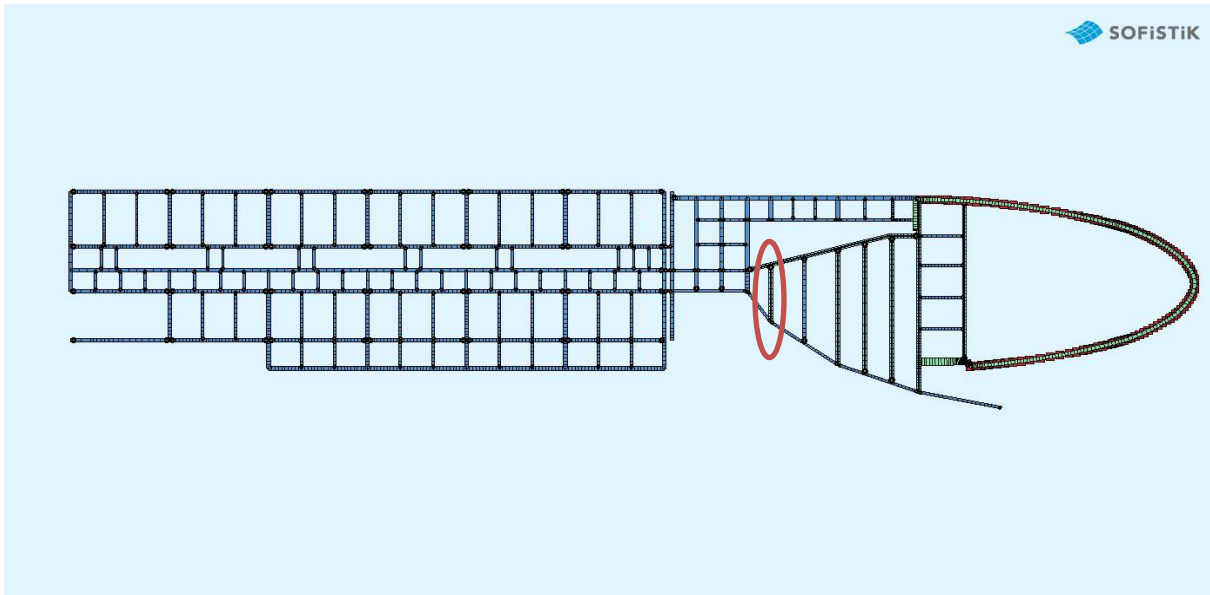
3.3.1 Κύρια δοκός

Στη συνέχεια παρουσιάζεται ενδεικτικά ο έλεγχος της δυσμενέστερης δοκού διατομής HEB 400 η οποία βρίσκεται στον όροφο και φαίνεται στο σχήμα 3.6 (κυκλωμένη με κόκκινο) υπό το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + 0,75 \cdot S + 1,35 \cdot R$.

Δρώντα εντατικά μεγέθη

$$M_{Ed} = 1241,6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 410 \text{ kN}$$



Σχήμα 3.6: Κύρια δοκός HEB 400

Έλεγχος σε κάμψη

Η δοκός είναι πακτωμένη στο υποστύλωμα στο κάτω άκρο της ενώ στο πάνω άκρο της συνδέεται μέσω άρθρωσης στην λοξή δοκό. Η δοκός ελέγχεται στο κάτω άκρο της (δυσμενέστερη θέση) όπου παρουσιάζονται αρνητικές ροπές κάμψης.

$$D = A_a \cdot f_{yd} = 197,8 \cdot 35,5 = 7022 \text{ kN}$$

$$Z_f = 2 \cdot f_{yd} \cdot b_f \cdot t_f = 2 \cdot 35,5 \cdot 30 \cdot 2,4 = 5112 \text{ kN}$$

$$Z_s = A_s \cdot f_{yd} = 10 \cdot 43,5 = 435 \text{ kN}$$

$$z_0 = h_{\pi\lambda} + t_f + \frac{D - Z_f - Z_s}{2 \cdot f_{yd} \cdot t_w} = 15 + 2,4 + \frac{7022 - 5112 - 435}{2 \cdot 35,5 \cdot 1,35} = 32,79 \text{ cm}$$

$$Z_w = 2 \cdot f_{yd} \cdot t_w \cdot (z_0 - h_{\pi\lambda} - t_f) = 2 \cdot 35,5 \cdot 1,35 \cdot (32,79 - 15 - 2,4) = 1475 \text{ kN}$$

$$M_{pl,Rd} = D \cdot z_a - Z_s \cdot z_s - Z_f \cdot (d + t_f / 2) - Z_w \cdot (z_0 + h_{\pi\lambda} + t_f) / 2 = 7022 \cdot 35 - 435 \cdot 3 - 5112 \cdot (15 + 1,2) - 1475 \cdot (32,79 + 15 + 2,4) / 2 = 1246 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

Έλεγχος σε διάτμηση

$$A_v = 69,98 \text{ cm}^2$$

$$h_w / t_w = 352 / 13,5 = 26,07 < 72 \cdot \varepsilon / \eta = 72 \cdot 0,81 / 1 = 58,32$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{69,98 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 1434,3 \text{ kN} > V_{Ed} \text{ και}$$

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 717,15 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Έλεγχος ευστάθειας

Σύμφωνα με τον EC 4 για ποιότητα χάλυβα S355 και για διατομές HE ύψους μέχρι 650mm δεν υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού οπότε ο έλεγχος ευστάθειας δεν χρειάζεται να γίνει στη φάση λειτουργίας. Για τη φάση κατασκευής δημιουργήθηκε ένας καινούργιος φορέας με $E_{\text{σκυρ.}} = 0$ (πολύ μικρό) και βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη λόγω του ίδιου βάρους και στη συνέχεια ελέγχθηκε η δοκός μας σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Εντατικά μεγέθη

$$M_{Ed} = 552,3 \text{ kNm}$$

Εύρεση M_{cr}

$$k=0,7$$

$$k_w=1$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}, z_g = z_a - z_s = 0$$

$$C_1=1,036, I_t=355,7 \text{ cm}^4, I_z=10820 \text{ cm}^3, I_w=3817000 \text{ cm}^6 \text{ και } G=8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Άρα } M_{cr} = 378846 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{3232 \cdot 35,5}{378846}} = 0,55 \text{ και } \alpha_{Lt} = 0,21$$

$$\Phi=0,69, \text{ άρα } \chi_{Lt} = 0,9$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,9 \cdot 3232 \cdot \frac{35,5}{1} = 1032,62 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

Διατμητική σύνδεση

Στο κτίριο μας έχουμε πλήρη διατμητική σύνδεση δηλαδή εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος. Αυτή η κατάσταση επιτυγχάνεται με την παραλαβή της δύναμης που αναπτύσσεται μεταξύ της σιδηροδοκού και του σκυροδέματος μέσω μηχανικών μέσων τα οποία ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι.

Διαμήκης διάτμηση

Η διαμήκης διάτμηση προσδιορίζεται με πλαστική ανάλυση οπότε έχουμε ότι:

$$V_1 = Z = A_s \cdot f_{sd} = 10 \cdot 43,5 = 435 \text{ kN}$$

Διατμητικοί ήλοι

Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι από τον πίνακα 3.7 με ύψος $h=125\text{mm}$ λαμβάνοντας υπόψη μια επικάλυψη $c=25\text{mm}$ και διάμετρο $d=16\text{mm}$.

Πίνακας 3.7: Διαστάσεις διατμητικών ήλων κεφαλής σε mm

d	d ₂	h
16	29	50,75,100,125,150,175,200
19	32	75,100,125,150,175,200
22	35	50,75,100,125,150,175,200,225,250
25	38	100,125,150,175,200,250

$$P_{Rd} = \min[P_{v,Rd}; P_{b,Rd}] = \min \left[\frac{0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right)}{\gamma_v} ; \frac{0,29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \right]$$

Όπου:

$P_{v,Rd}$ η αντοχή του ήλου σε διάτμηση

$P_{b,Rd}$ η αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας

$\gamma_v = 1,25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

f_{ck}, E_{cm} η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{για } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{για } 4 < \frac{h}{d}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{125}{1,6} = 7,8 > 4$$

Άρα έχουμε:

$$P_{Rd} = \min[P_{v,Rd}; P_{b,Rd}] = \min \left[\frac{0,8 \cdot 50 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} \right)}{1,25} ; \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 1,6^2 \cdot \sqrt{2,5 \cdot 3050}}{1,25} \right] =$$

$$= \min[64,34 ; 51,86] = 51,86 \text{ kN}$$

Η αντοχή των διατμητικών ήλων που χρησιμοποιούνται σε σύμμικτη πλάκα αποτελούμενη από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο και πλάκα σκυροδέματος είναι μικρότερη από την αντοχή τους εντός συμπαγούς πλάκας επειδή δεν υπάρχει αρκετό σκυρόδεμα πίσω από τον ήλο. Για το λόγο αυτό η τελική αντοχή των ήλων δίνεται με εφαρμογή ενός μειωτικού συντελεστή εξαρτώμενου από τη διεύθυνση των αυλακώσεων των μεταλλικών φύλλων σε σχέση με τη διεύθυνση της δοκού.

Στην υπό εξέταση δοκό έχουμε φύλλα με αυλακώσεις κάθετες στη διεύθυνσή της, άρα:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1$$

Όπου:

N_r = αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση

b_0 = μέσο πλάτος αυλακώσεων τουλάχιστο ίσο με 50mm

h_p = ύψος μεταλλικού φύλλου

h = ύψος διατμητικού ήλου < $h_p + 75\text{mm}$

Έχουμε:

$$N_r = 1$$

$$b_0 = \frac{95,5 - 50}{2} = 72,75\text{mm} > 50\text{mm}$$

$$h - h_p = 52\text{mm} > 2d = 44\text{mm}$$

Άρα τελικά $k_t = 0,5$, οπότε $P_{Rd} = 0,5 \cdot 51,86 = 25,93 \text{ kN}$

$$n_f = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{435}{25,93} = 16,78 \rightarrow 17 \text{ ήλοι}$$

Οι ήλοι θα τοποθετηθούν ανά ίσες αποστάσεις:

$$e_L = \frac{L}{n_f} = \frac{4,67}{17} = 27,4\text{mm}$$

Οι άξονες όμως δύο διαδοχικών νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου απέχουν 187,5mm οπότε τοποθετώντας έναν ήλο ανά νεύρωση εξασφαλίζεται η διατμητική σύνδεση όπως είχε υποτεθεί.

Πίνακας 3.8: Περιορισμοί ως προς τη διάταξη των ήλων για κτίρια

	Ελάχιστες διαμήκεις αποστάσεις $\min e_L$	Μέγιστες διαμήκεις αποστάσεις $\max e_L$	Ελάχιστες εγκάρσιες αποστάσεις $\min e_T$	Υπερκάλυψη σκυροδέματος $\min c$
Ολόσωμες πλάκες	5d	$\leq 6 \cdot h_c$ $\leq 800\text{mm}$	2,5d	20mm
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο ± σιδηροδοκό)		$\leq 6 \cdot (h_c + h_p)$ $\leq 800\text{mm}$	4d	

Σύμφωνα με τον πίνακα 3.8 έχουμε:

$$\min e_L = 5d = 5 \cdot 16 = 80\text{mm}$$

$$\max e_L = \min \{6 \cdot (h_c + h_p) ; 800\text{mm}\} = \min\{900;800\} = 800\text{mm}$$

$$80\text{mm} < e_L = 187,5\text{mm} < 800\text{mm}$$

$$e_T = 150\text{mm} > 4d = 64\text{mm}$$

Έλεγχος παραμορφώσεων

$$\delta_{\varepsilon\tau} = L / 250 = 1,88\text{cm}$$

Βέλος λόγω μόνιμων στη φάση κατασκευής: $\delta_1 = 3,95\text{cm}$

Βέλος λόγω πρόσθετων μόνιμων: $\delta_2 = 0,4935\text{cm}$

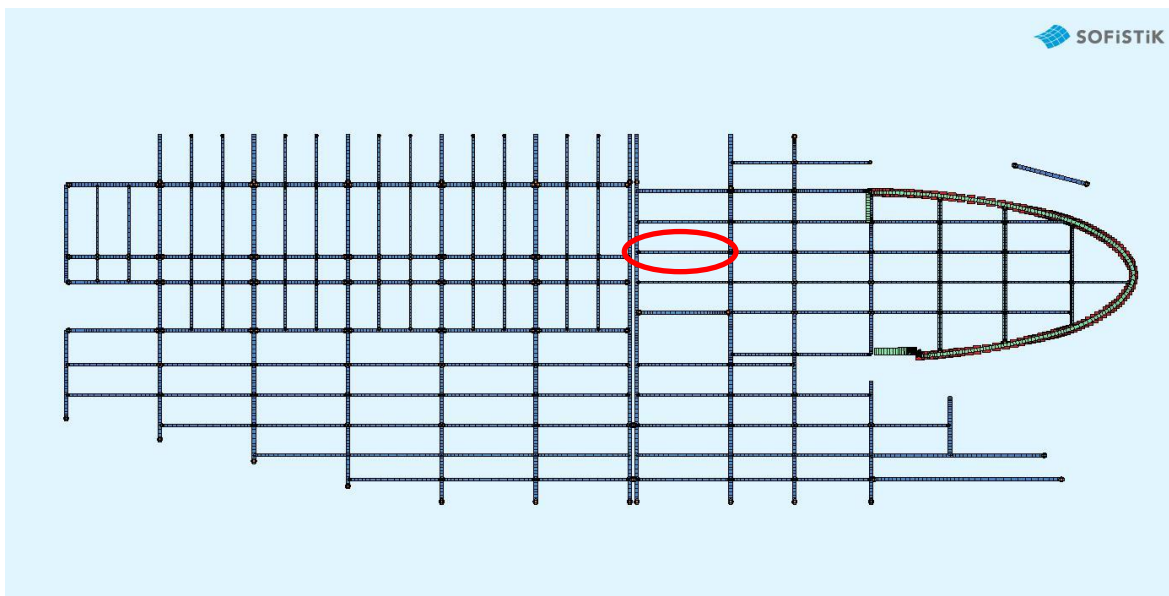
Βέλος λόγω κινητών: $\delta_3 = 1,2315\text{cm} < L/300 = 1,56\text{cm}$

$$\delta_{\text{ολ}} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 5,675\text{cm} > \delta_{\varepsilon\tau}$$

Εφόσον το βέλος της δοκού είναι μεγαλύτερο από το επιτρεπόμενο θα δώσουμε ένα αρχικό αντιβέλος στη δοκό ίσο με $\delta = 3,795\text{cm}$.

3.3.2 Δευτερεύουσα δοκός

Η δευτερεύουσα δοκός της οποίας παρουσιάζεται ο έλεγχος φαίνεται στο σχήμα 3.7 κυκλωμένη με κόκκινο. Όλες οι δευτερεύουσες δοκοί έχουν σχεδιαστεί ως αμφιέριστες σύμμικτες δοκοί.



Σχήμα 3.7: Δευτερεύουσα δοκός HEA 200

$$L = 7,8\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = 1.95\text{m}$$

Δρώντα εντατικά μεγέθη

$$M_{\text{Ed}} = 108 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = 117 \text{ kN}$$

Έλεγχος σε κάμψη

$$F_c = b_{\text{eff}} \cdot h_{\text{πλ}} \cdot f_{\text{cd}} = 195 \cdot (15 - 7.3) \cdot (2.5/1.5) = 2502,5 \text{ kN}$$

$$F_a = A_a \cdot f_{\text{yd}} = 53.83 \cdot 35,5 = 1910,9 \text{ kN}$$

Επειδή η δύναμη του σκυροδέματος είναι μεγαλύτερη από τη δύναμη της χαλύβδινης διατομής ($F_c > F_a$) ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος

$$z_0 = \frac{A_a \cdot f_{\text{yd}}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{\text{cd}}} = \frac{53,83 \cdot 35,5}{195 \cdot 0,85 \cdot \frac{2,5}{1,5}} = 6,91\text{cm} < 7,7\text{cm}$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = F_a \cdot \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 1910,9 \cdot \left(24,5 - \frac{6,91}{2} \right) = 402,15 \text{ kNm} > M_{\text{Ed}}$$

Έλεγχος σε διάτμηση

$$A_v = 18,08\text{cm}^2$$

$$h_w / t_w = 170 / 6,5 = 26,15 < 72 \cdot \varepsilon / \eta = 72 \cdot 0,81 / 1 = 58,32$$

$$V_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_v \cdot f_{\text{yk}}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{18,08 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 370,56 \text{ kN} > V_{\text{Ed}}$$

Δεν απαιτείται έλεγχος αλληλεπίδρασης τεμνουσών δυνάμεων και ροπών κάμψης επειδή οι ακραίες τιμές τους δεν δρουν ταυτόχρονα σε κάποια διατομή της δοκού αφού είναι αμφιέριστη.

Έλεγχος ευστάθειας

Σύμφωνα με τον EC 4 για ποιότητα χάλυβα S355 και για διατομές HE ύψους μέχρι 650mm δεν υπάρχει κίνδυνος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού οπότε ο έλεγχος ευστάθειας δεν χρειάζεται να γίνει στη φάση λειτουργίας. Για τη φάση κατασκευής δημιουργήθηκε ένας καινούργιος φορέας με $E_{\text{σκυρ.}} = 0$ (πολύ μικρό) και βρέθηκαν τα εντατικά μεγέθη λόγω του ίδιου βάρους και στη συνέχεια ελέγχθηκε η δοκός μας σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Εντατικά μεγέθη

$$M_{\text{Ed}} = 64,2 \text{ kNm}$$

Εύρεση M_{cr}

$$k=1$$

$$k_w=1$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας) , } z_g = z_a - z_s = 0$$

$$C_1=1,132 \text{ , } I_t=20,98 \text{ cm}^4 \text{ , } I_z=1336 \text{ cm}^3 \text{ , } I_w=108000 \text{ cm}^6 \text{ και } G=8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Άρα } M_{cr} = 10967,53 \text{ kNcm}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \sqrt{\frac{429,5 \cdot 35,5}{10967,53}} = 1,18 \text{ και } \alpha_{Lt} = 0,21$$

$$\Phi=1,3, \text{ άρα } \chi_{Lt} = 0,54$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,54 \cdot 429,5 \cdot \frac{35,5}{1} = 82,33 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

Διαμήκης διάτμηση

$$V_1 = Z^+ = A_a \cdot f_{yd} = 53,83 \cdot 35,5 = 1910,9 \text{ kN}$$

$$V'_L = V_L \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 1910,9 \cdot \frac{108}{402,15} = 513,2 \text{ kN}$$

Όμοια με πριν τα χαλυβδόφυλλα είναι κάθετα στη διεύθυνση της δοκού οπότε έχουμε:

$$P_{Rd} = 25,93 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα } n_f = \frac{V'_L}{P_{Rd}} = \frac{513,2}{25,93} = 19,79 \rightarrow 20 \text{ ήλοι}$$

Οι ήλοι θα τοποθετηθούν ανά ίσες αποστάσεις:

$$e_L = \frac{L/2}{n_f} = \frac{7800/2}{20} = 195 \text{ mm}$$

Οι άξονες όμως δύο διαδοχικών νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου απέχουν 187,5mm οπότε τοποθετώντας έναν ήλο ανά νεύρωση εξασφαλίζεται η διατμητική σύνδεση όπως είχε υποθεθεί.

Σύμφωνα με τον πίνακα 3.8 έχουμε:

$$\min e_L = 5d = 5 \cdot 16 = 80 \text{ mm}$$

$$\max e_L = \min \{6 \cdot (h_c + h_p) ; 800 \text{ mm}\} = \min \{900; 800\} = 800 \text{ mm}$$

$$80 \text{ mm} < e_L = 187,5 \text{ mm} < 800 \text{ mm}$$

$$e_T = 100 \text{ mm} > 4d = 64 \text{ mm}$$

Έλεγχος παραμορφώσεων

$$\delta_{\text{επ}} = L / 250 = 780/250 = 3,12\text{cm}$$

Βέλος λόγω μόνιμων στη φάση κατασκευής: $\delta_1 = 5,6\text{cm}$

Βέλος λόγω πρόσθετων μόνιμων κινητών: $\delta_2 = 0,141\text{cm}$

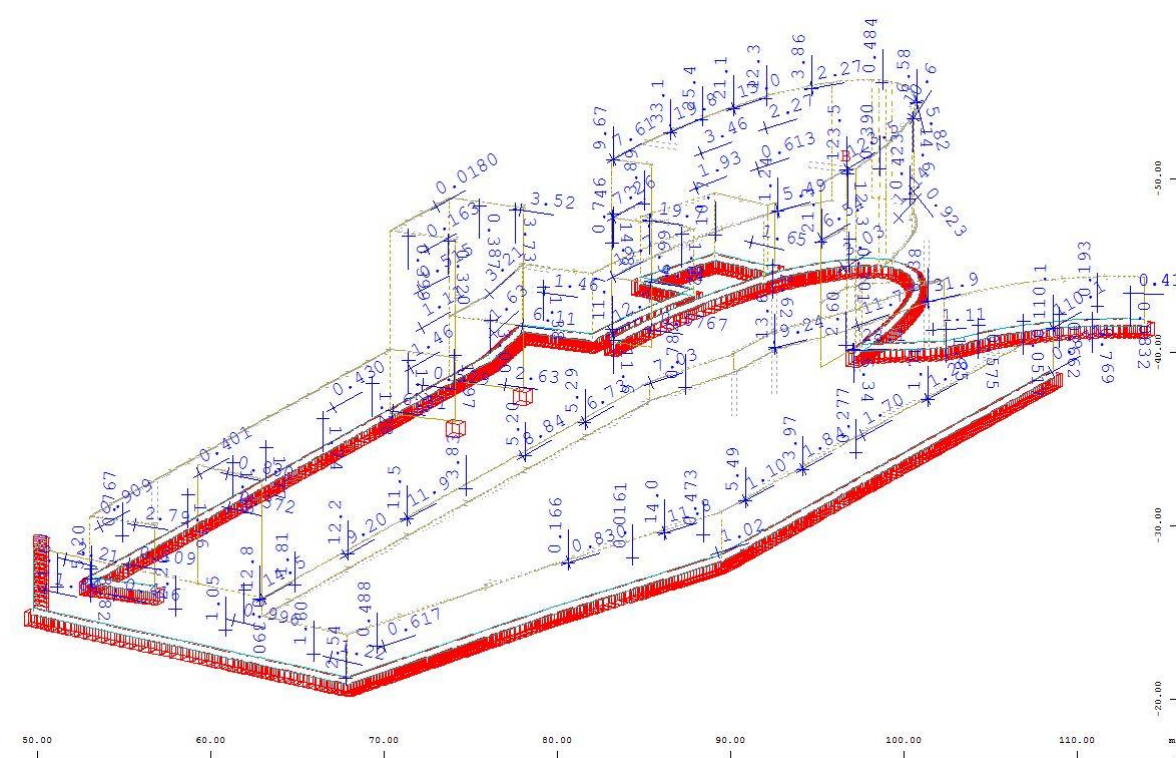
Βέλος λόγω κινητών: $\delta_3 = 0,314\text{cm} < L/300 = 2,60\text{cm}$

$$\delta_{\text{ολ}} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 6,055\text{cm} > \delta_{\text{επ}}$$

Εφόσον το βέλος της δοκού είναι μεγαλύτερο από το επιτρεπόμενο θα δώσουμε ένα αρχικό αντιβέλος στη δοκό ίσο με $\delta = 2,935\text{cm}$ ή μπορεί να γίνει προσωρινή υποστήριξη της ώστε να λειτουργήσει σαν σύμμικτη από την αρχή με $\delta = 0,6937\text{cm} < \delta_{\text{επ}}$.

3.4 Τοιχείο

Ο οπλισμός των περιμετρικών τοιχείων έγινε με το υποπρόγραμμα του Sofistik Bemess τα αποτελέσματα του οποίου φαίνονται στο σχήμα 3.8.



Σχήμα 3.8: Απαιτούμενος κατακόρυφος και οριζόντιος οπλισμός

Όπως φαίνεται και από το σχήμα 3.8 τοποθετείται ο ελάχιστος οπλισμός ενώ στα σημεία που ενώνονται οι δοκοί με τα περιμετρικά τοιχεία επιλέχθηκαν να διαμορφωθούν

περισφιγμένα άκρα (κρυφοκολώνες). Στη συνέχεια φαίνεται η διαδικασία υπολογισμού του οπλισμού των περισφιγμένων άκρων ενώ το σχέδιο βρίσκεται στο παράρτημα.

Επιλογή πάχους τοιχώματος

$$b_w \geq \max\left(150; \frac{h_{opp}}{20}\right) = \max\left(150; \frac{3850}{20}\right) = 192,5\text{mm}$$

$$b_{w0} \geq \max\left(0,15; \frac{h_{opp}}{15}\right) = \max\left(0,15; \frac{3850}{15}\right) = 260\text{mm}$$

Επιλέγουμε ενιαίο πάχος για τον κορμό και τα περισφιγμένα άκρα ίσο με $b=300\text{mm}$.

Περισφιγμένα άκρα

Στην κατασκευή μας παρουσιάζονται πολύ μικρά εντατικά μεγέθη τόσο για το σεισμικό συνδυασμό όσο και για την οριακή κατάσταση αστοχίας. Με βάση τα v_d και μ_d και τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης για τα περισφιγμένα άκρα απαιτείται το ελάχιστο μήκος και ο ελάχιστος οπλισμός.

Μήκος περισφιγμένων άκρων:

$$l_c = \max(1,5 \cdot b; 0,15 \cdot l_w) = \max(1,5 \cdot 0,3; 0,15 \cdot 7,8) = 1,2\text{m}$$

Ελάχιστο ποσοστό οπλισμού περισφιγμένων άκρων:

$$\rho_v \geq 0,005 \rightarrow \frac{A_s}{b \cdot l_c} \geq 0,005 \rightarrow \frac{A_s}{30 \cdot 120} \geq 0,005 \rightarrow A_s = 18 \text{ cm}^2 \text{ με } A_{s,\Phi 14} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Χρειαζόμαστε 12 $\Phi 14$ δηλαδή θα βάλουμε $\Phi 14/23,4 \text{ cm}$

Έλεγχος μέγιστης απόστασης:

$$s \leq \min(25 \cdot d; 250) = \min(25 \cdot 14; 250) = 250\text{mm}$$

Άρα ικανοποιείται ο έλεγχος

Περίσφιγξη άκρων

Αρχικά εκτιμούμε ότι θα απαιτηθούν συνδετήρες με τη μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση άρα:

$$d_{\text{συνδ.}} = 8\text{mm} \text{ και } s_w \leq \min(b_0/5; 125; 6 \cdot d) = \min(300/5; 125; 6 \cdot 14) = 84\text{mm} \rightarrow \Phi 8/8,4$$

Πρέπει όμως να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \epsilon_{s,yd} \frac{b_c}{b_0} - 0,0035$$

Όπου:

ω_v = μηχανικό ποσοστό του κατακόρυφου οπλισμού του κορμού

Από το Bemess όμως γνωρίζουμε ότι χρειαζόμαστε τον ελάχιστο οπλισμό, άρα:

$$\rho_v \geq 0,0025 \rightarrow \frac{A_s}{b \cdot (l_w - 2 \cdot l_c)} \geq 0,0025 \rightarrow \frac{A_s}{30 \cdot (780 - 2 \cdot 120)} \geq 0,0025 \rightarrow$$

$$A_{s,v} = 40,5 \text{ cm}^2 \text{ και } A_{s,\Phi 10} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Άρα χρειαζόμαστε 50 $\Phi 10 \rightarrow \Phi 10/21,6 \text{ cm}$ ($216 \text{ mm} < s_w = 250 \text{ mm}$)

$$\omega_v = \frac{A_{s,v} \cdot f_{sd}}{A_{c,\text{κορμού}} \cdot f_{cd}} = \frac{52 \cdot 0,79 \cdot 435}{30 \cdot 540 \cdot 23,3} = 0,047$$

$$\mu_\phi = 2q - 1 = 6$$

Άρα έχουμε:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \cdot 6 \cdot (0,05 + 0,047) \cdot 0,00217 \cdot \frac{0,3}{0,222} - 0,0035 = 0,016$$

Αποδοτικότητα της περίσφιγξης: $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$

Τοποθετούμε έναν επιπλέον συνδετήρα που πιάνει τα 2 κεντρικά σίδερα οπότε:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot A_0} = 1 - \frac{12 \cdot 0,234^2 + 4 \cdot 0,2^2}{6 \cdot 0,3 \cdot 1,2^2} = 0,68$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) = \left(1 - \frac{8,4}{2 \cdot 30}\right) \cdot \left(1 - \frac{8,4}{2 \cdot 120}\right) = 0,83$$

$$\alpha = 0,56$$

$$\omega_{wd} \geq 0,029 \text{ όμως πρέπει } \omega_{wd} \geq 0,12$$

$$\text{Όγκος σκυροδέματος πυρήνα: } V_{\text{σκυρ.}} = s \cdot 120 \cdot 30 = 3600 \cdot s \text{ cm}^3$$

$$\text{Όγκος συνδετήρων } (\Phi 8): V_{\text{συνδ.}} = 0,5 \cdot (4 \cdot 22,2 + 2 \cdot 120 + 2 \cdot 25,6) = 190 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{wd} \geq 0,12 \rightarrow \frac{V_{\text{συνδ.}} \cdot f_{sd}}{V_{\text{σκυρ.}} \cdot f_{cd}} \geq 0,12 \rightarrow \frac{190}{3600 \cdot s} \cdot \frac{435}{23,333} \geq 0,12 \rightarrow s \leq 8,19$$

Άρα τοποθετούμε $\Phi 8/8 \text{ cm}$

Διάτμηση

$$V_{Rd,max} = a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta) =$$

$$= 1 \cdot 0,3 \cdot 0,8 \cdot 7,8 \cdot [0,6 \cdot (1 - 35/250)] \cdot 23333,33 / 2 = 11269 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 750 \text{ kN}$$

$$0,4 \cdot V_{Rd,max} = 4507,6 \text{ kN} > \varepsilon \cdot V_{Ed} = 1,5 \cdot 750 = 1125 \text{ kN}$$

Απαιτούμενοι συνδετήρες:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \geq 1,5 \cdot V_{Ed} \text{ και } \Phi 8 \text{ συνδετήρες άρα: } s = 24,1 \text{ cm}$$

Ελάχιστος οπλισμός:

$$A_{sh} = \max(0,25 \cdot A_{sv} ; 0,001 \cdot A_c)$$

$$0,001 \cdot A_c = 0,001 \cdot (7,8 - 2,4) \cdot 0,3 = 16,2 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2\Phi 8/30$$

$$A_{sv} = 2 \Phi 8/20 \rightarrow A_{sh} = 2 \Phi 8/80$$

Τίθενται $\Phi 8/20$

3.5 Αντισεισμικός σχεδιασμός

3.5.1 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών ικανοποιείται αν υπό τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στη ‘απαίτηση μη κατάρρευσης’ οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma = \frac{dr}{h} \cdot \frac{q}{2,5} \leq \gamma_{\max}$$

Όπου:

γ = η γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου

dr (drift) = η σχετική μετακίνηση του εξεταζόμενου ορόφου με τον υπερκείμενό του

h = το ύψος του ορόφου

q = ο συντελεστής συμπεριφοράς

$$\gamma_{\max} = 0,0075$$

Πίνακας 3.9: Αποτελέσματα ελέγχου για σεισμική διέγερση κατά x

Όροφος	dr (mm)	h (m)	γ
Υπόγειο	0,174	3,85	$6,33 \cdot 10^{-5} < 7,5 \cdot 10^{-3}$
Υπόγειο	0,625	2,70	$3,24 \cdot 10^{-4} < 7,5 \cdot 10^{-3}$
Ισόγειο	2,40	3,60	$9,33 \cdot 10^{-4} < 7,5 \cdot 10^{-3}$
1 ^{ος}	0,54	3,50	$2,16 \cdot 10^{-4} < 7,5 \cdot 10^{-3}$

Πίνακας 3.9: Αποτελέσματα ελέγχου για σεισμική διέγερση κατά y

Όροφος	dr (mm)	h (m)	γ
Υπόγειο	0,784	3,85	$2,85 \cdot 10^{-4} < 7,5 \cdot 10^{-3}$
Υπόγειο	1,93	2,70	$1,00 \cdot 10^{-3} < 7,5 \cdot 10^{-3}$
Ισόγειο	4,184	3,60	$1,63 \cdot 10^{-3} < 7,5 \cdot 10^{-3}$
1 ^{ος}	1,05	3,50	$4,2 \cdot 10^{-4} < 7,5 \cdot 10^{-3}$

3.5.2 Έλεγχος φαινομένων δευτέρας τάξεως

Κατά την ανάλυση του φορέα πρέπει να εξεταστεί αν απαιτείται ή όχι να ληφθούν υπόψη οι επιρροές 2^{ης} τάξης. Ο έλεγχος γίνεται ανά όροφο με τη βοήθεια της παρακάτω σχέσης, η ικανοποίηση της οποίας εκφράζει ότι αρκεί η επίλυση με θεωρία 1^{ης} τάξης.

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed} \cdot h}{V_{Ed} \cdot dr} \geq 10$$

Όπου:

V_{Ed} = δρώντα κατακόρυφα φορτία στη βάση του ορόφου

H_{Ed} = δρώντα οριζόντια φορτία στην κορυφή του ορόφου

h = ύψος ορόφου

dr = η σχετική μετακίνηση του ορόφου

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε το υποπρόγραμμα Buckling Eigenvalues του Sofistik για τον προσδιορισμό του α_{cr} , τα αποτελέσματα του οποίου φαίνονται στην εικόνα 3.4.

LC 2001 Buckling	1 fact	15.57
LC 2002 Buckling	2 fact	16.92
LC 2003 Buckling	3 fact	17.16
LC 2004 Buckling	4 fact	17.58
LC 2005 Buckling	5 fact	17.78
LC 2006 Buckling	6 fact	17.84
LC 2007 Buckling	7 fact	19.16
LC 2008 Buckling	8 fact	30.78
LC 2009 Buckling	9 fact	32.34
LC 2010 Buckling	10 fact	34.19
LC 2011 Buckling	11 fact	35.55
LC 2012 Buckling	12 fact	38.04
LC 2013 Buckling	13 fact	41.34
LC 2014 Buckling	14 fact	42.65
LC 2015 Buckling	15 fact	43.81

Εικόνα 3.4: α_{cr}

Άρα ικανοποιείται $\alpha_{cr} > 10$ και η επίλυση γίνεται με θεωρία 1^{ης} τάξης.

3.5.3 Ικανοτικός σχεδιασμός

Ο στόχος του ικανοτικού σχεδιασμού είναι η μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας της κατασκευής μας χωρίς ολική ή μερική αστοχία. Αυτό επιτυγχάνεται με την ιεράρχηση των βλαβών και την εξασφάλιση εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά.

3.5.3.1 Υποστύλωμα

Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων έγινε με τα επαυξημένα εντατικά μεγέθη που δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot V_{Ed,E}$$

Όπου:

$N_{Ed,G}$ = η αξονική δύναμη λόγω του συνδυασμού φόρτισης G+0,3Q

$M_{Ed,G}$ = η καμπτική ροπή λόγω του συνδυασμού φόρτισης G+0,3Q

$V_{Ed,G}$ = η τέμνουσα δύναμη λόγω του συνδυασμού φόρτισης G+0,3Q

$N_{Ed,E}$ = η αξονική δύναμη λόγω της σεισμικής δράσης

$M_{Ed,E}$ = η καμπτική ροπή λόγω της σεισμικής δράσης

$V_{Ed,E}$ = η τέμνουσα δύναμη λόγω της σεισμικής δράσης

$\gamma_{ov} = 1,25$ συντελεστής υπεραντοχής

Ω_{min} = η ελάχιστη τιμή του συντελεστή εκμετάλλευσης των δοκών

Καταρχάς βρέθηκε η ελάχιστη τιμή του συντελεστή εκμετάλλευσης για τις δοκούς $\Omega_{miin} = 1,11$. Στη συνέχεια δημιουργήθηκε ένας καινούργιος συνδυασμός φόρτισης μέσω του Define Combinations του Sofistik με τους καινούργιους συντελεστές στα μόνιμα και τα κινητά φορτία τα οποία συνδυάστηκαν με τις σεισμικές δράσεις των οποίων η επαλληλία κατά x και y έγινε με τους συντελεστές 1,52 και 0,46 αντί για τους 1,00 και 0,3. Τέλος τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν με τα υποπρογράμματα AQB και BDK του Sofistik και βρέθηκαν ότι επαρκούν.

4 Συνδέσεις

4.1 Εισαγωγή

Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι σκοπός των συνδέσεων είναι: α) η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και β) η αποκατάσταση συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

Στην παρούσα εργασία θα δειχθούν ενδεικτικά οι συνδέσεις:

- Κύριας δοκού HEB 400 με υποστύλωμα HEB 500
- Έδραση υποστυλώματος HEB 300
- Δοκού HEA 300 με δοκό HEA 300
- Δευτερεύουσας δοκού HEA 200 με κύρια δοκό HEA 300
- Δοκού HEA 300 στο τοιχείο

4.2 Σύνδεση κύριας δοκού HEB 400 με υποστύλωμα HEB 500

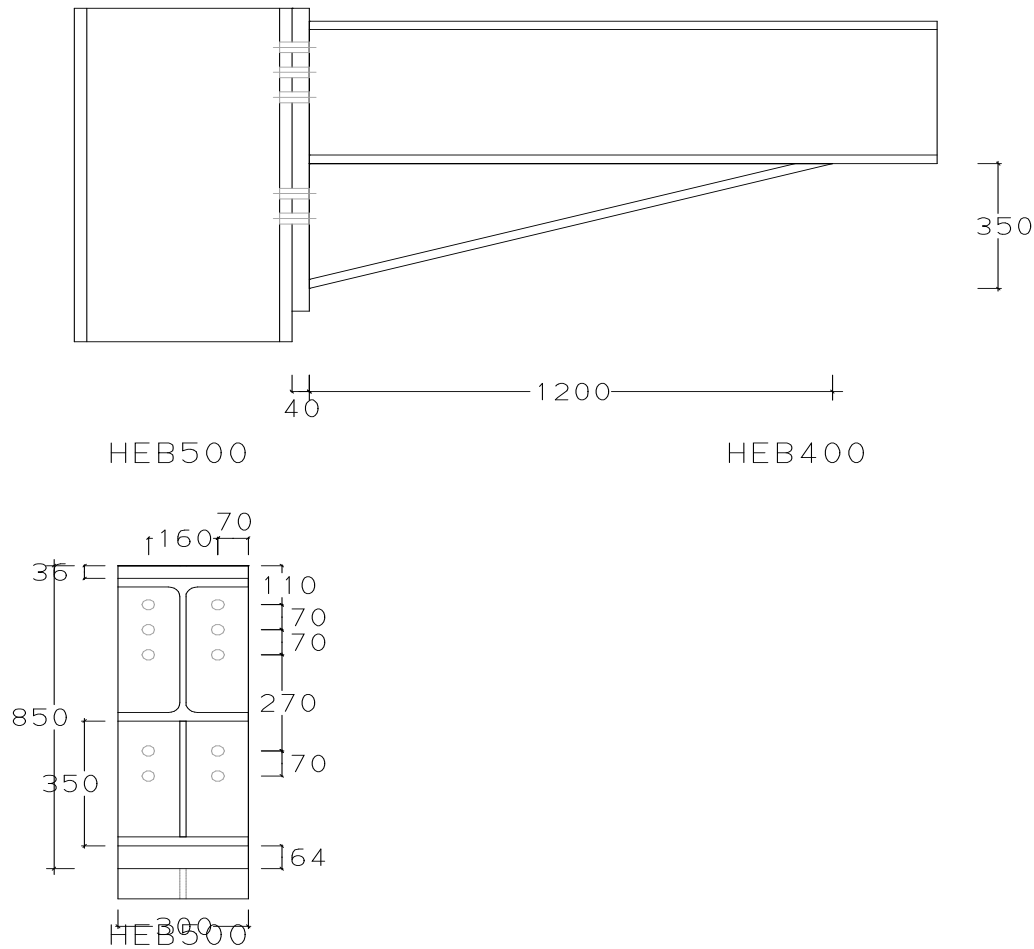
Για τον έλεγχο της σύνδεσης αυτής χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Instant.

ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	
Αρχείο	_HEB500_HEB400

ΜΟΝΑΔΕΣ	
Μήκος	mm
Δύναμη	kN
Γωνία	deg

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	
Κανονισμός	ENV(1993-1-1)
γM_0	1.10
γM_B (διάτμηση)	1.25
γM_B (εφελκυσμός)	1.25
γM_w	1.25
γM_2	1.25

HEB500_HEB400



ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Δεδομένα διατομών συνδεόμενων μελών

<i>Γεωμετρικά & μηχανικά χαρακτηριστικά συνδεόμενων μελών / Συνδεόμενο μέλος</i>	<i>Υποστύλωμα</i>	<i>Δεξιά Δοκός</i>	<i>Αριστερή Δοκός</i>
Διατομή	HEB500	HEB400	
Ύψος (h) (mm)	500.000	400.000	
Πλάτος πέλματος (b _f) (mm)	300.000	300.000	
Πάχος πέλματος (t _f) (mm)	28.000	24.000	
Πάχος κορμού (t _w) (mm)	14.500	13.500	
Ακτίνα καμπυλότητας r (mm)	27.000	27.000	
Εμβαδόν διατομής A (mm ²)	23860.000	19780.000	
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα I _z (mm ⁴)	1071800000.000	576800000.000	
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα W _{el,z} (mm ³)	4290000.000	2880000.000	
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα W _{pl,z} (mm ³)	4815000.000	3232000.000	

Λεδομένα υλικού συνδεδόμενων μελών

Ποιότητα Χάλυβα / Συνδεδόμενο μέλος	Υποστύλωμα	Δεξιά Δοκός	Αριστερή Δοκός
Ποιότητα υλικού	S355	S355	
Όριο διαρροής πέλματος f_y (kN/mm ²)	0.355	0.355	
Όριο αστοχίας πέλματος f_u (kN/mm ²)	0.510	0.510	
Όριο διαρροής κορμού f_y (kN/mm ²)	0.355	0.355	
Όριο αστοχίας κορμού f_u (kN/mm ²)	0.510	0.510	

Λεδομένα κλίσης δεξιάς δοκού

Γωνία	0.00deg
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h')	400.00mm

Λεδομένα μετωπικής πλάκας

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά & τύπος πλάκας				
Ύψος (h_p) (mm)	Πλάτος (b_p) (mm)	Πάχος (t_p) (mm)	Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού (mm)	Τύπος μετωπικής πλάκας
850.000	300.000	40.000	36.000	Μη προεξέχουσα εξωτερική

Λεδομένα ενίσχυσης κόμβου

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ενίσχυσης κόμβου					
Ύψος (h) (mm)	Πλάτος πέλματος (b_f) (mm)	Πάχος πέλματος (t_f) (mm)	Πάχος κορμού (t_w) (mm)	Μήκος (l_h) (mm)	Γωνία (a_h) (deg)
350.000	300.000	24.000	13.500	1200.000	16.260

Λεδομένα κοιλιών

Χαρακτηριστικά κοιλιών	
Τύπος	Κανονικοί
Διάμετρος d	27.00
Διάμετρος οπής (d_0)	30.00
Εμβαδόν κοιλία A (mm ²)	573.00
Εμβαδόν εφελκυσμού κοιλία A_s (mm ²)	459.00
Πάχος κεφαλής κοιλία k (mm)	17.00
Πάχος παξιμαδιού m (mm)	22.00
Ποιότητα	10.9
Όριο διαρροής f_{yb} (kN/mm ²)	0.900
Όριο αστοχίας f_{ub} (kN/mm ²)	1.000
Το επίπεδο διάτμησης είναι	εντός σπειρώματος

Λεδομένα τοπολογίας κοιλιών

Τοπολογία κοιλιών	
Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοιλιών & το άκρο της μετωπικής πλάκας e_1 (mm)	110.00
Οριζόντια απόσταση κοιλιών & το άκρο της μετωπικής πλάκας e_2 (mm)	70.00
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοιλιών w (mm)	160.00
Απόσταση μεταξύ των σειρών 1 & 2 $p(1)$ (mm)	70.00

Τοπολογία κοχλιών	
Απόσταση μεταξύ των σειρών 2 & 3 p(2) (mm)	70.00
Απόσταση μεταξύ των σειρών 3 & 4 p(3) (mm)	270.00
Απόσταση μεταξύ των σειρών 4 & 5 p(4) (mm)	70.00

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [PERIVALOUSA]

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)

	Αξονική (N_{sd}) (kN)	Τέμνουσα (V_{sd}) (kN)	Ροπή (M_{sd}) (kN.mm)
Δεξιά δοκός	0.00	400.00	650000.00
Υποστώλωμα	0.00	0.00	0.00

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ {J.3.5.2}

Εμβαδόν διάτμησης κορμού υποστυλώματος A_{vc}	8978.00mm ²
Συντελεστής β	1.00
Πλαστική ροπή σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος $V_{wp,Rd}$	1505.56kN
Πλαστική ροπή σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος $V_{wp,Rd}/\beta$	1505.56kN

ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.5}

Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα J.25)

e	70.00mm
e_{min}	70.00mm
m	51.15mm
n	63.94mm

ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ Τ/Πίνακας J.6

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

Σειρά κοχλιών	Ενεργό μήκος $l_{eff,1}$ (mm)	Ενεργό μήκος $l_{eff,2}$ (mm)
1	256.050	256.050
2	292.100	292.100
3	292.100	292.100

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

Ομάδα κοχλιών	Ενεργό μήκος $l_{eff,1}$ (mm)	Ενεργό μήκος $l_{eff,2}$ (mm)
1+2	326.050	326.050
2+3	362.100	362.100
1+2+3	396.050	396.050

ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ {J.3.5.5.2}

Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κοιλία	330.48kN
Διαμήκειες θλιπτικές τάσεις στο πέλμα	0.00kN/mm ²
Μειωτικός συντελεστής k_{fc} που οφείλεται στις διαμήκειες θλιπτικές τάσεις	1.00

Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό πέλματος ισοδύναμης ένωσης βραχέως T

$M_{pl.1.Rd}$	Πλαστική αντοχή σχεδιασμού για την ισοδύναμη ένωση βραχέως T για την αστοχία 1 (J.7a J.7b)
$M_{pl.2.Rd}$	Πλαστική αντοχή σχεδιασμού για την ισοδύναμη ένωση βραχέως T για την αστοχία 2 (J.7a J.7b)
Αστοχία 1	Πλήρης διαρροή πέλματος
Αστοχία 2	Αστοχία κοιλίων με διαρροή πέλματος
Αστοχία 3	Αστοχία κοιλίων
Αντοχή σχεδιασμού	Η ελάχιστη αντοχή από τις τρεις πιθανές αστοχίες
$F_{t.fc.Rd}$	

1) Σειρές κοιλίων/ανεξάρτητες

Σειρά κοιλίων	$M_{pl.1.Rd}$ (kN.mm)	$M_{pl.2.Rd}$ (kN.mm)	Αστοχία 1 (kN)	Αστοχία 2 (kN)	Αστοχία 3 (kN)	Αντοχή σχεδιασμού $F_{t.fc.Rd}$ (kN)
1	16196.325	16196.325	1266.575	648.661	660.960	648.661
2	18476.652	18476.652	1444.899	688.289	660.960	660.960
3	18476.652	18476.652	1444.899	688.289	660.960	660.960

2) Σειρές κοιλίων/τμήμα της ομάδας κοιλίων

Ομάδα κοιλίων	$M_{pl.1.Rd}$ (kN.mm)	$M_{pl.2.Rd}$ (kN.mm)	Αστοχία 1 (kN)	Αστοχία 2 (kN)	Αστοχία 3 (kN)	Αντοχή σχεδιασμού $F_{t.fc.Rd}$ (kN)
1+2	20624.143	20624.143	1612.836	1092.808	1321.920	1092.808
2+3	22904.471	22904.471	1791.161	1132.436	1321.920	1132.436
1+2+3	25051.961	25051.961	1959.098	1536.955	1982.880	1536.955

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.7}

Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα J.28)

e	70.00mm
m	61.94mm

ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ T/Πίνακας J.8

1) Σειρές κοιλίων/ανεξάρτητες

Σειρά κοιλίων	Ενεργό μήκος $l_{eff.1}$ (mm)	Ενεργό μήκος $l_{eff.2}$ (mm)
1	389.157	431.293
2	335.245	335.245
3	340.897	340.897

Σειρά κοχλιών Νο 1

Γεωμετρικά στοιχεία (Εξίσωση J.27)

m_1	61.94mm
m_2	33.03mm
λ_1	0.4694
λ_2	0.2503
α	6.963

Σειρά κοχλιών Νο 3

Γεωμετρικά στοιχεία (Εξίσωση J.27)

m_1	61.94mm
m_2	145.03mm
λ_1	0.4694
λ_2	1.0992
α	5.504

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

Ομάδα κοχλιών	Ενεργό μήκος $l_{eff,1}$ (mm)	Ενεργό μήκος $l_{eff,2}$ (mm)
1+2	501.293	501.293
2+3	410.897	410.897
1+2+3	576.945	576.945

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΜΕΤΩΠΙΚΗΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ T {J.3.2.1}

$M_{pl,1,Rd}$	Πλαστική αντοχή σχεδιασμού για την ισοδύναμη ένωση βραχέως T για την αστοχία 1 (J.7a J.7b)
$M_{pl,2,Rd}$	Πλαστική αντοχή σχεδιασμού για την ισοδύναμη ένωση βραχέως T για την αστοχία 2 (J.7a J.7b)
Αστοχία 1	Πλήρης διαρροή πέλματος
Αστοχία 2	Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος
Αστοχία 3	Αστοχία κοχλιών
Αντοχή σχεδιασμού $F_{t,ep,Rd}$	Η ελάχιστη αντοχή από τις τρεις πιθανές αστοχίες

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

Σειρά κοχλιών	$M_{pl,1,Rd}$ (kN.mm)	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.mm)	Αστοχία 1 (kN)	Αστοχία 2 (kN)	Αστοχία 3 (kN)	Αντοχή σχεδιασμού $F_{t,ep,Rd}$ (kN)
1	33962.809	37640.094	2193.403	921.258	660.960	660.960
2	29257.760	29257.760	1889.539	794.192	660.960	660.960
3	29751.006	29751.006	1921.394	801.669	660.960	660.960

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

Ομάδα κοχλιών	$M_{pl,1,Rd}$ (kN.mm)	$M_{pl,2,Rd}$ (kN.mm)	Αστοχία 1 (kN)	Αστοχία 2 (kN)	Αστοχία 3 (kN)	Αντοχή σχεδιασμού $F_{t,ep,Rd}$ (kN)
1+2	43749.184	43749.184	2825.431	1364.543	1321.920	1321.920

Ομάδα κοχλιών	$M_{pl.1.Rd}$ (kN.mm)	$M_{pl.2.Rd}$ (kN.mm)	Αστοχία 1 (kN)	Αστοχία 2 (kN)	Αστοχία 3 (kN)	Αντοχή σχεδιασμού $F_{t,ep.Rd}$ (kN)
2+3	35860.102	35860.102	2315.935	1244.954	1321.920	1244.954
1+2+3	50351.520	50351.520	3251.827	1815.305	1982.880	1815.305

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.6}

Το ενεργό πλάτος του κορμού υποστ. σε εφελκυσμό είναι ίσο με το ενεργό μήκος της ισοδύναμης ένωσης βραχέως T του πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη

Ενεργό πάχος t_{weff} κορμού υποστ/τος σε εφελκυσμό 14.50mm

ω Μειωτικός συντελεστής από αλληλεπίδραση τάσεων
 $F_{t,wc.Rd}$ Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού υποστυλώματος

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

Σειρά κοχλιών	ω	$F_{t,wc.Rd}$ (kN)
1	0.9045	1083.769
2	0.8807	1203.800
3	0.8807	1203.800

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

Ομάδα κοχλιών	ω	$F_{t,wc.Rd}$ (kN)
1+2	0.8573	1308.100
2+3	0.8320	1409.799
1+2+3	0.8080	1497.408

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ {J.3.5.3}

Ενεργό πάχος t_{weff} κορμού υποστυλώματος σε θλίψη 14.50mm
Ενεργό πλάτος b_{eff} κορμού υποστυλώματος σε θλίψη 380.00mm
Μειωτικός συντελεστής ω από αλληλεπίδραση τάσεων 0.8193
Μειωτικός συντελεστής ρ για λυγισμό πλάκας 0.77
Μειωτικός συντελεστής k_{wc} που οφείλεται στις διαμήκεις θλιπτικές τάσεις 1.00
Αντοχή Σχεδιασμού σε θλίψη κορμού υποστυλώματος $F_{c,wc.Rd}$ 1122.40kN

ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.8}

Το ενεργό πλάτος του κορμού δοκού σε εφελκυσμό είναι ίσο με το ενεργό μήκος ισοδύναμης ένωσης βραχέως T της μετωπικής πλάκας σε κάμψη

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

Σειρά κοχλιών	$F_{t.wb.Rd}$ (kN)
1	1695.487
2	1460.602
3	1485.226

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

Ομάδα κοχλιών	$F_{t.wb.Rd}$ (kN)
1+2	2184.041
2+3	1790.203
1+2+3	2513.642

ΚΟΡΜΟΣ ΚΑΙ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ {J.3.5.4}

Αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενίσχυσης κόμβου $F_{c.fb.Rd}$

2230.69kN

ΑΝΤΟΧΕΣ ΚΟΧΛΙΩΝ {J.3.6.2}

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ Σ' ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΤΩΝ ΣΕΙΡΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ

Σειρές κοχλιών ανεξάρτητες & τμήμα της ομάδας κοχλιών

$V_{wp.Rd}/\beta$	Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
$F_{t.wc.Rd}$	Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό
$F_{c.wc.Rd}$	Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη
$F_{t.fc.Rd}$	Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
$F_{t.ep.Rd}$	Μετωπική πλάκα σε κάμψη
$F_{t.wb.Rd}$	Κορμός δοκού σε εφελκυσμό
$F_{c.fb.Rd}$	Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη
$1.9*B_{t.Rd}$	Κοχλίες σε εφελκυσμό

Σειρά/Ομάδα κοχλιών	$V_{wp.Rd}/\beta$ (kN)	$F_{t.wc.Rd}$ (kN)	$F_{c.wc.Rd}$ (kN)	$F_{t.fc.Rd}$ (kN)	$F_{t.ep.Rd}$ (kN)	$F_{t.wb.Rd}$ (kN)	$F_{c.fb.Rd}$ (kN)	$1.9*B_{t.Rd}$ (kN)
1	1505.557	1083.769	1122.402	648.661	660.960	1695.487	2230.691	
2	856.896	1203.800	473.741	660.960	660.960	1460.602	1582.030	627.912
1+2		659.439		444.147	673.259	1535.380		
3	412.749	1203.800	29.594	660.960	660.960	1485.226	1137.883	627.912
2+3		965.652		688.289	800.807	1346.056		
1+2+3		404.600		444.147	722.497	1420.834		

Σειρά κοχλιών	Αντοχή σχεδιασμού σ' εφελκυσμό $F_{t.Rd}$
1	648.661
2	444.147
3	29.594

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή M_{Rd}	710041.75kN.mm
Λόγος M_{Sd} / M_{Rd}	0.92 < 1
Η αντοχή σε ροπή είναι	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

Αντοχή σε διάτμηση κοχλία $F_{v,Rd}$	367.20kN
Αντοχή σε διάτμηση των σειρών κοχλιών σε διάτμηση και εφελκυσμό	314.74kN
Αντοχή σε διάτμηση των μη εφελκυσμένων σειρών κοχλιών	734.40kN
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας των εφελκυσμένων σειρών κοχλιών	1723.68kN
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας των μη εφελκυσμένων σειρών κοχλιών	1149.12kN
Αντοχή σε διάτμηση των εφελκυσμένων σειρών κοχλιών	314.74kN
Αντοχή σε διάτμηση των μη εφελκυσμένων σειρών κοχλιών	734.40kN
Συνολική αντοχή διάτμηση των σειρών κοχλιών	1049.14kN
Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση V_{Rd}	1049.14kN
Λόγος V_{Sd} / V_{Rd}	0.38 < 1.00
Η αντοχή σε διάτμηση είναι	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

Το πάχος των συγκολλήσεων του κορμού δοκού στην μετωπική πλάκα είναι	10.00mm
Η απαιτούμενη τιμή είναι	4.00mm
Το πάχος των συγκολλήσεων του πέλματος δοκού στην μετωπική πλάκα είναι	22.00mm
Η απαιτούμενη τιμή για <u>μεταθετό</u> πλαίσιο είναι	20.00mm
Η απαιτούμενη τιμή για <u>αμετάθετο</u> πλαίσιο είναι	21.00mm

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ ΟΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ Η ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

Η αντοχή του κορμού της δοκού είναι επαρκής

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.4}

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ) k_1

Μη ενισχυμένος κορμός υποστυλώματος στην διατεμνόμενη περιοχή.....:

Παράμετρος β (J.2.6.3)	1.00
Μοχλοβράχιονας z (J.4.3)	596.75mm
Συντελεστής δυσκαμψίας k_1	5.72mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ) k_2

Μη ενισχυμένος κορμός υποστυλώματος στην θλιβόμενη περιοχή.....:

Ενεργό πλάτος b_{eff} κορμού υποστυλώματος σε θλίψη	380.00mm
Ενεργό πάχος t_{weff} κορμού υποστυλώματος σε θλίψη	14.50mm
Συντελεστής δυσκαμψίας k_2	9.89mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ) k_3

Πέλμα υποστυλώματος, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.25) m

51.15mm

i=Σειρά κοχλιών	Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T l_{eff} (mm)	Συντελεστής δυσκαμψίας $k_3(i)$ (mm)
1	145.000	20.217
2	70.000	9.760
3	181.050	25.244

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ) k_4

Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό, για ενισχυμένη ή μή σύνδεση με μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό

i=Σειρά κοχλιών	Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T l_{eff} (mm)	Συντελεστής δυσκαμψίας $k_4(i)$ (mm)
1	145.000	3.774
2	70.000	1.822
3	181.050	4.712

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ) k_5

Μετωπική πλάκα, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό

i=Σειρά κοχλιών	Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T l_{eff} (mm)	Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m (mm)	Συντελεστής δυσκαμψίας $k_5(i)$ (mm)
1	264.579	61.936	60.578
2	70.000	61.936	16.027
3	208.274	61.936	47.687

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ(ΕΣ) k_7

Κοχλίες, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό

Πάχος of the bolt head

17.00mm

Πάχος of the bolt nut

22.00mm

i=Σειρά κοχλιών	Μήκος κοχλία L_b (mm)	Συντελεστής δυσκαμψίας $k_7(i)$ (mm)
1	87.500	8.393
2	87.500	8.393
3	87.500	8.393

ΕΝΕΡΓΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

i=Σειρά κοχλιών	Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας $k_{eff}(i)$ (mm)
1	2.222
2	1.201
3	2.551

ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ

i=Σειρά κοχλιών	Απόσταση μεταξύ σειράς κοχλιών και κέντρου θλίψης $h_r(i)$ (mm)
1	664.000
2	594.000
3	524.000

Ισοδύναμος μοχλοβραχίονας z

596.75mm

ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ

Ισοδύναμος συντελεστής δυσκαμψίας k_{eq}

5.91mm

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ

Ιδεατή ακαμψία S_j

1244984.38kN.mm/deg

ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Ταξινόμηση με την ακαμψία

ΑΡΘΡΩΤΗ
ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ
ΑΚΑΜΠΤΗ

για $L \leq L_1$
για $L_1 < L < L_2$
για $L_2 \leq L$

L

= μήκος συνδεόμενης ράβδου

Για μεταθετό πλαίσιο

L_1

= 849.03mm

L_2

= 1584.41mm

Για αμετάθετο πλαίσιο

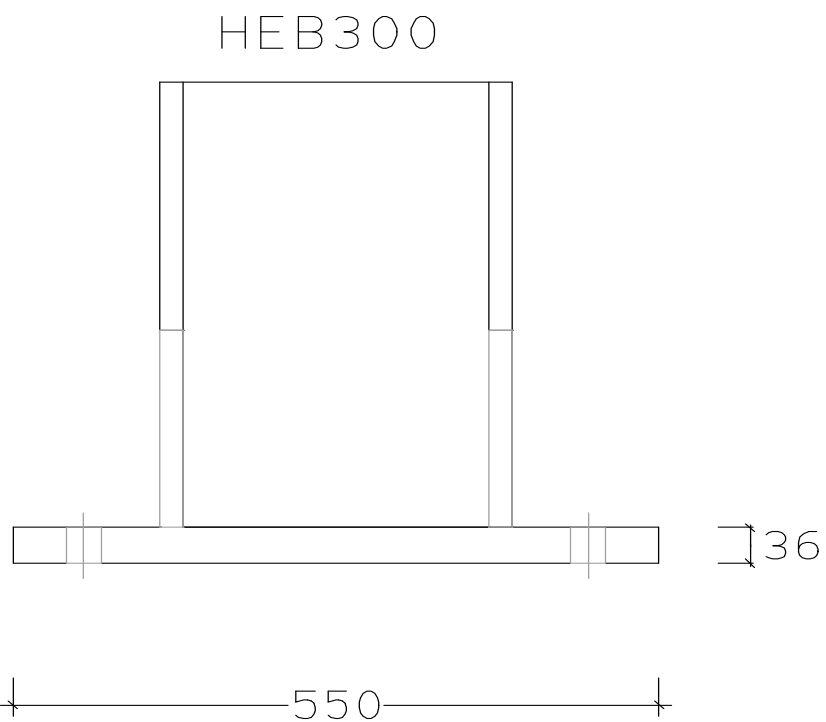
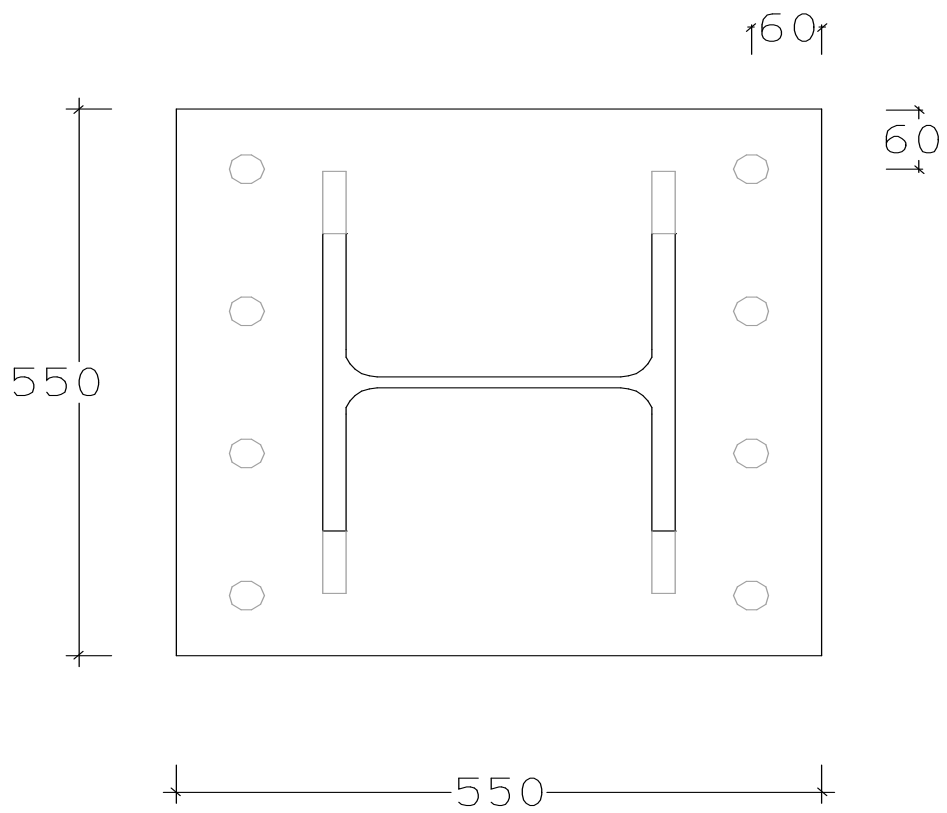
L_1

= 849.03mm

L_2

= 4251.28mm

4.3 Έδραση υποστυλώματος ΗΕΒ300



ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΟΡΦΗΣ Η (ΠΑΚΤΩΣΗ)

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Δεδομένα διατομών συνδεδεμένων μελών

Γεωμετρικά & μηχανικά χαρακτηριστικά συνδεδεμένων μελών / Συνδεδεμένο μέλος	Υποστόλωμα
Διατομή	HEB300
Ύψος (h) (mm)	300.000
Πλάτος πέλματος (b_f) (mm)	300.000
Πάχος πέλματος (t_f) (mm)	19.000
Πάχος κορμού (t_w) (mm)	11.000
Ποιότητα υλικού	S355
Όριο διαρροής f_{yb} (kN/mm ²)	0.355

Δεδομένα πλάκας έδρασης

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	
Πλευρά (h_p) (mm)	550.000
Πλευρά (b_p) (mm)	550.000
Πάχος (t_p) (mm)	36.000
Ποιότητα υλικού	S355
Όριο διαρροής f_{yb} (kN/mm ²)	0.000
Πάχος συγκόλλησης στον κορμό (a_w) (mm)	10.000
Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα (a_f) (mm)	20.000

Δεδομένα σκυροδέματος

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	
Ποιότητα	C25
Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού (kN/mm ²)	0.01667
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού (kN/mm ²)	0.00120
Μέτρο Ελαστικότητας (kN/mm ²)	31.000
Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_c	1.500

Δεδομένα αγκυρίων (με πλάκα αγκύρωσης)

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά	
Διάμετρος (d) (mm)	27.000
Ποιότητα	8.8
Όριο διαρροής f_{yb} (kN/mm ²)	0.640
Απόσταση (r) (mm)	50.000
Μήκος (l) (mm)	500.000
Πάχος (t) πλάκας αγκύρωσης (mm)	10.000

Τοπολογία αγκυρίων	
Αριθμός αγκυρίων	8
Απόσταση s των αγκυρίων μεταξύ τους (mm)	60.000
Απόσταση a_2 αγκυρίων από πέλμα υποστυλώματος (mm)	60.000

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [PERIVALOUSA]

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

	Αξονική (N_{sd}) (kN)	Τέμνουσα (V_{sd}) (kN)	Ροπή (M_{sd}) (kN.mm)
Υποστώλωμα	1862.00	110.00	110000.00

ΑΝΤΟΧΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

Πλάτος επιρροής θλίψης περί την διατομή υποστυλώματος (c) 112.02mm
Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση κάτω από την πλάκα (f_{jd}) 0.01kN/mm²

ΕΝΕΡΓΕΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ ΘΛΙΒΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ

Επιφάνεια ενεργού ζώνης θλίψης πέλματος 127356.91mm²
Επιφάνεια ενεργού ζώνης θλίψης κορμού 8923.60mm²

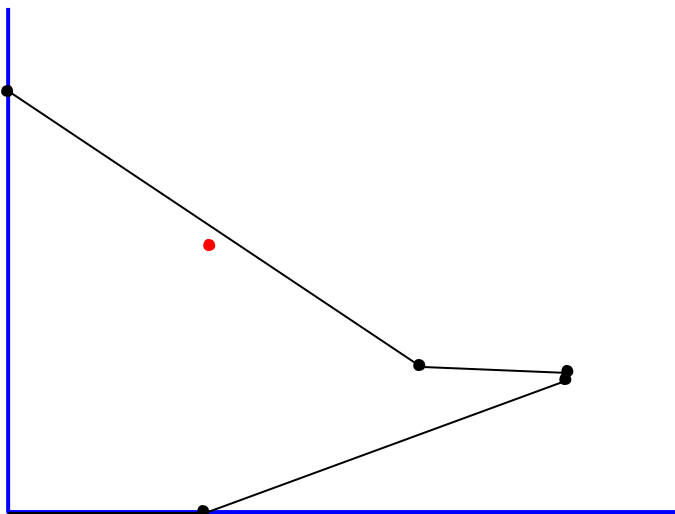
ΕΝΕΡΓΑ ΜΗΚΗ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ

Μήκος ενεργού ζώνης εφελκυσμού πέλματος l_{effa} 137.50mm

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

Εφελκυστική αντοχή αγκυρίων σειράς α 488.13kN

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΔΞΟΝΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΚΑΙ ΚΑΜΨΗΣ



Σημεία	$NiRDi$	$MiRdi$
ο	0.00	107436.16

<i>Σημεία</i>	<i>NiRDi</i>	<i>MiRdi</i>
λ	926.95	303765.16
μ	976.53	304235.72
ξ	1026.10	224509.38
ν	2929.30	0.00

Σημείο Οριακών Δράσεων Nsd: 1862.00 Msd: 110000.00

Η αντοχή είναι

ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Ορθή τάση	0.04kN/mm ²
Διατμητική τάση	0.00kN/mm ²
Ισοδύναμη τάση	0.04kN/mm ²
Αντοχή	0.26kN/mm ²
Λόγος	0.15
Η αντοχή είναι	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

Αντίσταση τριβής μεταξύ πλάκας και εξυγίανσης (Ff,Rd)	372.40kN
Δεν απαιτείται στοιχείο διάτμησης	

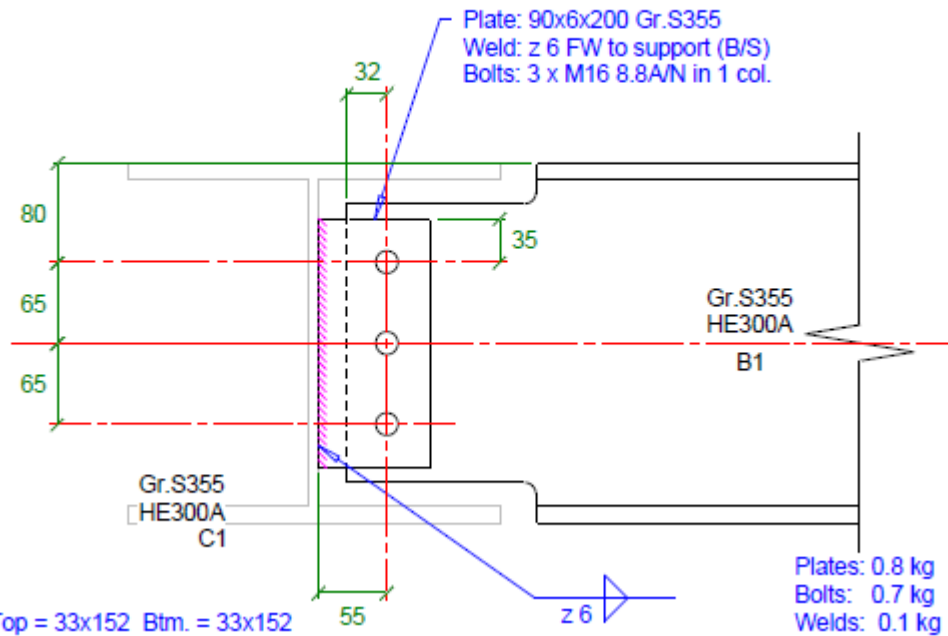
ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

Αστοχία Χάλυβα (NRd,s)	235.01kN
Αντοχή κώνου εξόλκευσης αγκυρίου (NoRk,c)	2049.73kN
Αντοχή Αγκυρίου σε εξόλκευση (NRd,p)	3023.09kN
Εφελκυστική Δράση Αγκυρίου (FtRd)	488.13kN
Λόγος FtRd / NRd,a	0.52
Η αντοχή είναι	ΕΠΑΡΚΗΣ

4.4 Σύνδεση δοκού HEA 300 με δοκό HEA 300

Για τον έλεγχο αυτής της σύνδεσης χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Limcon.

CONNECTION: HEA300-HEA300 - Fin Plate



Connection: HEA300-HEA300
 Type: Fin Plate
 Country: Europe
 Units: SI metric
 Design code: EC3

.gammaM0 1.000
 .gammaM1 1.000
 .gammaM2 1.250
 .gammaM3 1.250
 .gammaM3ser 1.100
 .gammaM7 1.100

Beam: Mark=B1 Section=HE300A Grade=S355 Span=8.0 m
 h = 290 mm Root rad. = 27 mm fyf = 355 N/mm2
 b = 300 mm Area = 1.1300E+04 fyw = 355 N/mm2
 tf = 14.0 mm Wel = 1260000 fu = 490 N/mm2
 tw = 8.5 mm Wpl = 1383000
 .Section shear resistance 773.7 kN
 .Section tension resistance 3986.6 kN
 .Section compression resistance 4011.5 kN
 Top cope depth 33 mm
 Top cope length 152 mm
 Bottom cope depth 33 mm
 Bottom cope length 152 mm

Note 2
 EC3 1-1 (6.7)
 EC3 1-1 (6.10)

Plate:
 200x90x6 Gr./fy/fu=S355/355/490MPa

Bolts:
 3 x M16 8.8A/N in 1 column.
 Bolt pitch, sp 65 mm
 Support to bolt column, sgl 55 mm

Weld:
 z 6 FW to support.

Support: Mark=C1 Section=HE300A Grade=S355
 h = 290 mm Root rad. = 27 mm fyf = 355 N/mm2
 b = 300 mm Area = 1.1300E+04 fyw = 355 N/mm2
 tf = 14.0 mm Wel = 1260000 fu = 490 N/mm2
 tw = 8.5 mm Wpl = 1383000
 .Section compression resistance 4011.5 kN
 Connection to beam web.
 Unspecified support condition.
 (Weld and bolt group checked for full eccentricity moment.)

BILL OF MATERIALS

Plates:
 1 no. - 200x90x6 Grade=S355 0.8 kg
 Bolts:
 3 no. - M16 8.8A/N x 50 long 0.7 kg
 Welds:
 400 mm - FW 6 fu=500MPa 0.1 kg

MINIMUM SHEAR FORCE CHECK

Input design actions are not automatically increased if they are less than the specified minimum actions. Minimum actions may be set in any load case. This check warns if the shear force is less than the specified minimum (40 kN) for all load cases.
 * Shear force exceeds specified minimum in at least one load case.

INPUT DESIGN ACTIONS

Shear, VEd 80.0 kN
 Axial, NEd 0.0 kN
 Bolt group eccentricity 55.0 mm
 Max. eccentricity moment 4.40 kN.m

Using SCI/BCSA D212 model...

GEOMETRY CHECKS

CHECK 1 - Detailing Requirements:

Ref. 10: Joints in Steel Construction - Simple Connections (D212)
 Publication D212 - SCI & BCSA - 2002

== This is an EXTENDED CONFIGURATION connection. ==

Parameter	Value	Limit	Pass
Plate fillet weld leg	6.0	4.8	Yes
Plate depth	200	174	Yes
Plate thickness	6.0	6.7	Yes
Plate vertical edge distance	35	32	Yes
Plate horizontal edge distance	35	32	Yes
Web horizontal edge distance	32	32	Yes
Web top vertical edge distance	47	32	Yes
Web bottom vertical edge distance	47	32	Yes

DESIGN RESISTANCE CHECKS

Check	Design action	Design resistance	Capacity ratio	Reference
CHECK 2 - Weld:				
Weld length (each side)	200 mm			
Weld design moment	4.40 kN.m			
Weld resistance (elastic)	221.2	> VEd = 80.0	2.76	Pass
CHECK 3 - Bolts:				
Bolt group: 3 x M16 8.8A/N				
Bolt group design eccentricity	55.0 mm			
Bolt group design moment	4.40 kN.m			
Single bolt shear resistance	60.3 kN			EC3 1-8 T3.4
Zb	1.857			
Ze	0.788			
Bolt group shear resistance	111.9	> VEd = 80.0	1.40	Pass
Plate bearing resistance	174.7	> VEd = 80.0	2.18	Pass EC3 1-8 T3.4
Web bearing resistance	247.4	> VEd = 80.0	3.09	Pass EC3 1-8 T3.4
Plate vert. tearing (top)	182.9	> VEd = 80.0	2.29	Pass EC3 1-8 T3.4
Web vert. tearing (int.)	381.3	> VEd = 80.0	4.77	Pass EC3 1-8 T3.4
Web vert. tearing (top)	348.0	> VEd = 80.0	4.35	Pass EC3 1-8 T3.4
Plate horis. tearing (ext.)	144.1	> VEd = 80.0	1.80	Pass EC3 1-8 T3.4
Web horis. tearing (ext.)	186.7	> VEd = 80.0	2.33	Pass EC3 1-8 T3.4
CHECK 4 - Plate:				
Plate shear yield resistance	193.7	> VEd = 80.0	2.42	Pass Ref.57 p.6
Plate shear rupture resistance	198.3	> VEd = 80.0	2.48	Pass Ref.57 p.6
Flexural yield resistance	387.3	> VEd = 80.0	4.84	Pass EC3 1-1 (6.13)
Flexural rupture resistance	427.6	> VEd = 80.0	5.35	Pass SCM13 II.A-19
Flexural resistance reduced for shear	387.3	> VEd = 80.0	4.84	Pass EC3 1-1 6.2.8
Block shear resistance	178.1	> VEd = 80.0	2.23	Pass EC3 1-8 (3.10)
NOTE: Plate is extended in direction of span. End of beam must be laterally restrained. Beam copes not permitted with extended plate.				
Long fin plate buckling resistance	232.4	> VEd = 80.0	2.90	Pass SCM13 p.9-8
CHECK 5 - Beam Shear:				
Double-coped web shear yield resistance	390.2	> VEd = 80.0	4.88	Pass EC3 1-1 (6.18)
Double-coped web shear rupture resistance	327.0	> VEd = 80.0	4.09	Pass Ref.57 p.6
CHECK 6 - Beam Web Block Shear:				
Coped web block shear resistance	268.3	> VEd = 80.0	3.35	Pass EC3 1-8 (3.10)

CHECK 7 - Coped Beam Bending:

Coped section moment resistance	37.9 kN.m					
Coped web moment resistance	216.3	\geq	VEd	=	80.0	2.70 Pass
Estimated max. cope length	290 mm					

CHECK 8 - Beam Rotation:

Rotation for UDL (rad.)	0.012					
Rotation for contact (rad.)	0.159					
Contact rotation resistance	1086.2	\geq	VEd	=	80.0	13.6 Pass
Max. bolt shear deformation	0.8 mm					
Max. recommended deformation	6.0 mm					
Resistance at bolt deformation limit	632.1	\geq	VEd	=	80.0	7.90 Pass Informative

CHECK 9 - Coped Beam Buckling:

NOTE: Coped beam must be restrained against lateral torsional buckling.

Top cope depth	33	\leq	58			Yes
Bottom cope depth	33	\leq	58			Yes
Web yield stress, fyw	355 N/mm ²					
Web slenderness, tw/d	34.1					
Max. tw/d for cope length = D	47.8					
Max. cope length	290 mm					
Top cope length	152	\leq	290			Yes
Bottom cope length	152	\leq	290			Yes
Buckling check to AISC SCM 13th p.9-7 (Cheng, Yura, Johnston)...						
Critical stress, Fcr	2187 N/mm ²					
Critical stress, Fcr \leq Fy	355 N/mm ²					
Coped web elastic modulus	71082 mm ³					
Double-coped web buckling resistance	115.4	\geq	VEd	=	80.0	1.44 Pass Informative
Estimated max. cope length	232 mm					

CHECK 10 - Support Member:

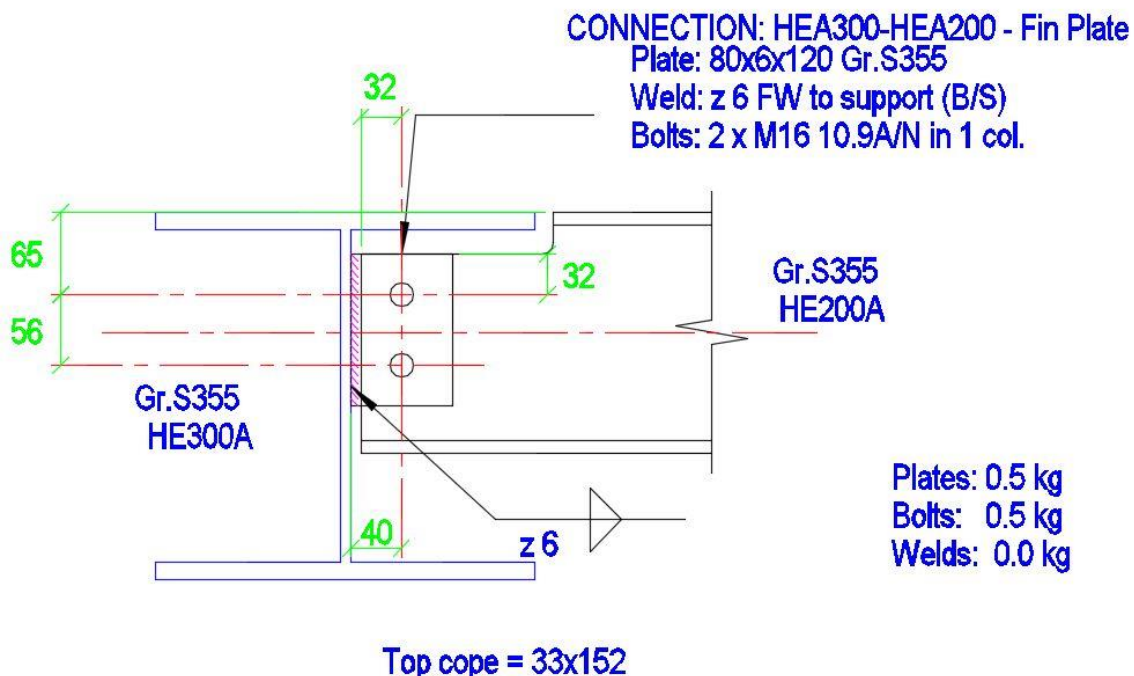
Depth of shear surface, di	200 mm					
Girder web local shear resistance	696.9	\geq	VEd	=	80.0	8.71 Pass D212 p.167
Informative checks for double-sided connection...						
Local shear resistance for beam both sides	696.9	\geq	2VEd	=	160.0	4.36 Pass

NOTES:

2. Shear yield capacity ignoring slenderness.

CRITICAL LIMIT STATE . . . Bolt group shear resistance
UTILIZATION RATIO 71%
CAPACITY RATIO 1.399 Pass

4.5 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού HEA 200 με κύρια δοκό HEA 300



Connection: HEA300-HEA200
 Type: Fin Plate
 Country: Europe
 Units: SI metric
 Design code: EC3

.gammaM0 1.000
 .gammaM1 1.000
 .gammaM2 1.250
 .gammaM3 1.250
 .gammaM3ser 1.100
 .gammaM7 1.100

Beam: Mark=B1 Section=HE200A Grade=S355 Span=4.0 m
 h = 190 mm Root rad. = 18 mm fyf = 355 N/mm2
 b = 200 mm Area = 5380 fyw = 355 N/mm2
 tf = 10.0 mm Wel = 389000 fu = 490 N/mm2
 tw = 6.5 mm Wpl = 429000
 .Section shear resistance 370.0 kN
 .Section tension resistance 1898.1 kN
 .Section compression resistance 1909.9 kN
 Top cope depth 33 mm
 Top cope length 152 mm

Plate:
 120x80x6 Gr./fy/fu=S355/355/490MPa

Bolts:
 2 x M16 10.9A/N in 1 column.
 Bolt pitch, sp 56 mm
 Support to bolt column, sgl 40 mm

Weld:
 s 6 FW to support.

Support: Mark=C1 Section=HE300A Grade=S355

h = 290 mm Root rad. = 27 mm fyf = 355 N/mm2
 b = 300 mm Area = 1.1300E+04 fyw = 355 N/mm2
 tf = 14.0 mm Wel = 1260000 fu = 490 N/mm2
 tw = 8.5 mm Wpl = 1383000
 .Section compression resistance 4011.5 kN
 Connection to beam web.
 Unspecified support condition.
 (Weld and bolt group checked for full eccentricity moment.)

EC3 1-1 (6.10)

BILL OF MATERIALS

Plates:
 1 no. - 120x80x6 Grade=S355 0.5 kg
 Bolts:
 2 no. - M16 10.9A/N x 50 long 0.5 kg
 Welds:
 240 mm - FW 6 fu=500MPa 0.0 kg

MINIMUM SHEAR FORCE CHECK

Input design actions are not automatically increased if they are less than the specified minimum actions. Minimum actions may be set in any load case. This check warns if the shear force is less than the specified minimum (40 kN) for all load cases.
 * Shear force exceeds specified minimum in at least one load case.

INPUT DESIGN ACTIONS

Shear, VEd 70.0 kN
 Axial, NEd 0.0 kN

Bolt group eccentricity 40.0 mm
 Max. eccentricity moment 2.80 kN.m

Using SCI/BCSA D212 model...

NOTE: Conventional configuration connections with one column of bolts may be checked ignoring eccentricity by selecting support type.
 Flexible -> zero weld moment, rigid -> zero bolt group moment.

GEOMETRY CHECKS

CHECK 1 - Detailing Requirements:
 Ref. 10: Joints in Steel Construction - Simple Connections (D212)
 Publication D212 - SCI & BCSA - 2002

== This is a CONVENTIONAL CONFIGURATION connection. ==

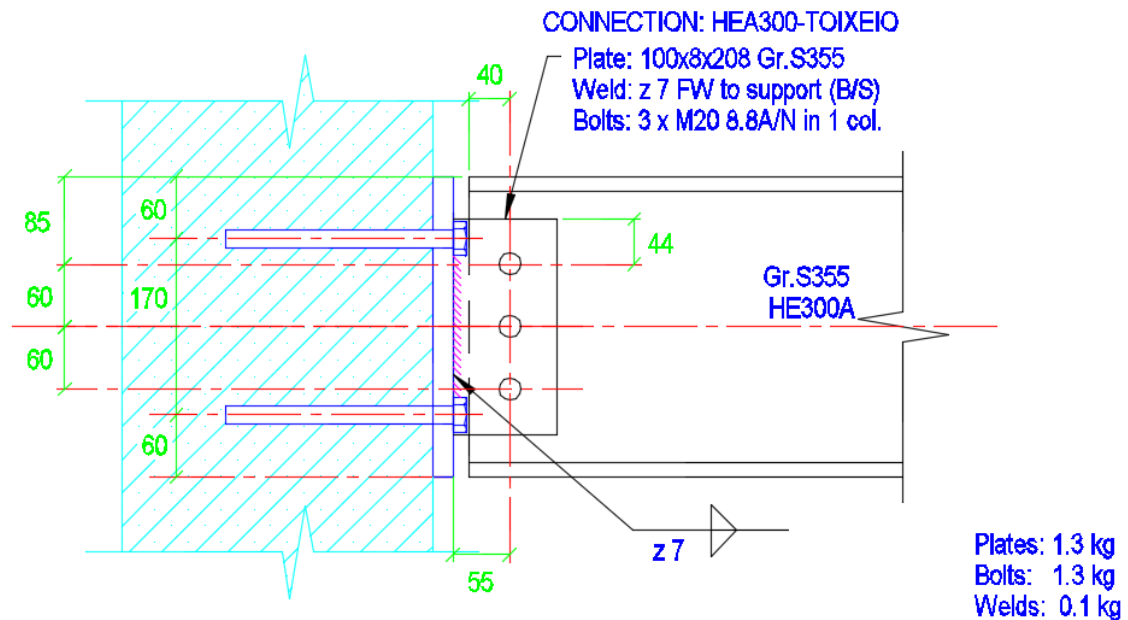
Plate fillet weld leg	6.0	≥	4.8	Yes
Plate depth	120	≥	114	Yes
Plate thickness	6.0	≤	6.7	Yes
Plate vertical edge distance	32	≥	32	Yes
Plate horizontal edge distance	40	≥	32	Yes
Web horizontal edge distance	32	≥	32	Yes
Web top vertical edge distance	32	≥	32	Yes

DESIGN RESISTANCE CHECKS

					Capacity ratio	Design action	Reference
Design resistance							
CHECK 2 - Weld:							
Weld length (each side)	120 mm						
Weld design moment	2.80 kN.m						
Weld resistance (elastic)		114.5	≥	VED	=	70.0 1.64	Pass
CHECK 3 - Bolts:							
Bolt group: 2 x M16 10.9A/N							
Bolt group design eccentricity	40.0 mm						
Bolt group design moment	2.80 kN.m						
Single bolt shear resistance	62.8 kN						EC3 1-8 T3.4
Zb	1.147						
Ze	0.700						
Bolt group shear resistance		72.0	≥	VED	=	70.0 1.03	Pass
Plate bearing resistance		107.9	≥	VED	=	70.0 1.54	Pass EC3 1-8 T3.4
Web bearing resistance		116.9	≥	VED	=	70.0 1.67	Pass EC3 1-8 T3.4
Plate vert. tearing (top)		111.5	≥	VED	=	70.0 1.59	Pass EC3 1-8 T3.4
Web vert. tearing (int.)		160.4	≥	VED	=	70.0 2.29	Pass EC3 1-8 T3.4
Web vert. tearing (top)		120.8	≥	VED	=	70.0 1.73	Pass EC3 1-8 T3.4
Plate horis. tearing (ext.)		97.6	≥	VED	=	70.0 1.39	Pass EC3 1-8 T3.4
Web horis. tearing (ext.)		84.6	≥	VED	=	70.0 1.21	Pass EC3 1-8 T3.4
CHECK 4 - Plate:							
Plate shear yield resistance		116.2	≥	VED	=	70.0 1.66	Pass Ref.57 p.6
Plate shear rupture resistance		114.1	≥	VED	=	70.0 1.63	Pass Ref.57 p.6
Flexural yield resistance		191.7	≥	VED	=	70.0 2.74	Pass EC3 1-1 (6.13)
Block shear resistance		111.5	≥	VED	=	70.0 1.59	Pass EC3 1-8 (3.10)
NOTE: Plate is extended in direction of span.							
End of beam must be laterally restrained.							
Beam copes not permitted with extended plate.							
Long fin plate buckling resistance		115.0	≥	VED	=	70.0 1.64	Pass SCM13 p.9-8
CHECK 5 - Beam Shear:							
Coped web shear resistance		145.0	≥	VED	=	70.0 2.07	Pass Ref.34 p.96
CHECK 6 - Beam Web Block Shear:							
Coped web block shear resistance		110.6	≥	VED	=	70.0 1.58	Pass EC3 1-8 (3.10)
CHECK 7 - Coped Beam Bending:							
Coped section moment resistance		19.3 kN.m					
Coped web moment resistance		120.4	≥	VED	=	70.0 1.72	Pass
Estimated max. cope length	190 mm						
CHECK 8 - Beam Rotation:							
Rotation for UDL (rad.)	0.013						
Rotation for contact (rad.)	0.082						
Contact rotation resistance		456.7	≥	VED	=	70.0 6.52	Pass
Max. bolt shear deformation	0.4 mm						
Max. recommended deformation	6.0 mm						
Resistance at bolt deformation limit		1186.7	≥	VED	=	70.0 17.0	Pass Informative
CHECK 9 - Coped Beam Buckling:							
NOTE: Coped beam must be restrained against lateral torsional buckling.							
Top cope depth	33		≤	95			Yes
Web yield stress, f _{yw}	355 N/mm ²						
Web slenderness, t _w /d	29.2						
Max. t _w /d for cope length = D	47.8						
Max. cope length	190 mm						
Top cope length	152		≤	190			Yes
Buckling check to AISC SCM 13th p.9-7 (Cheng, Yura, Johnston)...							
Critical stress, F _{cr}	1150 N/mm ²						
Critical stress, F _{cr} ≤ F _y	355 N/mm ²						
Elastic modulus	45129 mm ³						
(Plastic modulus)	78865 mm ³						
Single coped web buckling resistance		80.1	≥	VED	=	70.0 1.14	Pass Informative
Estimated max. cope length	172 mm						
CHECK 10 - Support Member:							
Depth of shear surface, d _i	120 mm						
Girder web local shear resistance		418.1	≥	VED	=	70.0 5.97	Pass D212 p.167
Informative checks for double-sided connection...							
Local shear resistance for beam both sides		418.1	≥	2VED	=	140.0 2.99	Pass
NOTES:							
2. Shear yield capacity ignoring slenderness.							
CRITICAL LIMIT STATE . . . Bolt group shear resistance							
UTILIZATION RATIO 97%							
CAPACITY RATIO 1.029 Pass							

4.6 Σύνδεση δοκού HEA 300 με το τοιχείο

Η σύνδεση δοκού – ελάσματος (κοχλιωτή) και ελάσματος - πλάκας (συγκόλληση) γίνεται μέσω του προγράμματος Limcon ενώ τα ακύρια και η πλάκα ελέγχθηκαν μέσω του προγράμματος της Hilti. Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο έλεγχος από τα πρόγραμματα.



Ο έλεγχος από το Limcon:

```
Beam: Mark=B1 Section=HE300A Grade=S355 Span=8.0 m
      h = 290 mm Root rad. = 27 mm fyf = 355 N/mm2
      b = 300 mm Area = 1.1300E+04 fyw = 355 N/mm2
      tf = 14.0 mm Wel = 1260000 zu = 490 N/mm2
      tw = 8.5 mm Wpl = 1283000
      .Section shear resistance . . . . . 773.7 kN
      .Section tension resistance . . . . 3986.6 kN
      .Section compression resistance . . 4011.5 kN
```

```
Plate:
208x100x8 Gr./fy/fu=S355/355/490MPa
```

```
Bolts:
3 x M20 8.8A/N in 1 column.
Bolt pitch, sp . . . . . 60 mm
Support to bolt column, sgl . . . . 55 mm
```

```
Weld:
z 7 FW to support.
```

BILL OF MATERIALS

```
Plates:
1 no. - 208x100x8 Grade=S355 . . . . . 1.3 kg
Bolts:
3 no. - M20 8.8A/N x 60 long . . . . . 1.3 kg
Welds:
416 mm - FW 7 fu=500MPa . . . . . 0.1 kg
```

MINIMUM SHEAR FORCE CHECK

Input design actions are not automatically increased if they are less than the specified minimum actions. Minimum actions may be set in any load case. This check warns if the shear force is less than the specified minimum (40 kN) for all load cases.
 * Shear force exceeds specified minimum in at least one load case.

INPUT DESIGN ACTIONS

```
Shear, VEd . . . . . 125.0 kN
Axial, NEd . . . . . 45.0 kN (tens.)
```

```
Bolt group eccentricity . . . . . 55.0 mm
Max. eccentricity moment . . . . . 6.88 kN.m
```

GEOMETRY CHECKS

CHECK 1 - Detailing Requirements:

Ref. 10: Joints in Steel Construction - Simple Connections (D212)
 Publication D212 - SCI & BCSA - 2002

== This is a CONVENTIONAL CONFIGURATION connection. ==

Plate fillet weld leg	7.0	>	6.4	Yes
Plate depth	208	>	174	Yes
Plate thickness	8.0	>	8.4	Yes
Plate vertical edge distance	44	>	40	Yes
Plate horizontal edge distance	48	>	40	Yes
Web horizontal edge distance	40	>	40	Yes

DESIGN RESISTANCE CHECKS



CHECK 2 - Weld:

Weld length (each side)	208 mm				
Weld design moment	6.88 kN.m				
Weld resistance (elastic)	276.1	>	VED = 125.0	2.21	Pass
Weld resistance (including axial force)	1.245	>	vEdmax = 0.658	1.89	Pass

CHECK 3 - Bolts:

Bolt group: 3 x M20 8.8A/N					
Bolt group design eccentricity	55.0 mm				
Bolt group design moment	6.88 kN.m				
Single bolt shear resistance	94.1 kN				EC3 1-8 T3.4

CRITICAL BOLT CHECK FOR PLATE

Using elastic bolt group analysis...

Resultants in cartesian axis directions:

(These are statically equivalent to bolt group actions.)

Horis. resultant	45.0 kN				
Vert. resultant	125.0 kN				
Moment resultant	6.88 kN.m				
(1,1) is top left (Row,Col.)					
Bolt shear	94.1	>	VEDres = 83.4	1.13	Pass
Bolt bearing	156.8	>	VEDres = 83.4	1.88	Pass
Bolt group ext. tearing (top)	104.5	>	VEDv = 41.7	2.51	Pass EC3 1-8 T3.4
Bolt group ext. tearing (right)	106.9	>	VEDh = 72.3	1.48	Pass EC3 1-8 T3.4
Bolt group int. tearing (vert.)	102.3	>	VEDv = 41.7	2.48	Pass EC3 1-8 T3.4

CRITICAL BOLT CHECK FOR WEB

Using elastic bolt group analysis...

Resultants in cartesian axis directions:

(These equilibrate bolt group actions.)

Horis. resultant	-45.0 kN				
Vert. resultant	-125.0 kN				
Moment resultant	-6.88 kN.m				
(1,1) is top left (Row,Col.)					
Bolt bearing	166.6	>	VEDres = 83.4	2.00	Pass
Bolt group ext. tearing (left)	101.0	>	VEDh = 72.3	1.40	Pass EC3 1-8 T3.4
Bolt group int. tearing (vert.)	109.8	>	VEDv = 41.7	2.64	Pass EC3 1-8 T3.4

CHECK 4 - Plate:

Plate shear yield resistance	268.5	>	VED = 125.0	2.15	Pass Ref.57 p.6
Plate shear rupture resistance	257.1	>	VED = 125.0	2.06	Pass Ref.57 p.6
Flexural yield resistance	558.5	>	VED = 125.0	4.47	Pass EC3 1-1 (6.13)
Block shear resistance	232.0	>	VED = 125.0	1.86	Pass EC3 1-8 (3.10)

NOTE: Plate is extended in direction of span.
 End of beam must be laterally restrained.
 Beam copes not permitted with extended plate.

Long fin plate buckling resistance	335.1	>	VED = 125.0	2.68	Pass SCM13 p.8-8
Plate tension yield	590.7	>	NEd = 45.0	13.1	Pass EC3 1-1 (6.6)
Plate tension rupture	400.8	>	NEd = 45.0	8.91	Pass EC3 1-1 (6.7)
Block shear resistance of plate (tension)	349.8	>	NEd = 45.0	7.77	Pass EC3 1-8 (3.9)
Shear+axial interaction	1.00	>		0.08 12.3	Pass

CHECK 5 - Beam Shear:

Shear resistance	773.7	>	VED = 125.0	6.19	Pass Note 2
----------------------------	-------	---	-------------	------	-------------

CHECK 6 - Beam Web Block Shear:

Top flange not coped » check not required.

Block shear resistance of web (tension)	354.3	>	NEd = 45.0	7.87	Pass
---	-------	---	------------	------	------

CHECK 7 - Coped Beam Bending:

Beam not coped » check not required.

CHECK 8 - Beam Rotation:
 Rotation for UDL (rad.) 0.018
 Rotation for contact (rad.) 0.103
 Contact rotation resistance 708.4 > VEd = 125.0 5.67 Pass
 Max. bolt shear deformation 1.1 mm
 Max. recommended deformation 6.0 mm
 Resistance at bolt deformation limit 684.8 > VEd = 125.0 5.48 Pass Informative

CHECK 9 - Coped Beam Buckling:
 Beam not coped » check not required.


CHECK 10 - Support Member:
 Local shear check not required.

NOTES:
 2. Shear yield capacity ignoring slenderness.

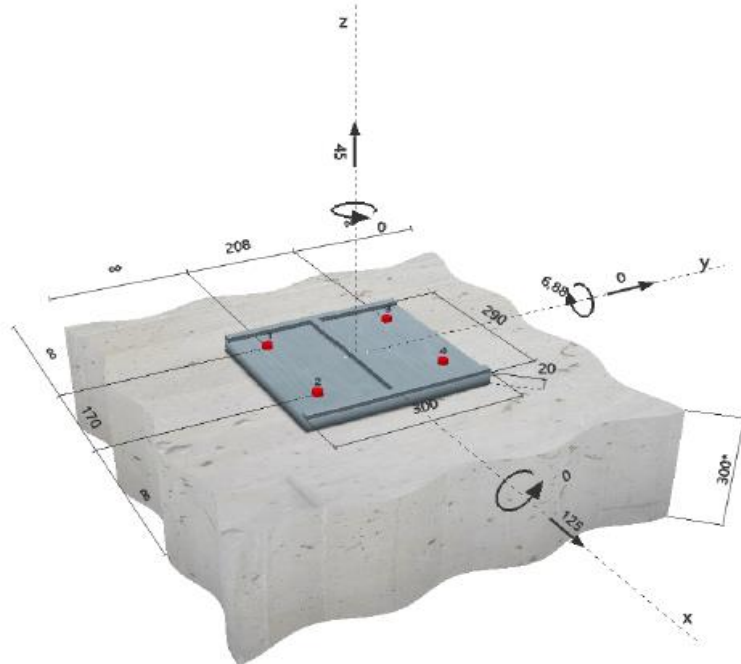
CRITICAL LIMIT STATE Bolt shear
 UTILIZATION RATIO 89%
 CAPACITY RATIO 1.128 Pass

Ο έλεγχος από το πρόγραμμα Hilti PROFIS Anchor:

1 Input data

Anchor type and diameter:	HIT-HY 200 + HIT-V (8.8) M16	
Effective embedment depth:	$h_{ef,req} = 200 \text{ mm}$ ($h_{ef,lim} = - \text{mm}$)	
Material:	8.8	
Evaluation Service Report:	ETA 11/0493	
Issued Valid:	15/4/2015 15/4/2020	
Proof:	Design method ETAG BOND (EOTA TR 029)	
Stand-off installation:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (no stand-off); $t = 20 \text{ mm}$	
Anchor plate:	S 355 (St 52); $E = 210000,00 \text{ N/mm}^2$; $f_{yk} = 355,00 \text{ N/mm}^2$; $\gamma_{Mk} = 1,100$ $l_y \times l_x \times t = 290 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 20 \text{ mm}$; (Recommended plate thickness: calculated (20 mm))	
Profile:	IPBi/HEA; (L x W x T x FT) = 290 mm x 300 mm x 14 mm x 14 mm	
Base material:	uncracked concrete, C35/45, $f_{cc} = 45,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 300 \text{ mm}$, Temp. short/long: 40/24 °C	
Installation:	hammer drilled hole, Installation condition: Dry	
Reinforcement:	no reinforcement or reinforcement spacing $\geq 150 \text{ mm}$ (any \emptyset) or $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) no longitudinal edge reinforcement Reinforcement to control splitting according to EOTA TR 029, 5.2.2.6 present.	

Geometry [mm] & Loading [kN, kNm]



2 Load case/Resulting anchor forces

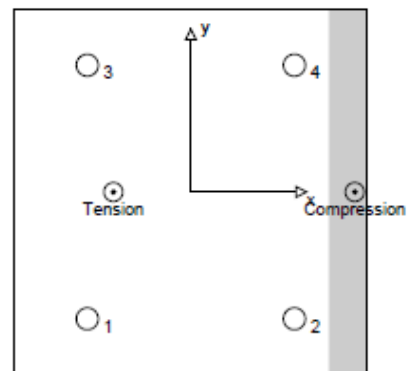
Load case: Design loads

Anchor reactions [kN]

Tension force: (+Tension, -Compression)

Anchor	Tension force	Shear force	Shear force x	Shear force y
1	28,530	31,250	31,250	0,000
2	4,110	31,250	31,250	0,000
3	28,530	31,250	31,250	0,000
4	4,110	31,250	31,250	0,000

max. concrete compressive strain: 0,14 [‰]
 max. concrete compressive stress: 4,31 [N/mm²]
 resulting tension force in (x/y)=(-64/0): 65,281 [kN]
 resulting compression force in (x/y)=(135/0): 20,281 [kN]



3 Tension load (EOTA TR 029, Section 5.2.2)

	Load [kN]	Capacity [kN]	Utilization ρ_u [%]	Status
Steel Strength*	28,530	84,000	34	OK
Combined pullout-concrete cone failure**	65,281	195,248	34	OK
Concrete Breakout Strength**	65,281	182,174	36	OK
Splitting failure**	65,281	200,163	33	OK

* anchor having the highest loading ** anchor group (anchors in tension)

3.1 Steel Strength

$N_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
126,000	1,500	84,000	28,530

3.2 Combined pullout-concrete cone failure

$A_{0,N}$ [mm ²]	$A_{0,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,up,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
488510	245760	18,00	495	248	∞
ψ_p	$\tau_{Rk,up}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{p,Np}^0$	$\psi_{p,Np}$	
1,087	19,20	3,200	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
64	0,796	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
193,042	292,872	1,500	195,248	65,281	

3.3 Concrete Breakout Strength

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
622160	360000	300	600		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
64	0,825	0	1,000	1,000	1,000
k_s	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
10,100	191,834	1,500	182,174	65,281	

3.4 Splitting failure

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
900240	577600	380	760	1,173		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
64	0,857	0	1,000	1,000	1,000	10,100
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	γ_{Msp}	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
191,834	1,500	200,163	65,281			

4 Shear load (EOTA TR 029, Section 5.2.3)

	Load [kN]	Capacity [kN]	Utilization β_V [%]	Status
Steel Strength (without lever arm)*	31,250	50,400	63	OK
Steel failure (with lever arm)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Pryout Strength**	125,000	441,582	29	OK
Concrete edge failure in direction **	N/A	N/A	N/A	N/A

* anchor having the highest loading **anchor group (relevant anchors)

4.1 Steel Strength (without lever arm)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
63,000	1,250	50,400	31,250

4.2 Pryout Strength (Concrete Breakout Strength controls)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
622160	360000	300	600	2,000	10,100
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cr}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
191,634	1,500	441,582	125,000		

5 Combined tension and shear loads (EOTA TR 029, Section 5.2.4)

Steel failure

β_N	β_V	α	Utilization $\beta_{N,V}$ [%]	Status
0,358	0,620	1,500	71	OK

$$\beta_N^2 + \beta_V^2 \leq 1$$

6 Displacements (highest loaded anchor)

Short term loading:

N_{sk} = 21,134 [kN]	δ_N = 0,084 [mm]
V_{sk} = 23,148 [kN]	δ_V = 0,926 [mm]
	δ_{NV} = 0,930 [mm]

Long term loading:

N_{sk} = 21,134 [kN]	δ_N = 0,168 [mm]
V_{sk} = 23,148 [kN]	δ_V = 1,399 [mm]
	δ_{NV} = 1,399 [mm]

8 Installation data

Anchor plate, steel: S 355 (St 52); E = 210000,00 N/mm²; f_{yk} = 355,00 N/mm²

Profile: IPBi/HEA; 290 x 300 x 14 x 14 mm

Hole diameter in the fixture: d_f = 18 mm

Plate thickness (input): 20 mm

Recommended plate thickness: calculated (20 mm)

Drilling method: Hammer drilled

Cleaning: Compressed air cleaning of the drilled hole according to instructions for use is required

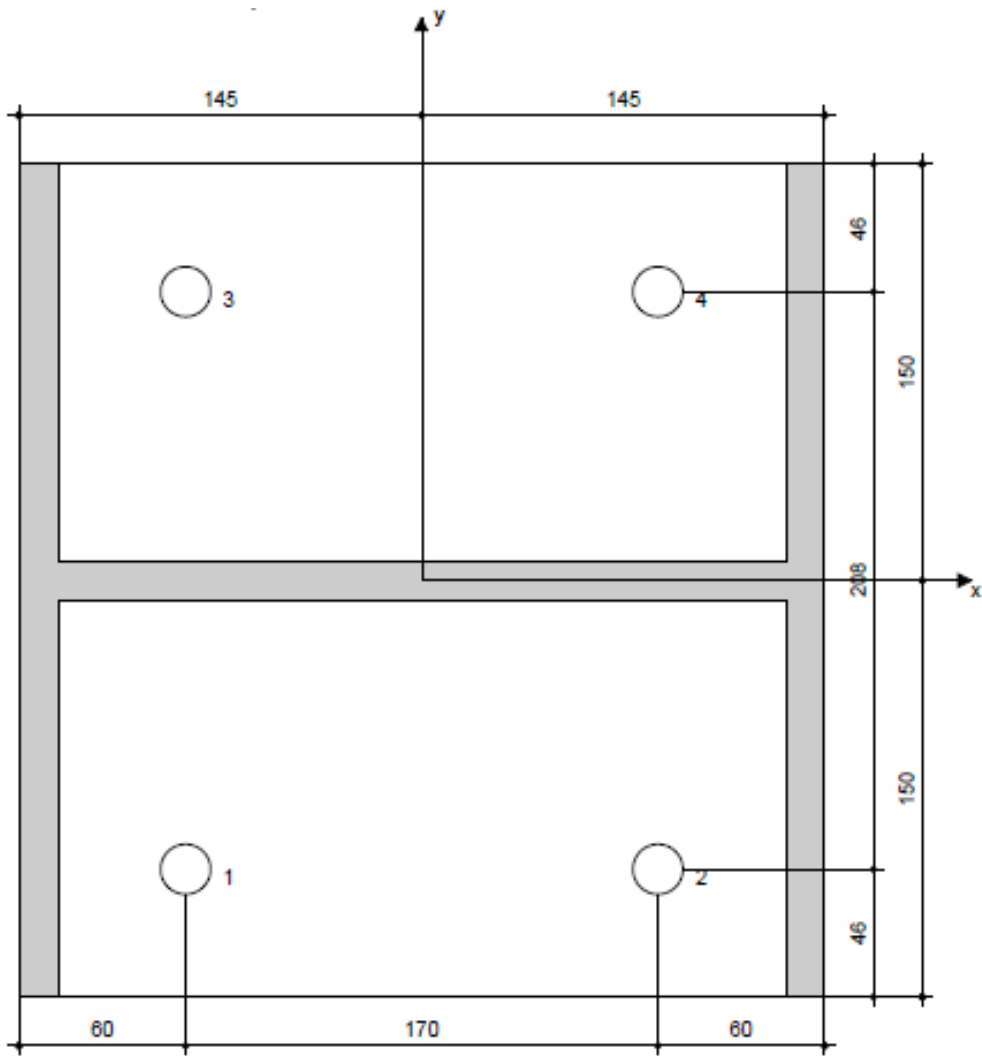
Anchor type and diameter: HIT-HY 200 + HIT-V (8.8) M16

Installation torque: 0,080 kNm

Hole diameter in the base material: 18 mm

Hole depth in the base material: 200 mm

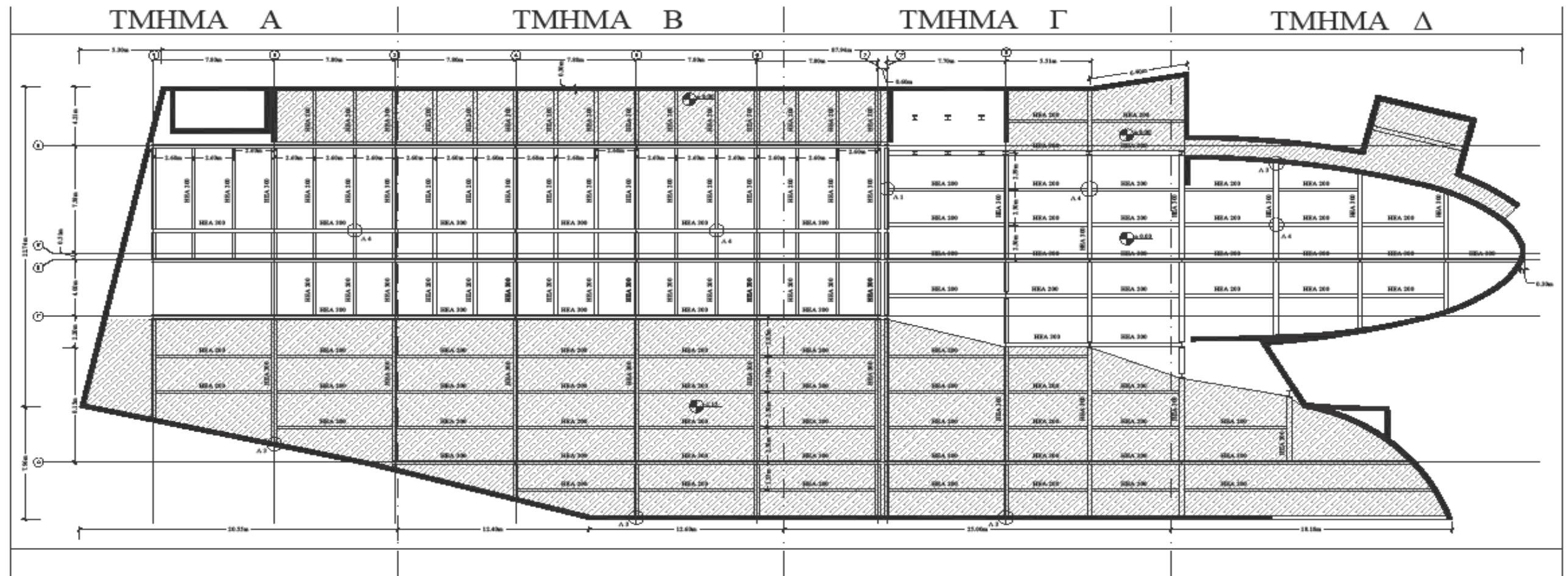
Minimum thickness of the base material: 236 mm



5 Βιβλιογραφία

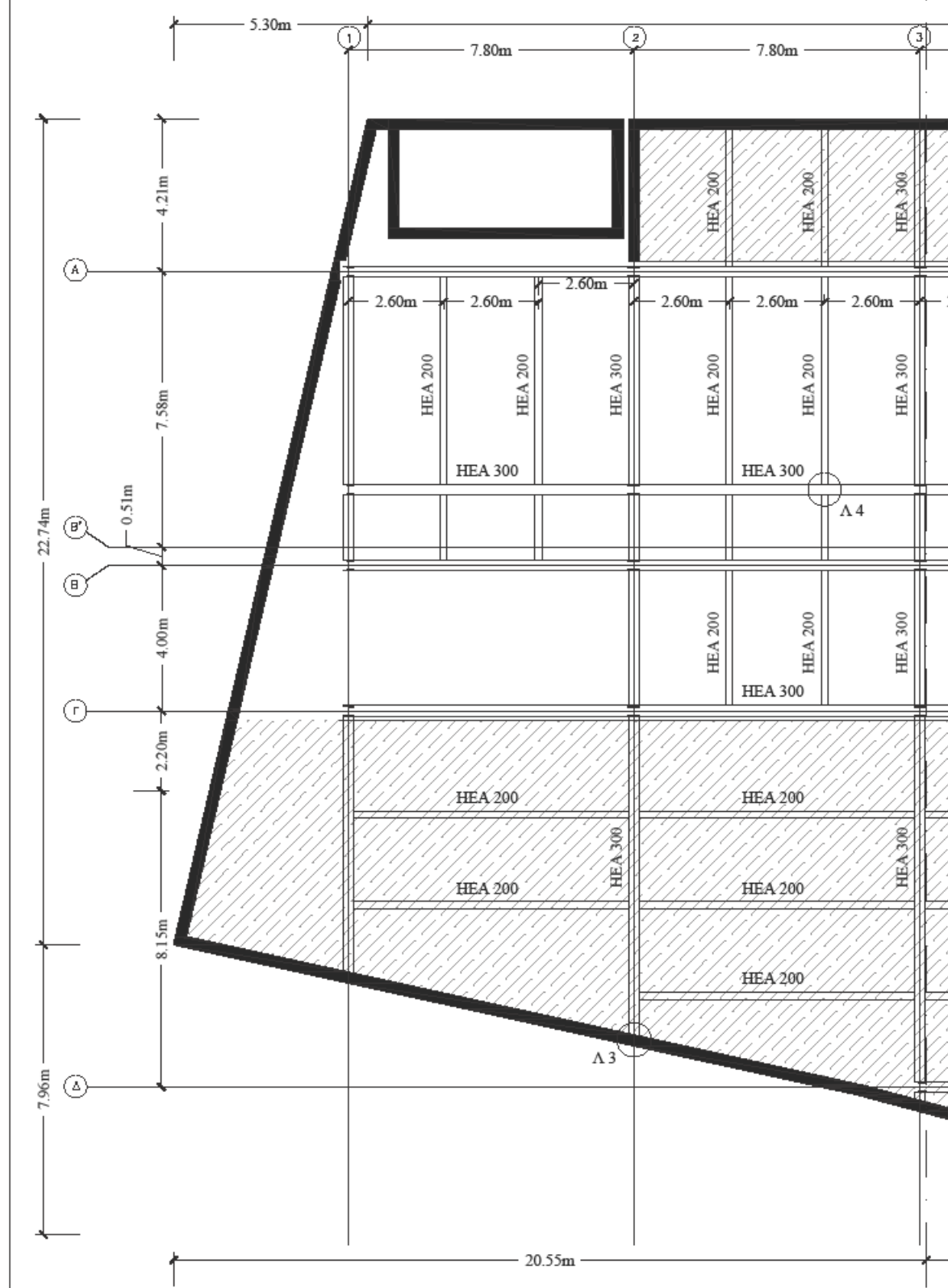
1. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Δράσεις επί των κατασκευών», Μέρος 1-1, «Γενικές δράσεις-Πυκνότητες-Ίδιο βάρος-Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια».
2. EN1992-1-1, Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια».
3. EN1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια».
4. EN1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1 «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια».
5. EN1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός, γενικοί κανόνες».
6. Ε.Α.Κ 2000, «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000», Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., 2001.
7. Ι. Βάγια, Ι. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2013.
8. Ι. Βάγια, «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2010, 3^η έκδοση.
9. Ιστοσελίδα της εταιρείας Έλαστρον χαλυβουργικά προϊόντα, <http://www.elastron.gr/el/>
10. Εγχειρίδια προγραμμάτων Limcon, Sofistik, Instant, Hilti Profis Anchor.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α



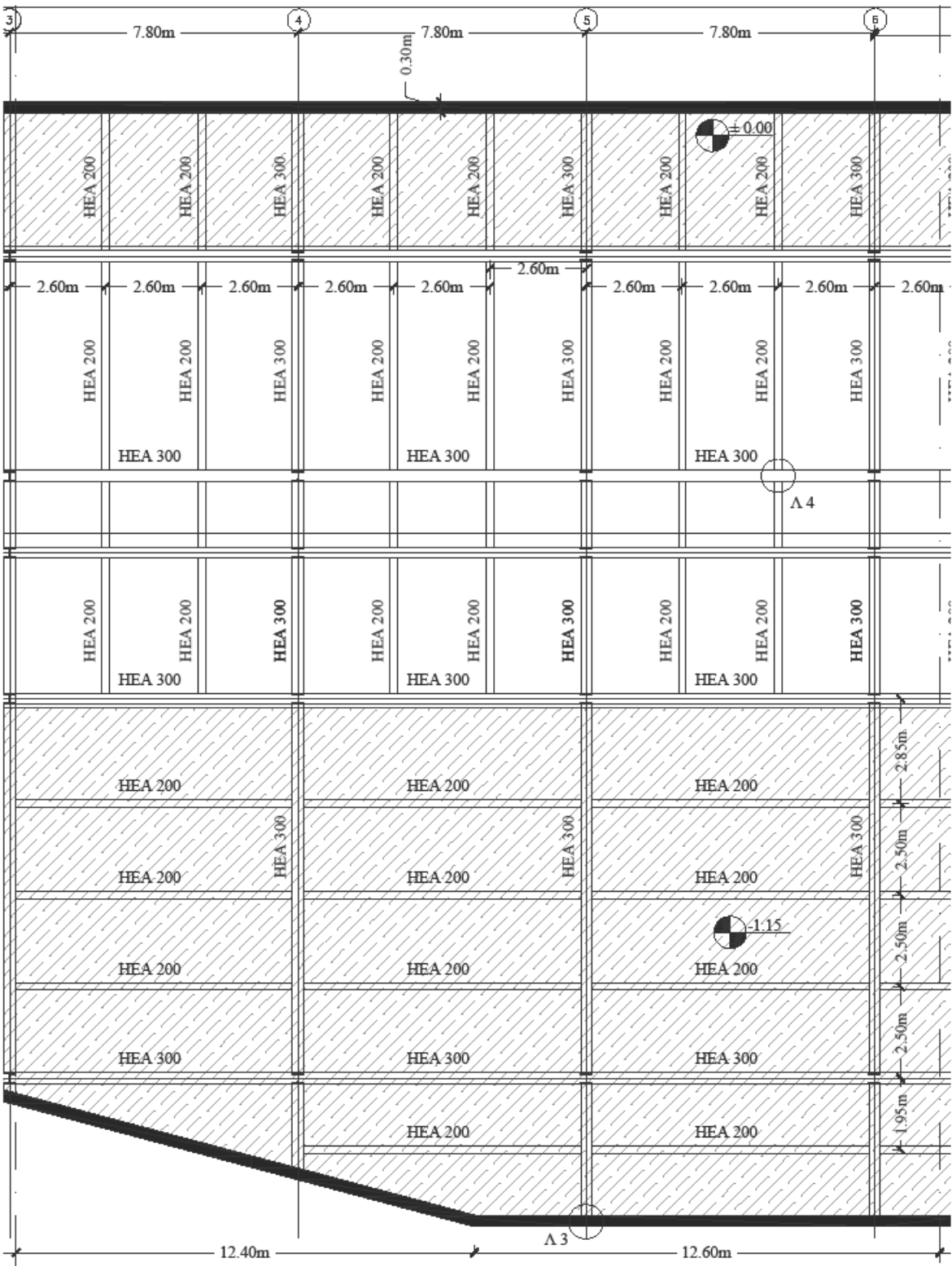
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΥΠΟΓΕΙΟΥ

ΤΜΗΜΑ Α



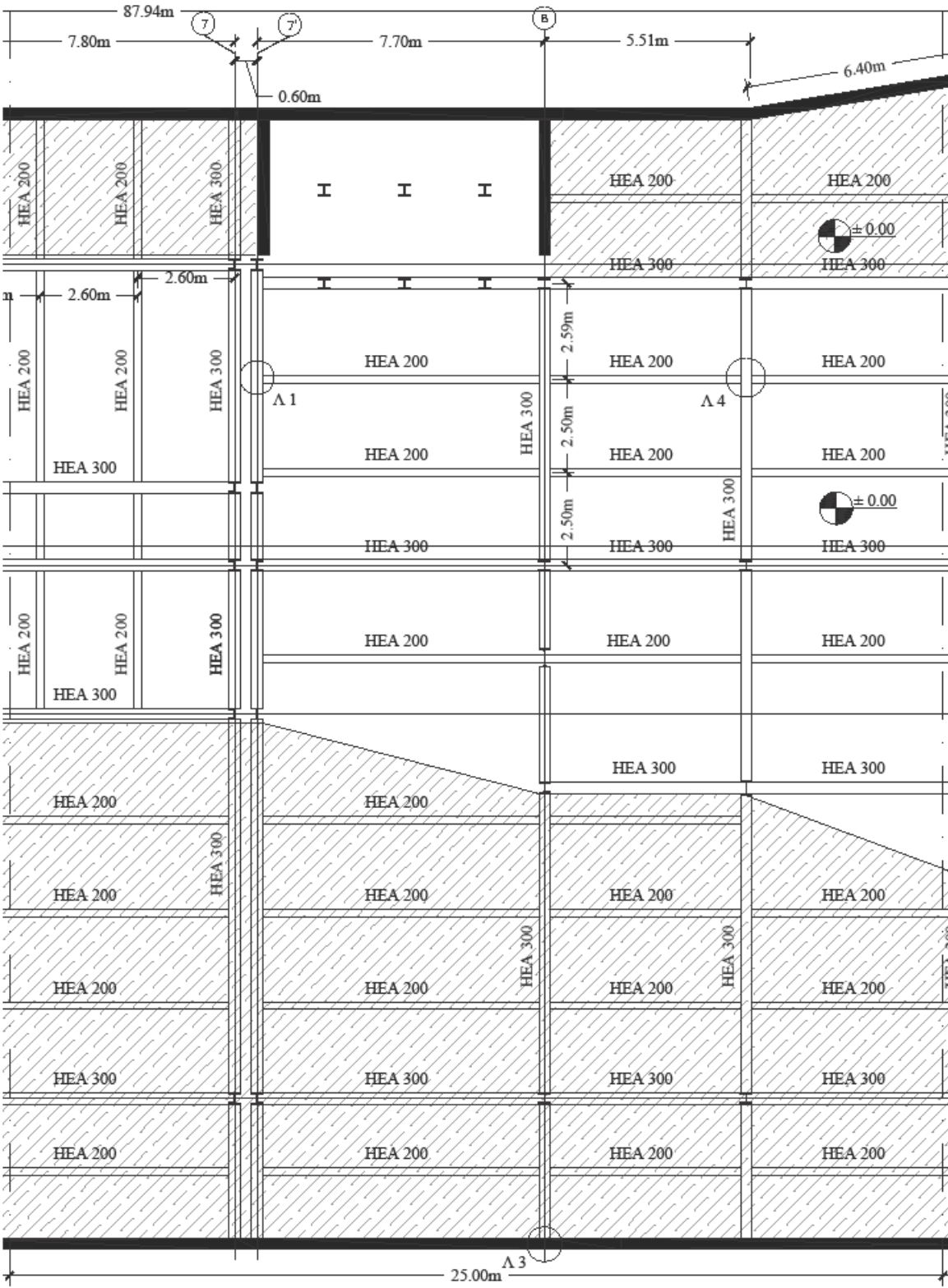
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

ΤΜΗΜΑ Β



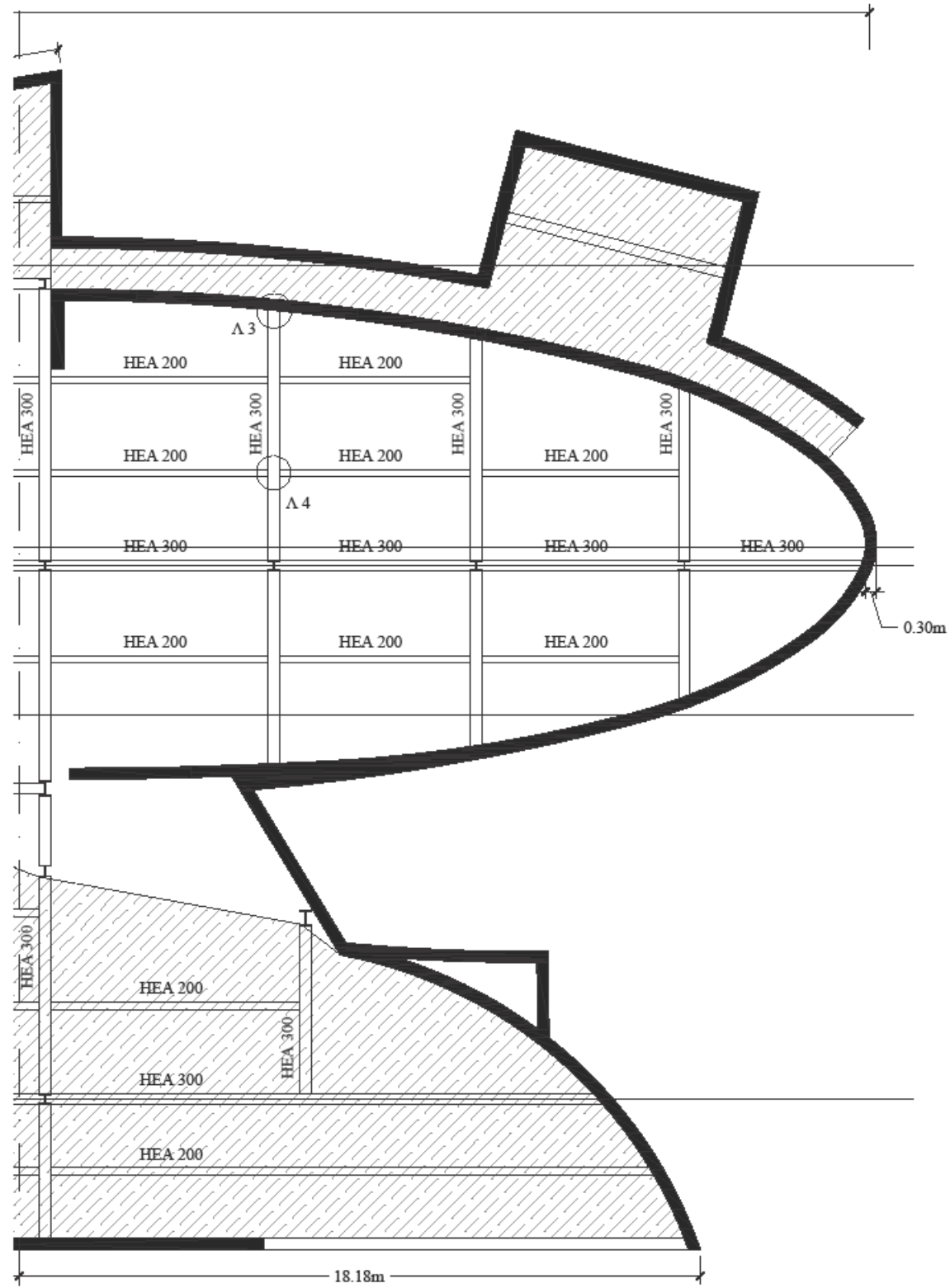
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

ΤΜΗΜΑ Γ

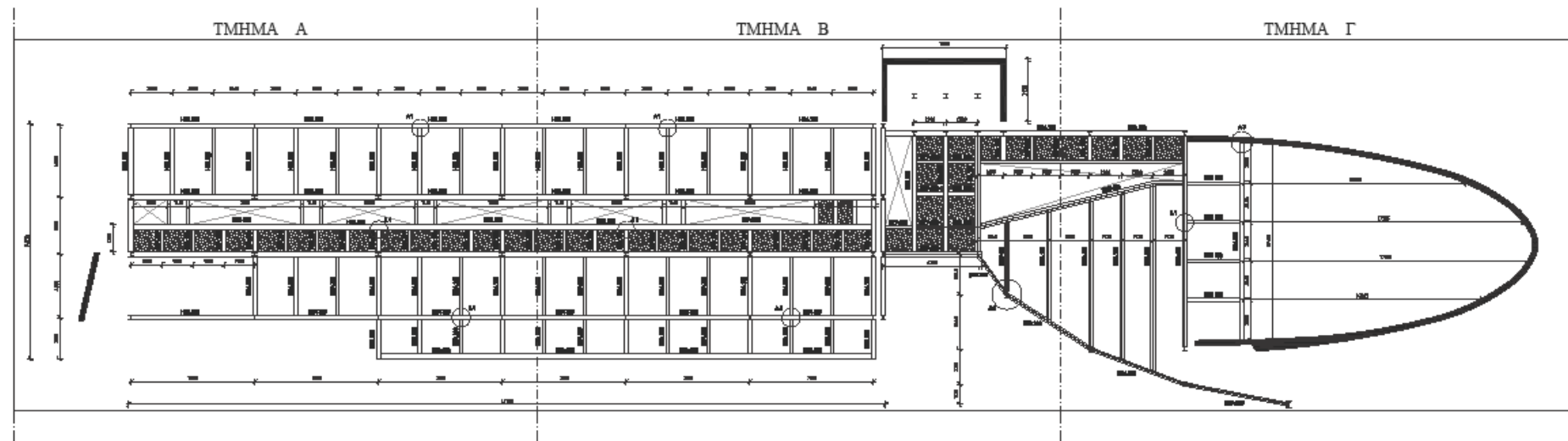


ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

ΤΜΗΜΑ Δ

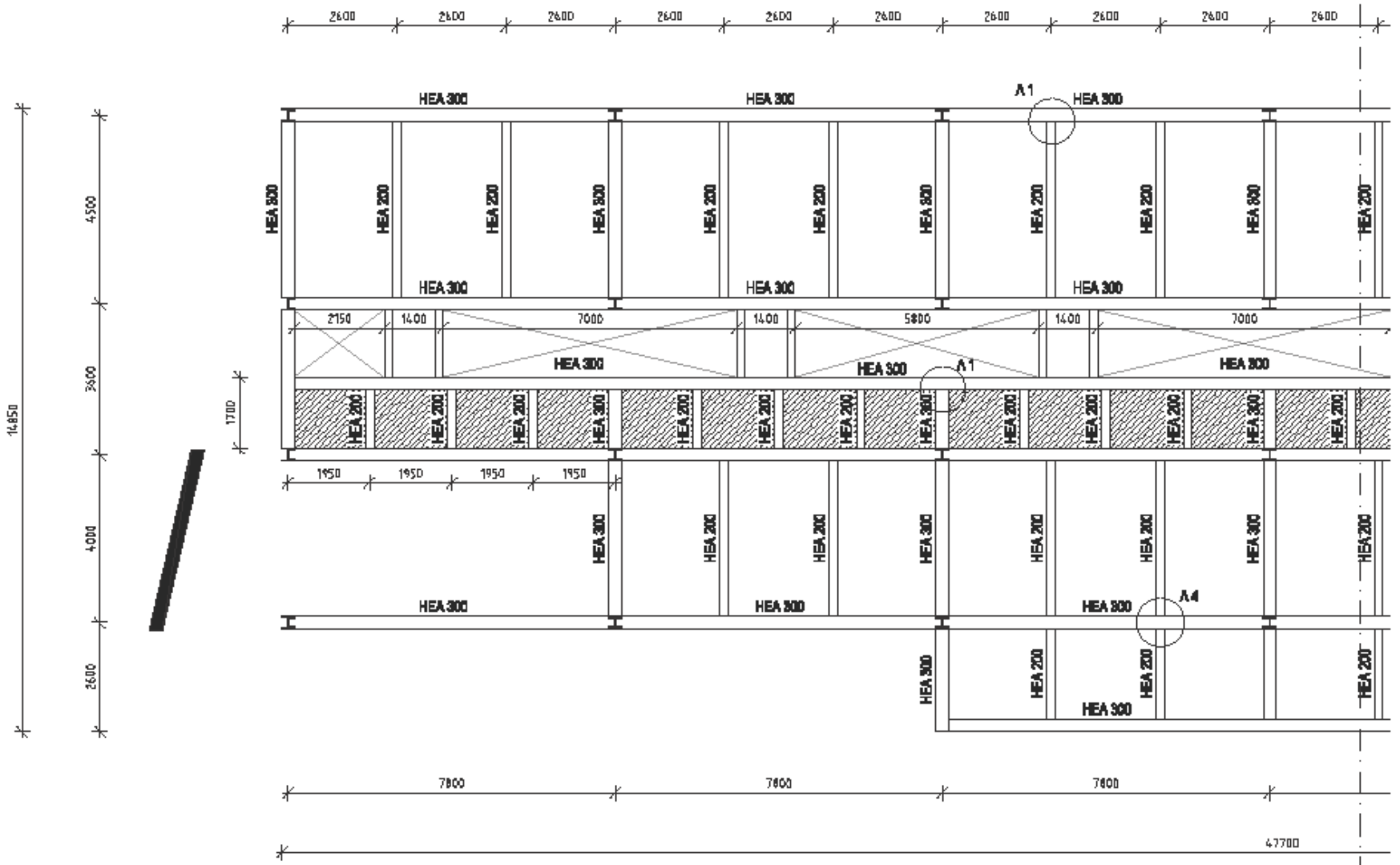


ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100



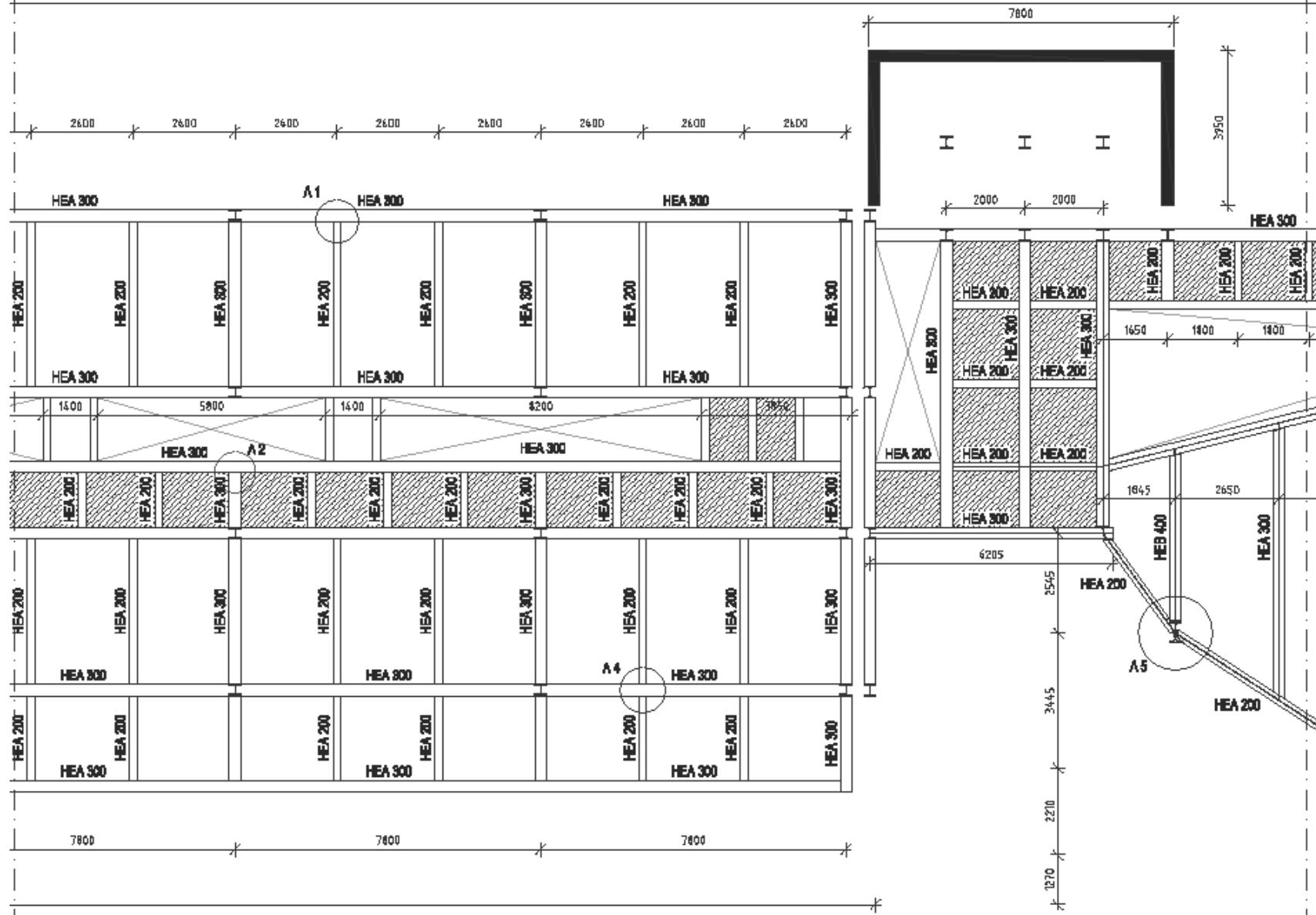
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ

TMHMA A



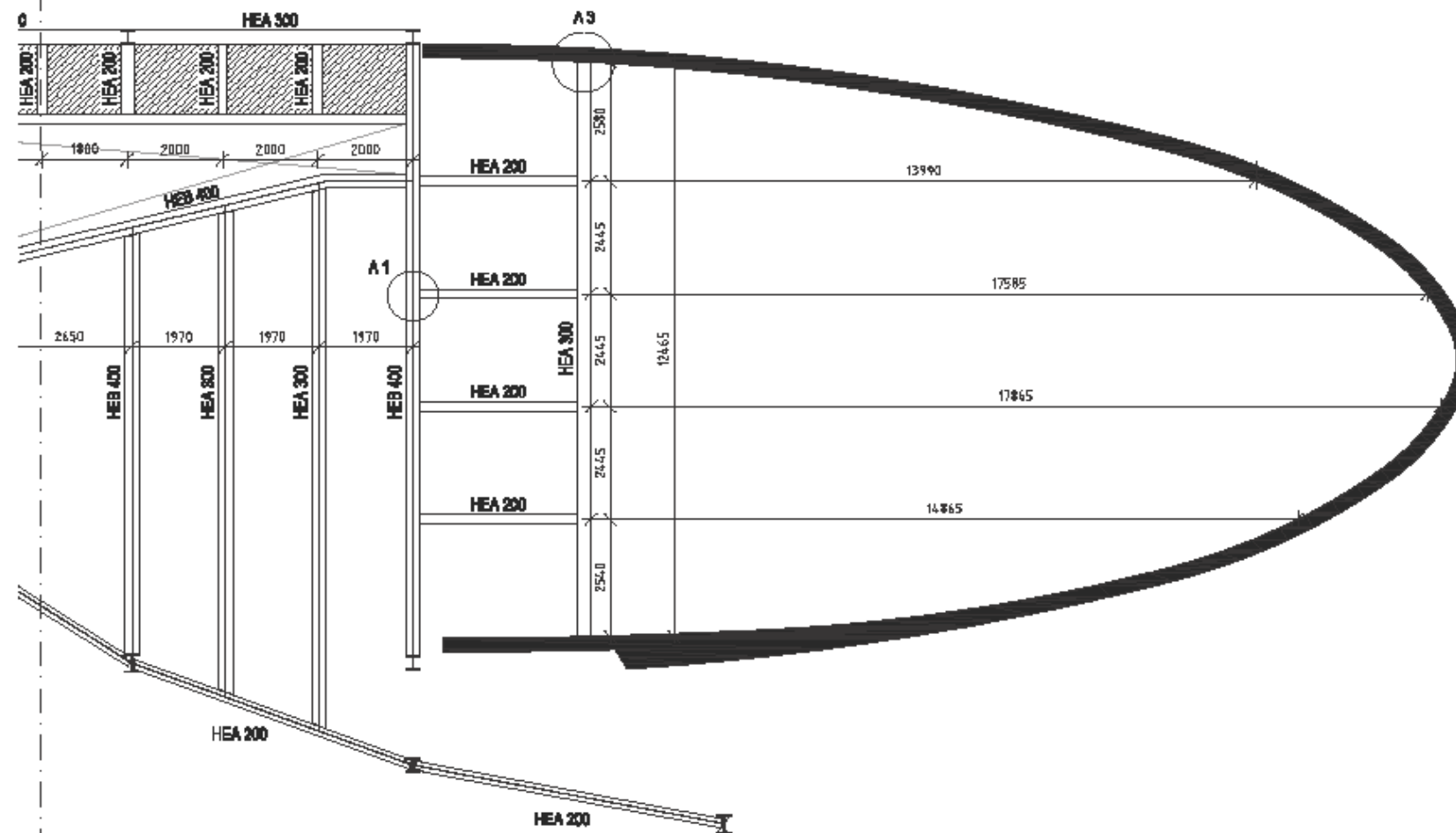
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

TMHMA B

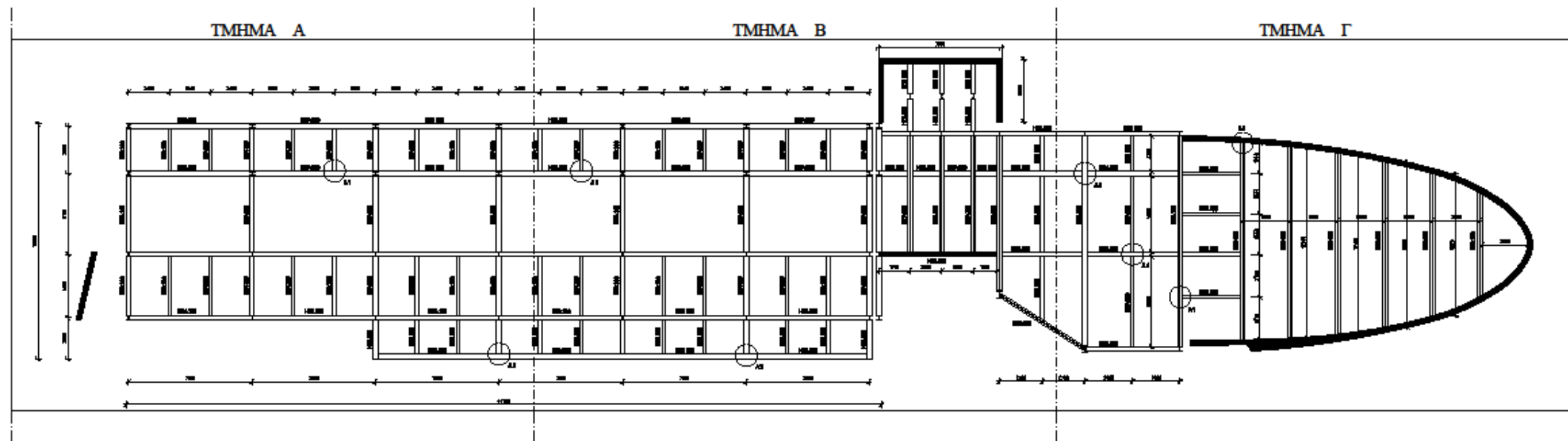


ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

ΤΜΗΜΑ Γ

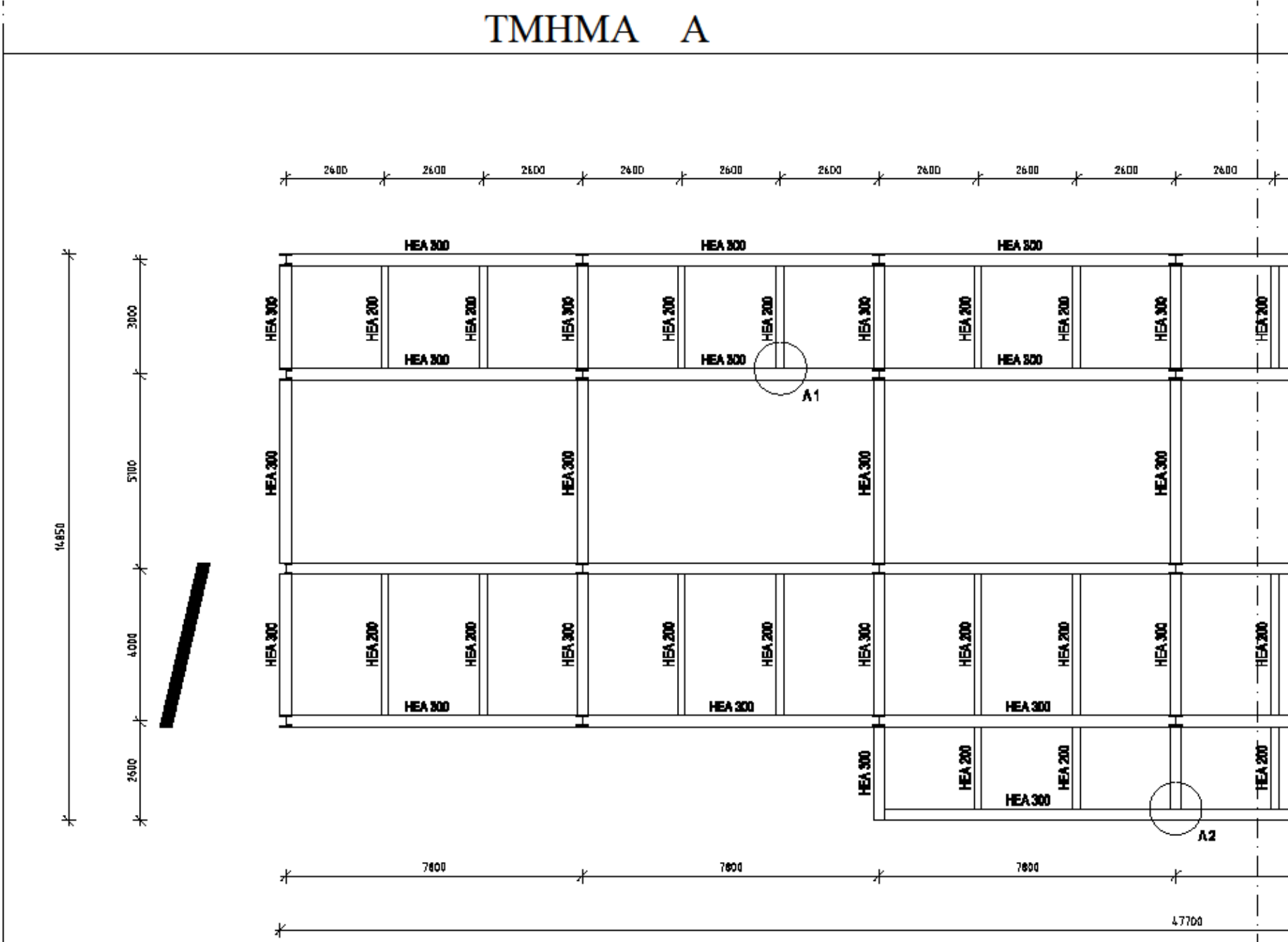


ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100



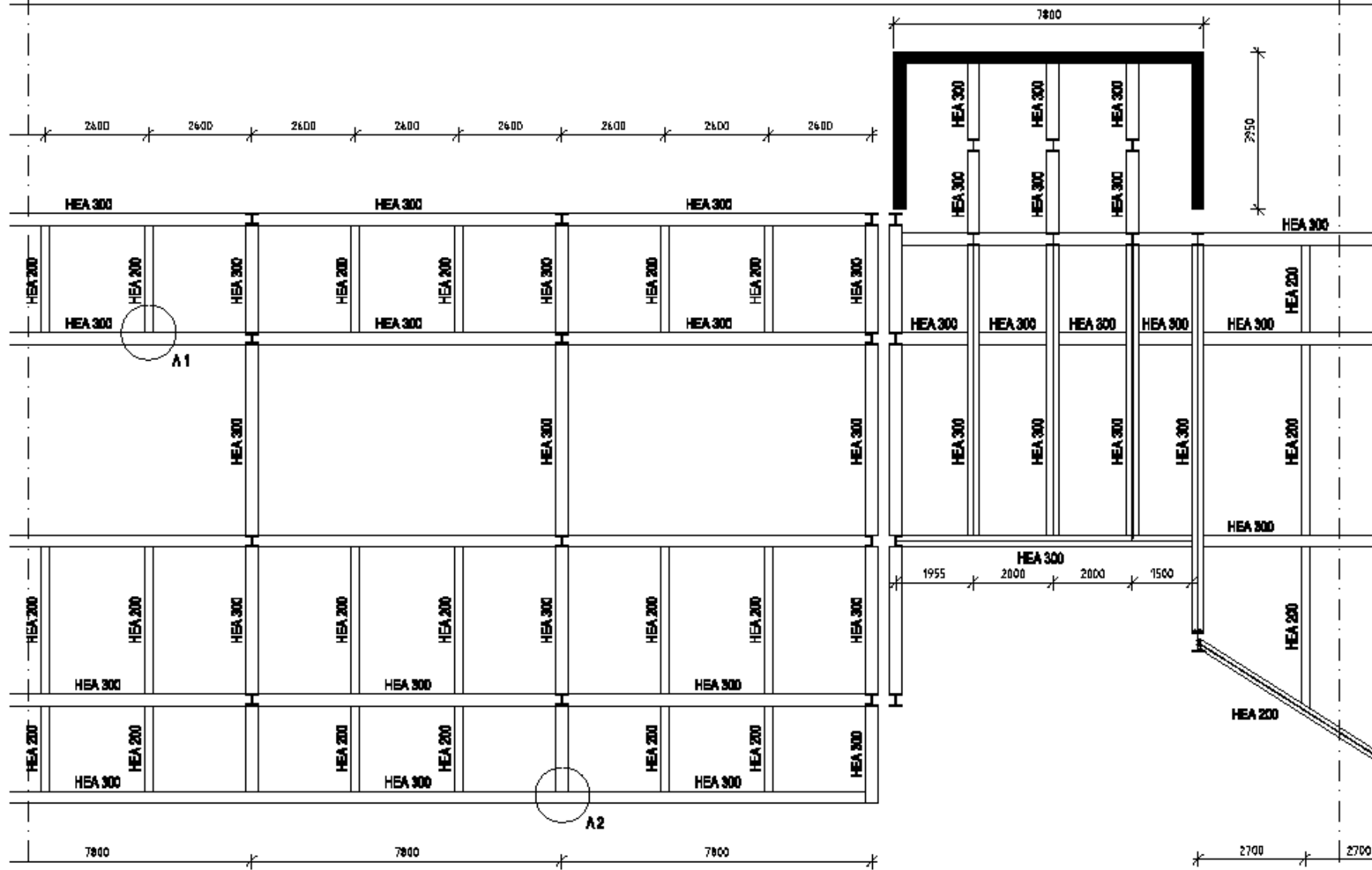
ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ 1ου ΟΡΟΦΟΥ

TMHMA A



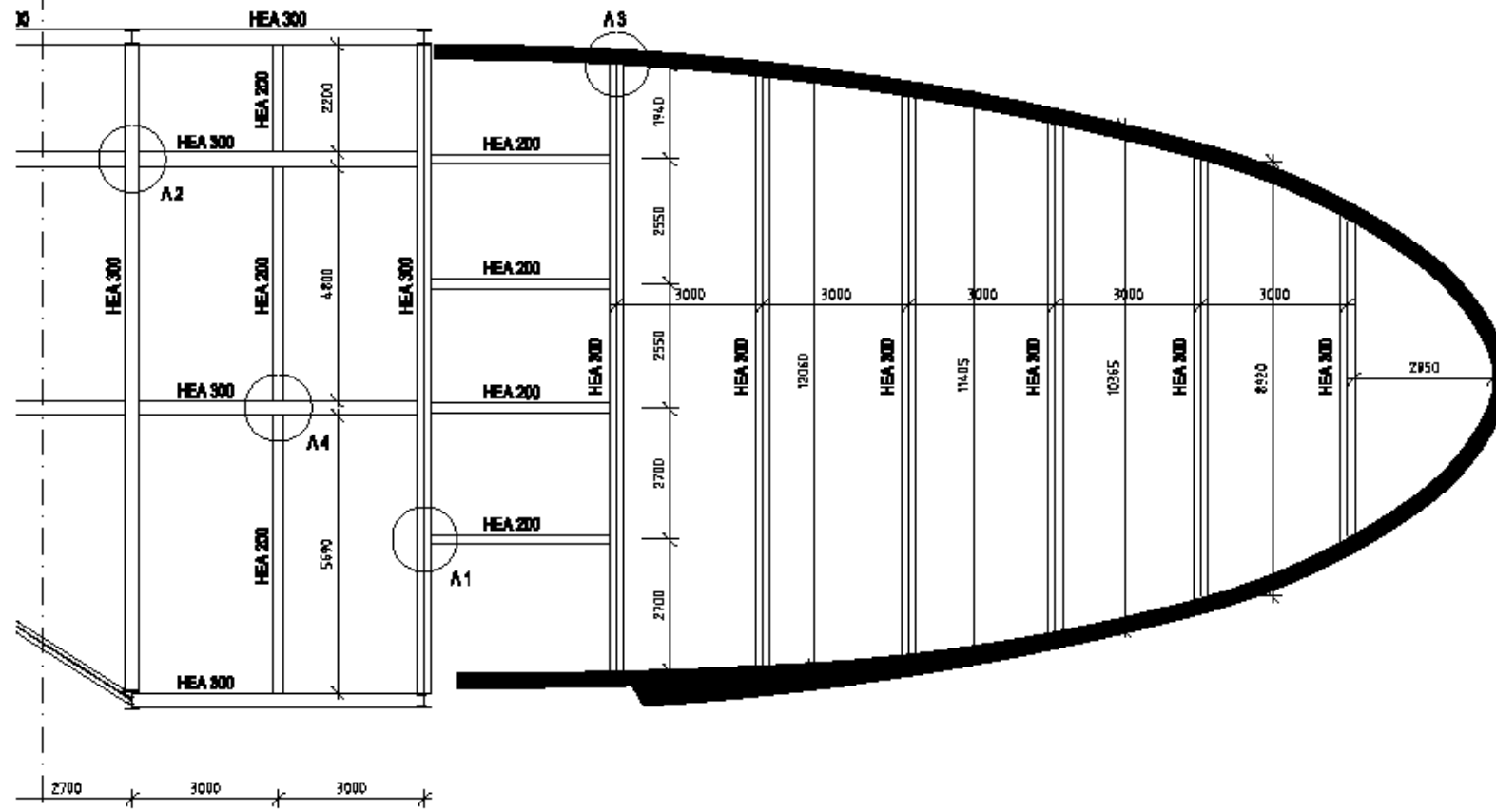
ΚΑΙΜΑΚΑ 1:100

TMHMA B



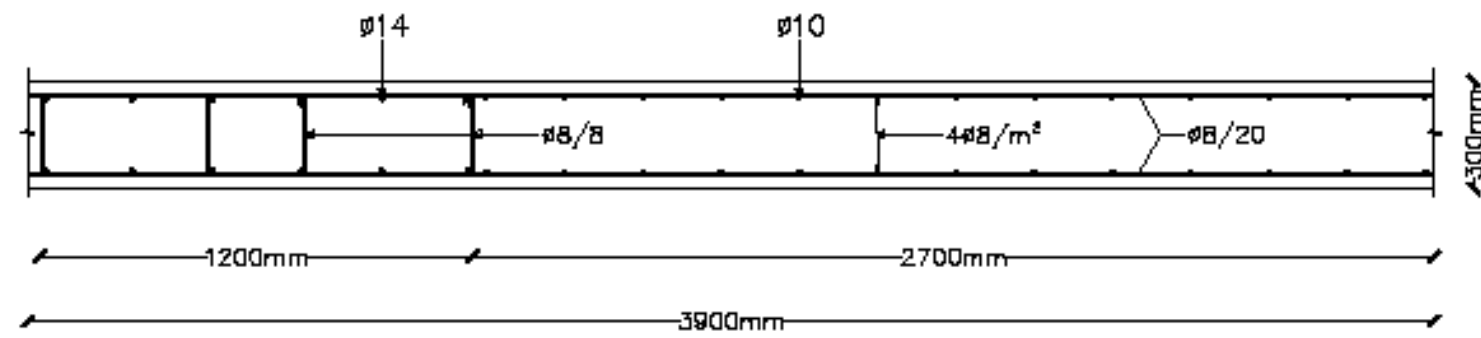
KAIMAKA 1:100

ΤΜΗΜΑ Γ



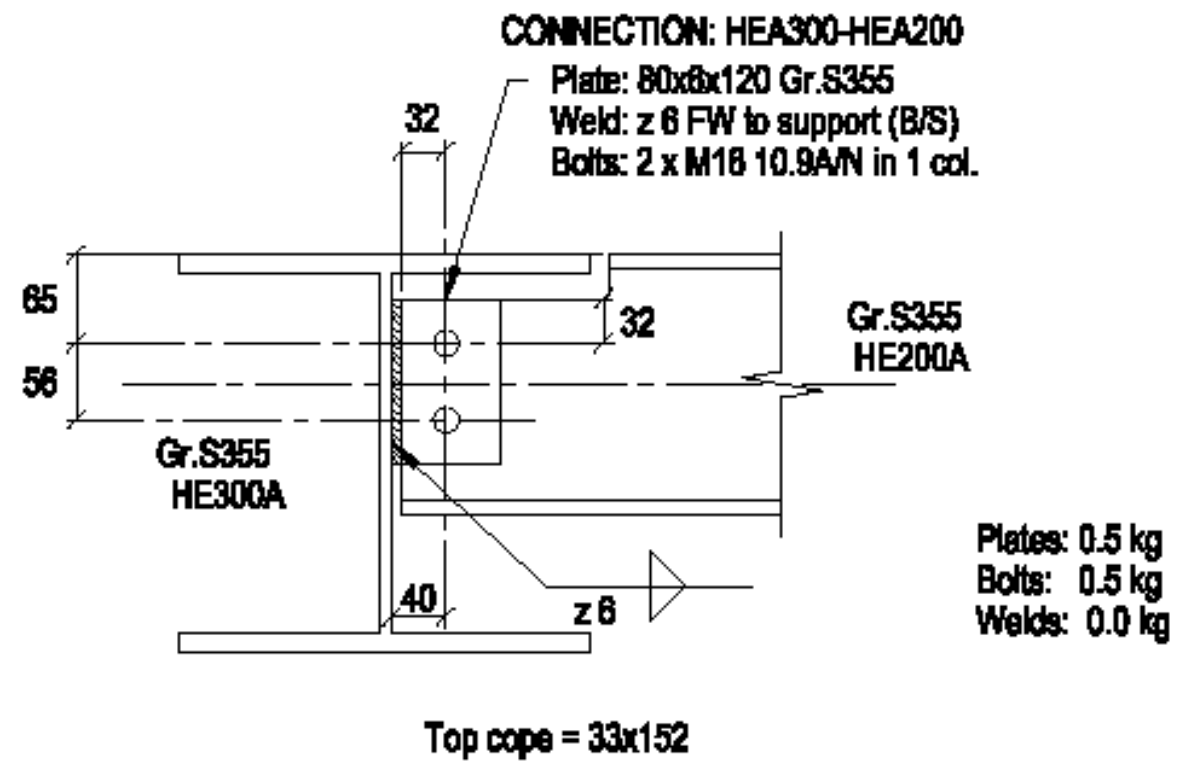
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:100

ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΕΙΩΝ



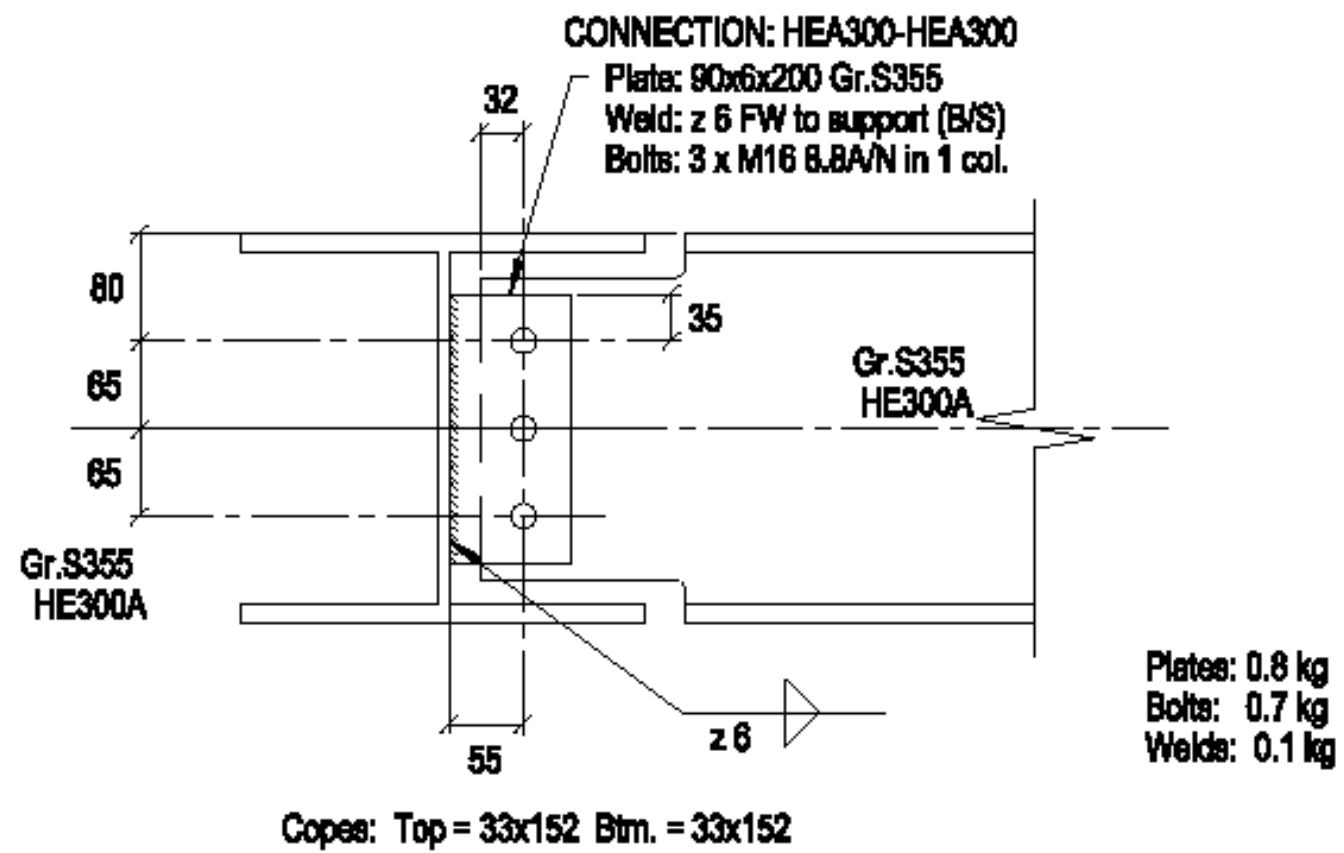
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:20

ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ 1



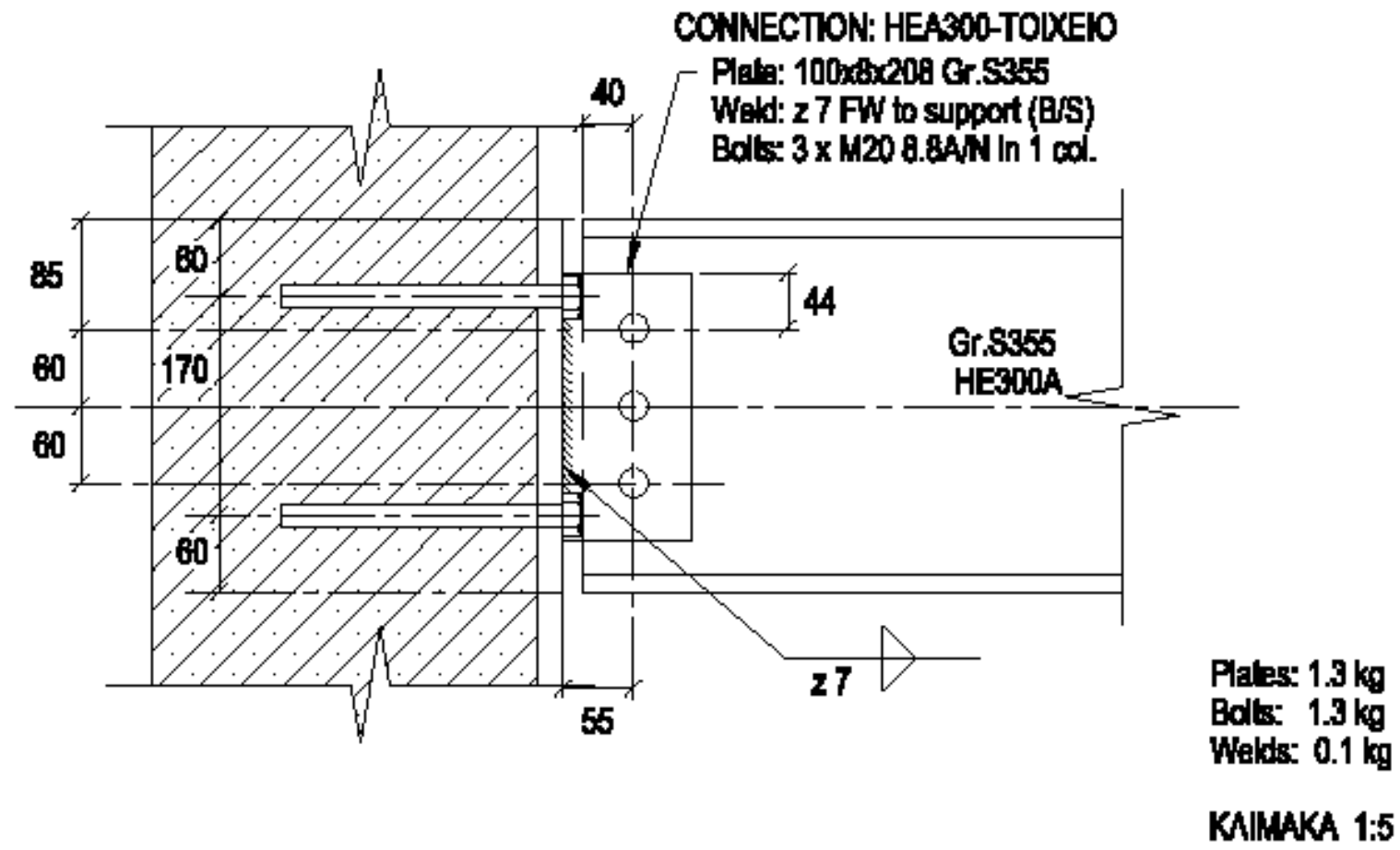
ΚΑΙΜΑΚΑ 1:5

ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ 2



ΚΑΙΜΑΚΑ 1:5

ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ 3

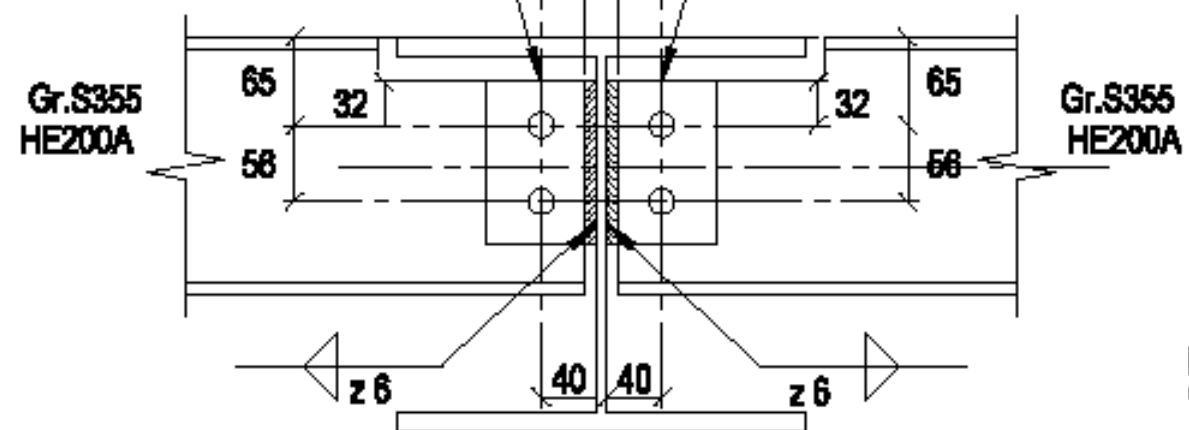


ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ 4

CONNECTION: HEA300-HEA200 -2

Plate: 80x6x120 Gr.S355
Weld: z 6 FW to support (B/S)
Bolts: 2 x M16 10.9A/N in 1 col.

Plate: 80x6x120 Gr.S355
Weld: z 6 FW to support (B/S)
Bolts: 2 x M16 10.9A/N in 1 col.



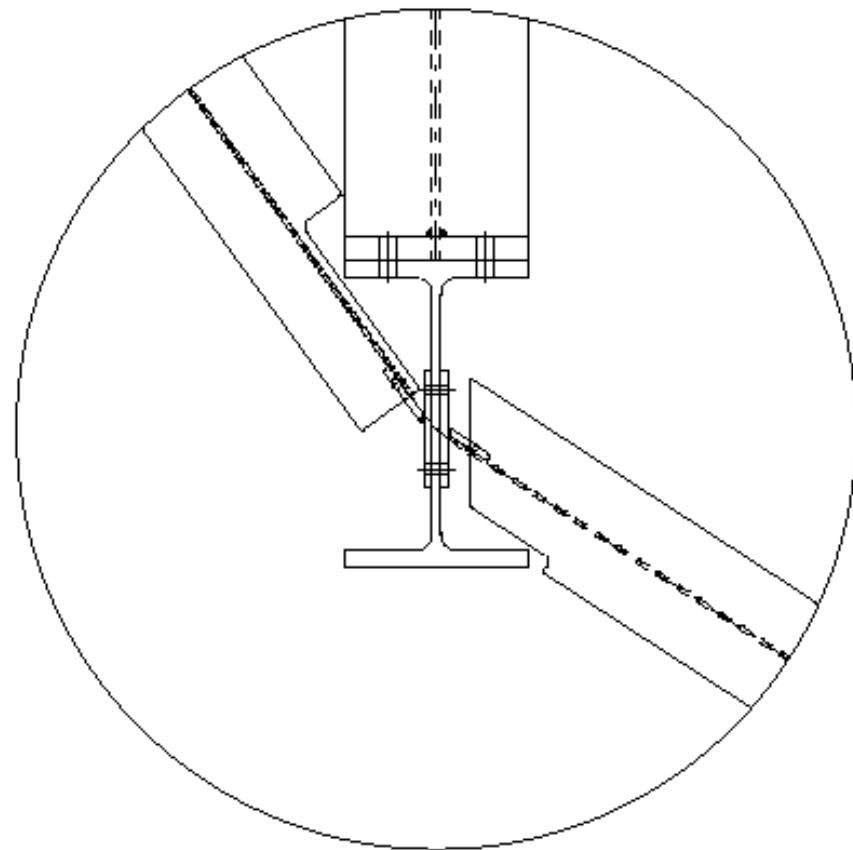
Plates: 1.0 kg
Bolts: 1.0 kg
Welds: 0.1 kg

Gr.S355
HE300A

Top cope = 33x152

ΚΑΙΜΑΚΑ 1:5

ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ 5



ΚΛΙΜΑΚΑ 1:10