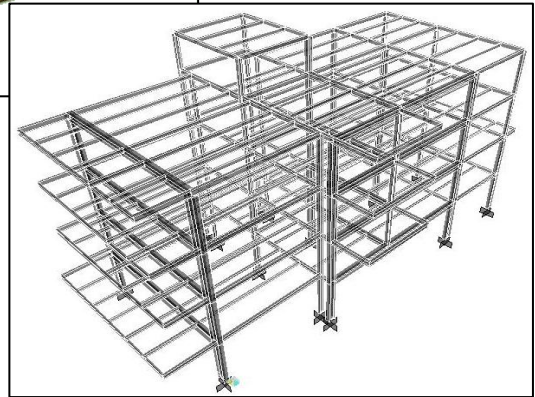
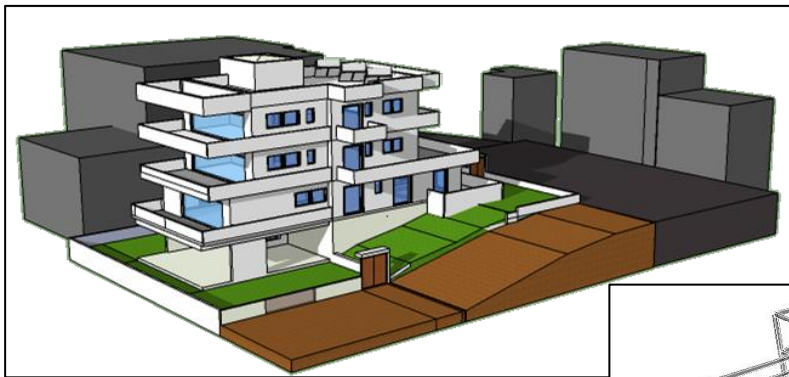




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Τετραώροφου Μεταλλικού Βιοκλιματικού Κτιρίου Κατοικιών



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Έλλη Κωνσταντακοπούλου

Επιβλέπων: Γεώργιος Ιωαννίδης

Αθήνα, Ιούλιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/50

Κωνσταντακοπούλου Ε. (2013).
Σχεδιασμός τετραώροφου μεταλλικού βιοκλιματικού κτιρίου κατοικιών
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/50
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Konstantakopoulou E. (2013).
Design of a four-storey metal bioclimatic residential building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/50
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

| | |
|--|----|
| Περίληψη | 3 |
| Abstract | 5 |
| Ευχαριστίες | 7 |
| 1 Εισαγωγή | 9 |
| 2 Περιγραφή του κτιρίου | 11 |
| 2.1 Γεωμετρία του φορέα | 11 |
| 2.2 Κανονικότητα σε κάτοψη | 14 |
| 2.3 Στατικό σύστημα της κατασκευής | 14 |
| 2.4 Υλικά | 15 |
| 2.4.1 Δομικός Χάλυβας | 15 |
| 2.4.2 Σκυρόδεμα | 16 |
| 2.4.3 Κοχλίες | 16 |
| 2.5 Δομικά στοιχεία του κτιρίου | 17 |
| 2.5.1 Υποστυλώματα | 17 |
| 2.5.2 Δοκοί | 17 |
| 2.5.3 Σύμμικτες πλάκες | 18 |
| 2.5.4 Διαδοκίδες | 19 |
| 3 Βιοκλιματική θεώρηση του κτιρίου | 23 |
| 3.1 Εισαγωγή | 23 |
| 3.2 Το κτίριο ως φυσικός ηλιακός συλλέκτης | 24 |
| 3.2.1 Χωροθέτηση του κτιρίου στο οικόπεδο – Προσανατολισμός – Μέγεθος ανοιγμάτων συναρτήσει του προσανατολισμού | 24 |
| 3.2.2 Διάρθρωση των εσωτερικών χώρων | 26 |
| 3.3 Ηλιοπροστασία | 27 |
| 4 Δράσεις επί της κατασκευής | 31 |
| 4.1 Εισαγωγή | 31 |
| 4.2 Μόνιμες δράσεις | 31 |
| 4.3 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις | 32 |
| 4.4 Φορτίο χιονιού | 34 |
| 4.5 Δράσεις ανέμου | 34 |
| 4.6 Σεισμικές δράσεις | 35 |
| 4.7 Οριακές καταστάσεις | 41 |
| 4.8 Συνδυασμοί δράσεων | 41 |
| 4.8.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας | 42 |
| 4.8.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας | 44 |
| 5 Ανάλυση του κτιρίου | 45 |
| 5.1 Πρόγραμμα ανάλυσης | 45 |
| 5.2 Ελαστική ανάλυση | 46 |
| 5.3 Προσομοίωση του κτιρίου | 47 |
| 5.4 Προμελέτη | 49 |
| 5.4.1 Στατική ανάλυση | 49 |
| 5.4.2 Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης | 50 |
| 5.4.3 Δυναμική ανάλυση | 52 |
| 5.4.4 Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης | 52 |
| 5.4.5 Διαστασιολόγηση και αξιοποίηση των μελών του φορέα | 54 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 5.5 | Οριστική μελέτη..... | 56 |
| 5.5.1 | Στατική μελέτη..... | 56 |
| 5.5.2 | Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης..... | 57 |
| 5.5.3 | Δυναμική ανάλυση..... | 58 |
| 5.5.4 | Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης..... | 59 |
| 5.5.5 | Έλεγχος περιορισμού βλαβών..... | 61 |
| 5.6 | Έλεγχος για τον σεισμικό σχεδιασμό..... | 62 |
| 5.6.1 | Εισαγωγή..... | 62 |
| 5.6.2 | Δοκοί..... | 62 |
| 5.6.3 | Υποστυλώματα..... | 68 |
| 5.6.4 | Αξιοποίηση των μελών του φορέα..... | 82 |
| 6 | Συνδέσεις..... | 85 |
| 6.1 | Εισαγωγή..... | 85 |
| 6.2 | Κατάταξη κόμβων με βάση την δυσκαμψία..... | 86 |
| 6.3 | Απλές συνδέσεις..... | 87 |
| 6.4 | Συνδέσεις ροπής..... | 88 |
| 6.4.1 | Εισαγωγή..... | 88 |
| 6.4.2 | Κόμβοι σε συνδέσεις ροπής δοκών-υποστυλωμάτων..... | 88 |
| 6.4.3 | Συνδέσεις ροπής στην βάση των υποστυλωμάτων..... | 88 |
| 6.5 | Κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπική πλάκα δοκού-υποστυλώματος..... | 89 |
| 6.5.1 | Εισαγωγή..... | 89 |
| 6.5.2 | Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση..... | 89 |
| 6.5.3 | Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη..... | 90 |
| 6.5.4 | Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη..... | 90 |
| 6.5.5 | Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη..... | 90 |
| 6.5.6 | Μετωπική πλάκα σε κάμψη..... | 92 |
| 6.5.7 | Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό..... | 94 |
| 6.5.8 | Κορμός δοκού σε εφελκυσμό..... | 94 |
| 6.5.9 | Ροπή αντοχής του κόμβου..... | 95 |
| 6.6 | Σχεδιασμός συνδέσεων..... | 95 |
| 6.6.1 | Εισαγωγή..... | 95 |
| 6.6.2 | Συνδέσεις ροπής πλήρους αντοχής..... | 95 |
| 6.6.3 | Σύνδεση τέμνουσας..... | 99 |
| 6.6.4 | Σύνδεση βάσης υποστυλώματος..... | 100 |
| 7 | Συμπεράσματα..... | 103 |
| 8 | Βιβλιογραφία..... | 105 |
| | Παράρτημα Α. Αρχιτεκτονικά σχέδια του κτιρίου..... | I |
| | Παράρτημα Β. Μεταλλότυποι του κτιρίου..... | X |

Σχεδιασμός τετραώροφου μεταλλικού βιοκλιματικού κτιρίου κατοικιών

Κωνσταντακοπούλου Ε. (Επιβλέπων: Ιωαννίδης Γ.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η εξέταση και εφαρμογή των διατάξεων των κανονισμών του Ευρωκώδικα στην μελέτη των μεταλλικών κτιρίων. Επιπλέον, γίνεται προσπάθεια διερεύνησης ορισμένων παραμέτρων που αφορούν τον βιοκλιματικό σχεδιασμό μιας κατασκευής καθώς και της δυνατότητας υλοποίησής τους.

Συγκεκριμένα, η μελέτη αυτή πραγματοποιήθηκε μέσω του σχεδιασμού ενός τετραώροφου κτιρίου κατοικιών με μεταλλικό φέροντα οργανισμό και ορθογωνική κάτοψη. Για την εξασφάλιση της πλευρικής ευστάθειας ο σχεδιασμός της κατασκευής έγινε με τρόπο ώστε τα πλαίσια να λειτουργούν ως πλαίσια παραλαβής ροπών και στις δύο διευθύνσεις.

Αρχικά, με στόχο την βιοκλιματική προσέγγιση του σχεδιασμού του κτιρίου εξετάστηκαν κανονιστικές διατάξεις που αναφέρονται στην χωροθέτηση του κτιρίου στο οικόπεδο και την διάρθρωση των εσωτερικών χώρων και εξήχθησαν συμπεράσματα σχετικά την εφαρμοσιμότητά τους. Επιπλέον, διερευνήθηκαν οι ανάγκες του κτιρίου όσον αφορά το ζήτημα της ηλιοπροστασίας και ακολούθως επιλέχθηκαν τα κατάλληλα ηλιοπροστατευτικά συστήματα.

Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε στατική και δυναμική ανάλυση του φορέα. Η επίλυση του κτιρίου έγινε σε δύο φάσεις, σε φάση προμελέτης με απλοποιημένο προσομοίωμα ανάλυσης αλλά και σε φάση οριστικής μελέτης με το πλήρες και πιο αναλυτικό προσομοίωμα. Ακολούθησε η διαστασιολόγηση των μελών του φορέα για όλους τους συνδυασμούς αστοχίας και λειτουργικότητας λαμβάνοντας υπόψη τα κριτήρια για τον έλεγχο των επιρροών 2^{ης} τάξης και του περιορισμού βλαβών.

Έπειτα έγινε ο σχεδιασμός των συνδέσεων της κατασκευής. Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε αρχικά στην μόρφωση των συνδέσεων ροπής των κόμβων δοκών-υποστυλωμάτων ενώ στην συνέχεια σχεδιάστηκαν συνδέσεις τέμνουσας και συνδέσεις βάσεις υποστυλωμάτων.

Τέλος, από την πορεία της εργασίας εξάγονται συμπεράσματα που αφορούν γενικότερα τον σχεδιασμό αλλά και την μόρφωση του φέροντα οργανισμού τέτοιου τύπου μεταλλικών κτιρίων.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2013/50

Design of a four-storey metal bioclimatic residential building

Konstantakopoulou E. (supervised by Ioannidis G.)

Abstract

The purpose of the present diploma thesis is the examination and application of the regulations of Eurocode in the study of metal buildings. Furthermore, is to explore certain parameters related to the bioclimatic design of a structure and the possibility of their implementation.

Specifically, the study was conducted through the design of a four-storey residential building with metal bearing structure and a rectangular floor plan. To ensure the stability against to the horizontal forces, the design of the structure was such that all the frames serve as moment resisting frames in both directions.

Initially, aiming a bioclimatic design approach of the building, we examined regulatory provisions referred to the siting of the building on the plot and the structure of the interior spaces and conclusions were reached for their applicability. Additionally, we investigated the needs of the building on the issue of shading and then the appropriate solar protection systems were selected.

Thereafter, the static and dynamic analysis of the structure was held. The resolving of the building was done in two phases, in the preliminary design phase with a simplified model analysis and in the final design phase with the final and more detailed model analysis. Then the members of the structure were sized taking into consideration, for all the combinations of failure and functionality, the satisfaction of controls of the influences of 2nd order and the restriction of damage.

Afterwards, we designed the connections of the structure. At first we paid attention in the configuration of the connections of propensity of nodes of beams-columns and then we designed sheer connections and column base connections.

Finally, from the course of work are exported conclusions that concern more generally the design but also the configuration of the bearing structure of such type of metal buildings.

Ευχαριστίες

Με την εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας ολοκληρώνεται επίσημα ο κύκλος των προπτυχιακών μου σπουδών στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Συνεπώς θα ήθελα να αναφερθώ στους ανθρώπους που συνέβαλαν στην εκπλήρωση αυτού του προσωπικού στόχου ζωής.

Καταρχάς θα ήθελα να ευχαριστήσω τους καθηγητές και διδάσκοντες της σχολής για την προσπάθεια τους να μας μεταδώσουν τις γνώσεις τους σχετικά με το αντικείμενο του πολιτικού μηχανικού.

Ευχαριστώ ιδιαίτερα τον καθηγητή κ. Γεώργιο Ιωαννίδη που δέχθηκε να επιβλέψει την διπλωματική μου εργασία και να μου δώσει την δυνατότητα να επεκτείνω και να εμβαθύνω τις γνώσεις μου στον τομέα των μεταλλικών κατασκευών όπως επιθυμούσα.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο για την αμέριστη υποστήριξη και καθοδήγησή του σε όλη την διάρκεια της προσπάθειας μου. Παρακολούθησε με προθυμία την πορεία αυτής της εργασίας και συνέβαλε καθοριστικά σε θέματα που προέκυψαν με ενδιαφέρον και υπομονή.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φίλους και συμφοιτητές μου για την υποστήριξη και την αγάπη τους στο διάστημα της φοίτησής μας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου Πέτρο και Μαίρη για την ανεκτίμητη προσφορά τους και για την στήριξη τους στους στόχους μου που αποτελεί πάντοτε για αυτούς πρωταρχική προτεραιότητα.

Έλλη Κωνσταντακοπούλου
Αθήνα
Ιούλιος 2013

1 Εισαγωγή

Το πεδίο των μεταλλικών κατασκευών συνιστά αναμφισβήτητα ένα αναπόσπαστο τμήμα της σύγχρονης δόμησης. Συνδυάζοντας σταθερότητα, αντισεισμικότητα, μεγάλη αντοχή στον χρόνο, ταχεία και οικονομική ανέγερση και αισθητική, αποκτούν σταδιακά ευρεία εφαρμογή και στον οικοδομικό χάρτη της Ελλάδας σε όλους τους τύπους δομικών έργων. Επιπλέον οι σύγχρονες απαιτήσεις στον κατασκευαστικό τομέα επιβάλλουν τον βιοκλιματικό σχεδιασμό των κτιρίων με στόχο την ορθολογικότερη ενεργειακή κατανάλωση. Με την παρούσα διπλωματική εργασία επιχειρείται η διερεύνηση του αντικειμένου των μεταλλικών κατασκευών και των αρχών της βιοκλιματικής αρχιτεκτονικής με στόχο την απόκτηση και την εμπάθυνση γνώσεων.

Ειδικότερα, η εργασία αυτή επικεντρώνεται στο σχεδιασμό και την διαστασιολόγηση ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου κατοικιών. Η μελέτη του κτιρίου υλοποιήθηκε μέσω παραμετρικών επιλύσεων τρισδιάστατων προσομοιωμάτων με παράλληλη εφαρμογή των κατάλληλων κανονιστικών διατάξεων. Η εργασία δομείται σε έξι κεφάλαια όπου παρουσιάζεται αναλυτικά η πορεία της μελέτης του κτιρίου.

Στο δεύτερο Κεφάλαιο περιγράφεται η γεωμετρία του κτιρίου καθώς και το στατικό σύστημα στο οποίο ανήκει. Επιπλέον, γίνεται αναφορά στα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν καθώς και στα δομικά στοιχεία του κτιρίου.

Στο τρίτο Κεφάλαιο παρουσιάζονται ορισμένες κανονιστικές διατάξεις που αφορούν τον βιοκλιματικό σχεδιασμό του κτιρίου και διερευνάται η δυνατότητα εφαρμογής τους.

Στο τέταρτο Κεφάλαιο αναφέρονται και περιγράφονται οι διάφορες κατηγορίες δράσεων που λήφθηκαν υπόψη στον σχεδιασμό της κατασκευής.

Στο πέμπτο Κεφάλαιο αρχικά παρουσιάζεται το πρόγραμμα ανάλυσης SAP2000 καθώς και τα δύο προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν, ένα κατά την φάση της προμελέτης και ένα κατά την φάση της οριστικής μελέτης. Στην φάση προμελέτης πραγματοποιήθηκε στατική και δυναμική ανάλυση καθώς και έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης. Έπειτα, παρουσιάζεται η οριστική μελέτη κατά την οποία μετά την στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου με το τελικό προσομοίωμα, ακολούθησαν έλεγχοι 2^{ης} τάξης, περιορισμού βλαβών καθώς και έλεγχος των δοκών και των υποστυλωμάτων για τον σεισμικό συνδυασμό.

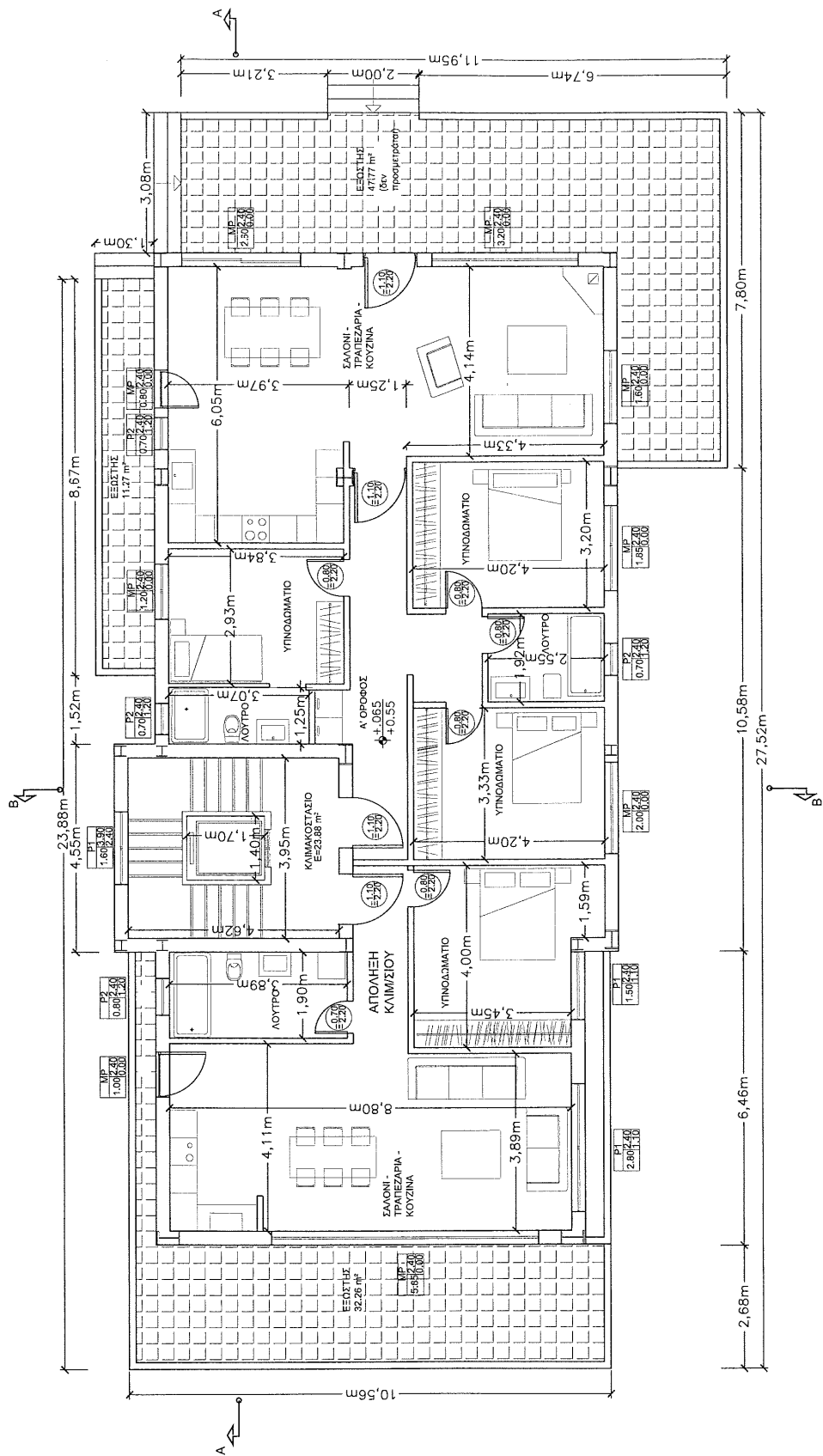
Στο έκτο Κεφάλαιο περιγράφονται αρχικά οι κατηγοριοποιήσεις των συνδέσεων και ο τρόπος προσδιορισμού της αντοχής του κόμβου στην περίπτωση κοχλιωτών συνδέσεων δοκού-υποστυλώματος με μετωπική πλάκα. Στην συνέχεια παρουσιάζεται ο σχεδιασμός ορισμένων συνδέσεων δοκών-υποστυλωμάτων του κτιρίου (ροπής και τέμνουσας) καθώς και μία σύνδεση βάσης υπόστυλώματος σύμφωνα με τα εντατικά μεγέθη που δρουν επ' αυτών.

Στο έβδομο και τελευταίο Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα τα οποία εξήχθησαν έπειτα από την ολοκλήρωση της εργασίας αυτής.

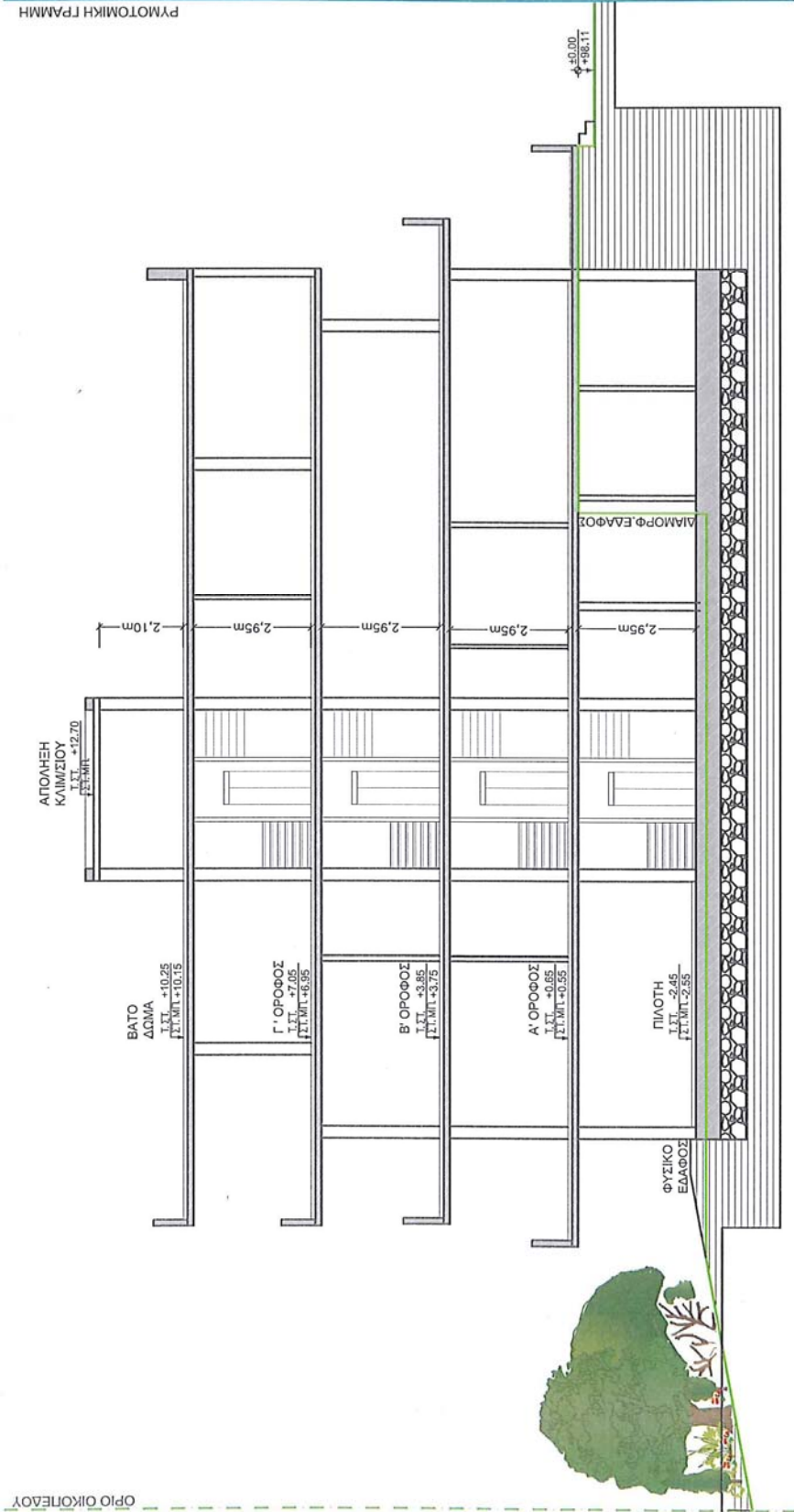
2 Περιγραφή του κτιρίου

2.1 Γεωμετρία του φορέα

Η κατασκευή που μελετάται είναι ένα τετραώροφο κτίριο κατοικιών. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου είναι μεταλλικός και χρησιμοποιήθηκαν σύμμικτες πλάκες. Η πιλοτή είναι εν μέρει υπόγεια και προορίζεται ειδικά ως χώρος στάθμευσης και αποθήκευσης. Το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 13,05m ενώ στο τέλος του τέταρτου ορόφου υπάρχει απόληξη κλιμακοστασίου ύψους 2,45m. Η κατασκευή έχει ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων 24m x 10m. Στο Σχήμα 2.1 δίνεται ενδεικτικά η κάτοψη του πρώτου ορόφου ενώ στο Σχήμα 2.2 η τομή A-A όπου φαίνεται η διαμόρφωση του εδάφους και το υπόγειο τμήμα της πιλοτής.



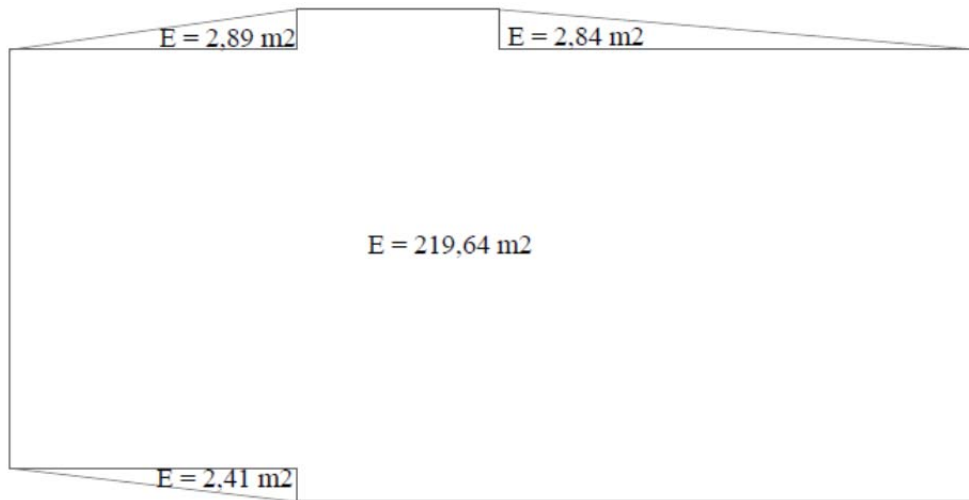
Σχήμα 2.1 : Κάτοψη του πρώτου ορόφου.



Σχήμα 2.2 : Τομή Α-Α.

2.2 Κανονικότητα σε κάτοψη

Λόγω του σχήματος της κάτοψης του υπό εξέταση κτιρίου πρέπει να ελέγξουμε εάν μπορεί να χαρακτηριστεί κανονικό σε κάτοψη. Σύμφωνα με τον ΕΚ8, στην περίπτωση όπου υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο, η κανονικότητα σε κάτοψη θεωρείται ότι ικανοποιείται εφόσον η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου. Στο Σχήμα 2.3 δίνεται το εμβαδόν του ορόφου καθώς και των τμημάτων μεταξύ της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα και του περιγράμματός της.



Σχήμα 2.3 : Κάτοψη ορόφου και κυρτή πολυγωνική γραμμή που περιβάλλει την πλάκα.

$$\text{Έχουμε : } \frac{(2,89 + 2,84 + 2,41)}{219,64} \cdot 100\% = 3,71\% \leq 5\%$$

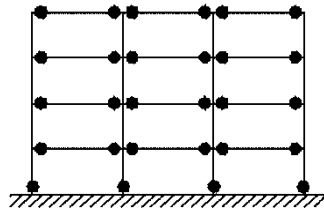
Άρα το υπό μελέτη κτίριο μπορεί να θεωρηθεί κανονικό σε κάτοψη.

2.3 Στατικό σύστημα της κατασκευής

Σε μία πολυώροφη κατασκευή, εκτός από την μεταφορά των κατακόρυφων δράσεων στη θεμελίωση, απαιτείται η ασφαλής μεταφορά των οριζοντίων δυνάμεων οι οποίες κυρίως οφείλονται στον σεισμό, τον άνεμο και τις κατασκευαστικές ατέλειες. Τα μεταλλικά κτίρια ανάλογα με την συμπεριφορά του κυρίως αντισεισμικού τους φορέα υπό σεισμικές δράσεις κατατάσσονται σε διάφορα στατικά συστήματα. Το υπό μελέτη κτίριο ανήκει στο στατικό σύστημα *''πλαίσια παραλαβής ροπών''*.

«Τα πλαίσια παραλαβής ροπών, είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από μέλη τα οποία δρουν κατά καμπτικό κυρίως τρόπο.» [8]

Συγκεκριμένα στο υπό μελέτη κτίριο οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται από τις δοκούς και τα υποστυλώματα που δρουν κυρίως καμπτικά. Όλα τα πλαίσια της κατασκευής λειτουργούν ως πλαίσια ροπής και στις δύο διευθύνσεις. Στο Σχήμα 2.4 δίνεται τυπικό πλαίσιο παραλαβής ροπών.



Σχήμα 2.4 : Πλαίσιο παραλαβής ροπών (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε δοκούς και στην βάση των υποστρωμάτων).

2.4 Υλικά

2.4.1 Δομικός Χάλυβας

Στο υπό εξέταση κτίριο χρησιμοποιήθηκε κυρίως δομικός χάλυβας S235. Ωστόσο, κατά την ανάλυση της κατασκευής, κρίθηκε σκόπιμο για ορισμένες κύριες δοκούς να επιλεγεί χάλυβας S355. Στο Παράρτημα Β δίνονται οι μεταλλότυποι του κτιρίου όπου αναγράφονται ειδικές επισημάνσεις στις δοκούς για τις οποίες απαιτήθηκε χάλυβας ποιότητας S355. Δίνονται στον παρακάτω πίνακα τα μηχανικά χαρακτηριστικά για τις δύο αυτές ποιότητες χάλυβα.

Πίνακας 2.1 : Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών χαλύβων S235 και S355.

| Ποιότητα κατά EN 10025-2 | Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t (mm) | | | |
|--------------------------|---|----------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| | $t \leq 40$ mm | | $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm | |
| | f_y (N/mm ²) | f_u (N/mm ²) | f_y (N/mm ²) | f_u (N/mm ²) |
| S235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S355 | 355 | 510 | 335 | 470 |

Στους υπολογισμούς, οι τιμές σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων είναι οι ακόλουθες :

Μέτρο ελαστικότητας :

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Μέτρο διάτμησης :

$$G \approx 81000 \text{ N/mm}^2$$

Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή :

$$\nu = 0,3$$

Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής :

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ ανά } ^\circ\text{C}$$

Πυκνότητα :

$$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$$

2.4.2 Σκυρόδεμα

Οι ποιότητες του σκυροδέματος προσδιορίζονται από τα αποτελέσματα αντοχής κυλινδρικών και κυβικών δοκιμίων από σκυρόδεμα έπειτα από επιπόνησή τους σε κεντρική θλίψη για ηλικία σκυροδέματος 28 ημερών και για συμβατικές συνθήκες παρασκευής, συντήρησης και δοκιμασίας των δοκιμίων που προδιαγράφονται στους κανονισμούς τεχνολογίας σκυροδέματος. Στην σύμμικτη πλάκα της κατασκευής χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 που αντιστοιχεί σε αντοχή κυλίνδρου 25MPa. Στην θλιπτική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος λαμβάνονται υπόψη μακροχρόνιες επιδράσεις της φόρτισης καθώς και δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο επιβολής της φόρτισης μέσω ενός μειωτικού συντελεστή α_{cc} ο οποίος κατά τους υπολογισμούς λήφθηκε ίσος με 0,85. Στον Πίνακα 2.2 δίνονται οι ιδιότητες του σκυροδέματος ποιότητας C25/30.

Πίνακας 2.2 : Ιδιότητες σκυροδέματος C25/30.

| Ποιότητα σκυροδέματος | f_{ck} | $f_{ck,cube}$ (Mpa) | f_{cm} (Mpa) | f_{ctm} (Mpa) | $f_{ctk,0.05}$ (Mpa) | $f_{ctk,0.95}$ (Mpa) | E_{cm} (Gpa) |
|-----------------------|----------|---------------------|----------------|-----------------|----------------------|----------------------|----------------|
| C25/30 | 25 | 30 | 33 | 2,6 | 1,8 | 3,3 | 31 |

Επίσης κατά τους υπολογισμούς λήφθηκαν τα ακόλουθα :

| | |
|---|--|
| Ειδικό βάρος για οπλισμένο σκυρόδεμα : | $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ |
| Λόγος Poisson για ελαστικές παραμορφώσεις : | $\nu = 0,2$ |
| Λόγος Poisson για ρηγματωμένο σκυρόδεμα : | $\nu = 0$ |
| Τάση σχεδιασμού : | $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c, \gamma_c = 1,5$ |

2.4.3 Κοχλίες

«Ο χαρακτηρισμός ενός κοχλίου περιλαμβάνει την ποιότητα, την διάμετρο και την σχετική προδιαγραφή.» [2] Στις συνδέσεις του κτιρίου χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες ποιότητας 8.8 και 10.9 οι οποίοι θεωρούνται κοχλίες υψηλής αντοχής. Όπως παρατηρούμε, η ποιότητα των κοχλίων συμβολίζεται με δύο αριθμούς εκ των οποίων ο πρώτος αναφέρεται στο 1/100 της εφελκυστικής αντοχής σε [Mpa] και ο δεύτερος στο δεκαπλάσιο του λόγου μεταξύ ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής. Στον Πίνακα 2.3 δίνονται το ονομαστικό όριο διαρροής και η ονομαστική εφελκυστική αντοχή για τις δύο αυτές ποιότητες κοχλίων. Όσον αφορά τις διαμέτρους των κοχλίων, επιλέχθηκαν για τις συνδέσεις της κατασκευής οι διάμετροι M20, M22, M24 και M27 κατά DIN7990. Στο Πίνακα 2.4 δίνονται οι διαστάσεις των κοχλίων που χρησιμοποιήθηκαν.

Πίνακας 2.3 : Ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{yb} και της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} για κοχλίες.

| | | |
|------------------|-----|------|
| Ποιότητα κοχλίων | 8.8 | 10.9 |
| f_{yb} (Mpa) | 640 | 900 |
| f_{ub} (Mpa) | 800 | 1000 |

Πίνακας 2.4 : Διαστάσεις κοχλιών [mm].

| Κοχλίες | M 20 | M 22 | M 24 | M 27 |
|---|------|------|------|------|
| <i>d</i> σπειρώματος | 20 | 22 | 24 | 27 |
| <i>d</i> κορμού, κοινοί κοχλίες | 20 | 22 | 24 | 27 |
| <i>d</i> κορμού, εφαρμοσμένοι κοχλίες | 21 | 23 | 25 | 28 |
| Εμβαδόν σπειρώματος <i>A_s</i> [cm ²] | 2,45 | 3,03 | 3,53 | 4,59 |

2.5 Δομικά στοιχεία του κτιρίου

2.5.1 Υποστυλώματα

Κατά την διαστασιολόγηση της κατασκευής, για τα υποστυλώματα των πλαισίων επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταυ από τις κατηγορίες πρότυπων ελατών διατομών HEA και HEB. Η προτίμηση πλατύπελμων διατομών έναντι υψίκορμων βασίζεται στο γεγονός ότι παρουσιάζουν λιγότερη ευαισθησία σε πλευρικό λυγισμό.

Όπως προαναφέρθηκε στην παράγραφο 2.3, τα πλαίσια παραλαβής ροπών λειτουργούν και στις δύο κύριες διευθύνσεις. Συνεπώς, οι βάσεις των υποστυλωμάτων έχουν διαμορφωθεί σε πακτώσεις τόσο στον ισχυρό όσο και στον ασθενή άξονά τους. Ο προσανατολισμός των υποστυλωμάτων διαμορφώθηκε λαμβάνοντας υπόψη την εξασφάλιση καλής λειτουργίας των πλαισίων ροπής καθώς και τις συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων ανά διεύθυνση. Στον Πίνακα 2.5 δίνονται οι διατομές των υποστυλωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν στο κτίριο.

Πίνακας 2.5 : Διατομές των υποστυλωμάτων.

| Όροφος | 1 ^{ος} | 2 ^{ος} | 3 ^{ος} | 4 ^{ος} | Κλιμακοστάσιο |
|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|
| Στόλοι | HE240A, | HE240A, | HE240A, | HE240A, | HE240A, |
| πλαisiών ροπής | HE320A, | HE320A, | HE320A, | HE300A, | HE320A |
| κατά X και Y | HE340A, | HE340A, | HE360A, | HE320A, | |
| | HE360A, | HE360A, | HE400B, | HE400B, | |
| | HE400A, | HE400A, | HE450B, | HE450B, | |
| | HE450A, | HE450A, | HE500B | HE500B | |
| | HE360B, | HE400B, | | | |
| | HE400B, | HE450B, | | | |
| | HE450B, | HE500B | | | |
| | HE500B | | | | |

2.5.2 Δοκοί

Στο υπό μελέτη κτίριο οι δοκοί των πλαισίων σχεδιάστηκαν ως σιδηροδοκοί. Για τις δοκούς αυτές επιλέχθηκαν διατομές διπλού ταυ από τις κατηγορίες πρότυπων ελατών διατομών IPE και HEA. Στον Πίνακα 2.6 δίνονται οι διατομές των δοκών που χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή.

Πίνακας 2.6 : Διατομές των δοκών.

| Όροφος | 1 ^{ος} | 2 ^{ος} | 3 ^{ος} | 4 ^{ος} | Κλιμακοστάσιο |
|---|---|------------------------------|------------------------------|---|---------------|
| Δοκοί πλαισίων ροπής κατά Χ και Υ | IPE300, IPE330, HE400A, HE500A | IPE300, IPE330, HE450A | IPE300, IPE330, HE450A | IPE300, IPE330, HE360A, HE450A | IPE270 |

2.5.3 Σύμμικτες πλάκες

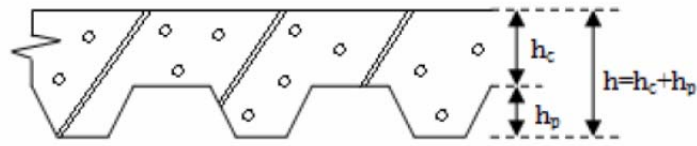
Στις μεταλλικές κατασκευές οι πλάκες καλούνται να επιτελέσουν έναν πιο σύνθετο ρόλο. Καταρχάς λειτουργούν ως “στοιχεία πλάκας” για την παραλαβή και μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις δοκούς. Επιπρόσθετα όμως, συμβάλλουν μέσω της διαφραγματικής τους λειτουργίας στην μεταφορά των εντός του επιπέδου τους οριζόντιων φορτίων (σεισμικές δράσεις, θερμοκρασιακές μεταβολές) στο σύστημα που εξασφαλίζει την πλευρική ευστάθεια του κτιρίου (πλαίσια, κατακόρυφοι σύνδεσμοι, τοιχώματα).

Συνηθέστερο τύπο πλακών στα μεταλλικά κτίρια αποτελούν οι σύμμικτες πλάκες. Οι σύμμικτες πλάκες είναι φέρουσες πλάκες οροφής αποτελούμενες από χαλυβδόφυλλα με επίστρωση σκυροδέματος. Πριν από την σκυροδέτηση, η χαλύβδινη βάση, συνδεδεμένη με την υποδομή, χρησιμοποιείται ως κατάστρωμα εργασίας ενώ στην φάση της σκυροδέτησης λειτουργεί ως συμβατικός ξυλότυπος. Στην κατάσταση λειτουργίας το σκληρυμένο σκυρόδεμα είναι συνδεδεμένο διατμητικά με τα χαλυβδόφυλλα ώστε να μπορούν να παραλάβουν εφελκυστικές δυνάμεις. Μετά την ξήρανση του σκυροδέματος η πλάκα αποκτά πλέον σύμμικτη λειτουργία. Η συνεργασία μεταξύ του σκυροδέματος και των χαλυβδόφυλλων διασφαλίζεται με εγκοπές και ειδικά διαμορφωμένες νευρώσεις στο χαλυβδοέλασμα ή με διατμητικούς συνδέσμους.

Η διατομή των χαλυβδοφύλλων κατηγοριοποιείται σε δύο τύπους, στην μορφή “χελιδονιού” και στην τραπεζοειδή μορφή, με συνηθέστερη την δεύτερη. Η τοποθέτησή τους πραγματοποιείται κάθετα στις δοκούς είτε ως αμφιέριστα είτε ως συνεχή, με σημαντικό πλεονέκτημα των τελευταίων να λειτουργούν ως συνεχείς δοκοί στην φάση σκυροδέτησης παρέχοντας στις σιδηροδοκούς καλύτερη πλευρική στήριξη έναντι στρεμπτοκαμπτικού λυγισμού στη φάση κατασκευής. Δια μέσω αυτών γίνεται η συγκόλληση των διατμητικών ήλων στα πέλαμα των δοκών για να εξασφαλιστεί η ακραία αγκύρωση. Προκειμένου ωστόσο να καταστεί δυνατό αυτό, πρέπει το μέγιστο πάχος των φύλλων να είναι 1,25 mm, να είναι καθαρά από υγρασία και να έχει αφαιρεθεί κάθε επίστρωση από το πέλαμα της σιδηροδοκού στη θέση της συγκόλλησης. Σε περίπτωση μεγαλύτερων παχών ως λύση προβλέπεται η διάνοιξη οπών από τις οποίες θα διέλθουν οι διατμητικοί ήλοι.

Στο υπό μελέτη κτίριο δεν πραγματοποιήθηκε έλεγχος των σύμμικτων πλακών στις φάσεις σκυροδέτησης και λειτουργίας καθώς δεν αποτελεί αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Ωστόσο, η επιλογή των σύμμικτων πλακών και των χαλυβδόφυλλων έγινε σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Ευρωκώδικα 4 ώστε να ληφθούν υπόψη τα φορτία τους κατά την ανάλυση της κατασκευής.

Βάσει των κανονισμών, το ελάχιστο πάχος των σύμμικτων πλακών είναι $h = 90\text{mm}$ ενώ το ελάχιστο πάχος σκυροδέματος είναι $h_c = 50\text{mm}$. Η κατηγορία του σκυροδέματος πρέπει να είναι μεταξύ των κατηγοριών C20/25 και C60/75. Επίσης, το ελάχιστο πάχος έδρασης για το χαλυβδοέλασμα είναι 50mm ενώ για το σκυρόδεμα της σύμμικτης πλάκας είναι 75mm. Παρακάτω δίνονται σχηματικά τα μεγέθη h και h_c .

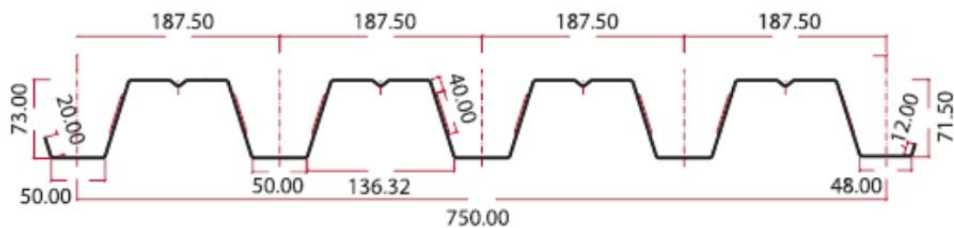


Σχήμα 2.5 : Συνολικό πάχος πλάκας h και πάχος σκυροδέματος h_c .

Οι σύμμικτες πλάκες που χρησιμοποιήθηκαν έχουν συνολικό πάχος $h = 150\text{mm}$ και πάχος σκυροδέματος $h_c = 77\text{mm}$. Τα χαλυβδόφυλλα έχουν τραπεζοειδή διατομή, πάχος $t = 0,75\text{mm}$ και είναι κατασκευασμένα με χάλυβα S320 υψηλής ποιότητας. Για την εξασφάλιση της διαφραγματικής λειτουργίας των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκαν 4 διατμητικοί ήλοι ανά μέτρο ποιότητας S355 και διαμέτρου $\Phi 16$. Στο Σχήμα 2.6 δίνεται η γεωμετρία των χαλυβδόφυλλων.

Επιπλέον, τοποθετήθηκε πρόσθετος οπλισμός $\Phi 12/20$ ποιότητας S500 για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης στις περιοχές των αρνητικών ροπών ενώ στις περιοχές των ανοιγμάτων ο οπλισμός αυτός μειώνεται στο μισό. Προκειμένου να διασφαλιστεί αντοχή έναντι πυρκαγιάς, στις αυλακώσεις τοποθετήθηκαν επίσης ράβδοι οπλισμού με επαρκή επικάλυψη.

Η επιλογή των σύμμικτων πλακών έγινε με την χρήση κατάλληλου πίνακα για χαλυβδόφυλλα Symdeck 73 του συγκεκριμένου πάχους και για περίπτωση αμφίρριπτου ανοίγματος, ο οποίος για συγκεκριμένο μήκος ανοίγματος και πάχος πλάκας δίνει την τιμή του μέγιστου φορτίου που μπορεί να φέρει η σύμμικτη πλάκα. Εφόσον η μέγιστη απόσταση διαδοκίδων στο υπό μελέτη κτίριο είναι $1,64\text{m}$, θεωρήθηκε υπέρ της ασφαλείας άνοιγμα μήκους $1,75\text{m}$ και για πάχος πλάκας $h = 150\text{mm}$ από τον πίνακα παρατηρούμε ότι προκύπτει τιμή μέγιστου φορτίου ίση με $14,82\text{kN/m}^2$. Το φορτίο αυτό συγκρίνεται με την δυσμενέστερη τιμή του συνδυασμού $1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q$, όπου g είναι η τιμή του φορτίου από τις επιστρώσεις-μονώσεις των δαπέδων και q η τιμή του ωφέλιμου φορτίου. Στο υπό εξέταση κτίριο η δυσμενέστερη τιμή του συνδυασμού αυτού προέκυψε στους εξώστες ίση με $1,35 \cdot 2,0\text{kN/m}^2 + 1,5 \cdot 5,0\text{kN/m}^2 = 10,20\text{ kN/m}^2 < 14,82\text{kN/m}^2$, επομένως επαρκεί η σύμμικτη πλάκα που επιλέχθηκε.



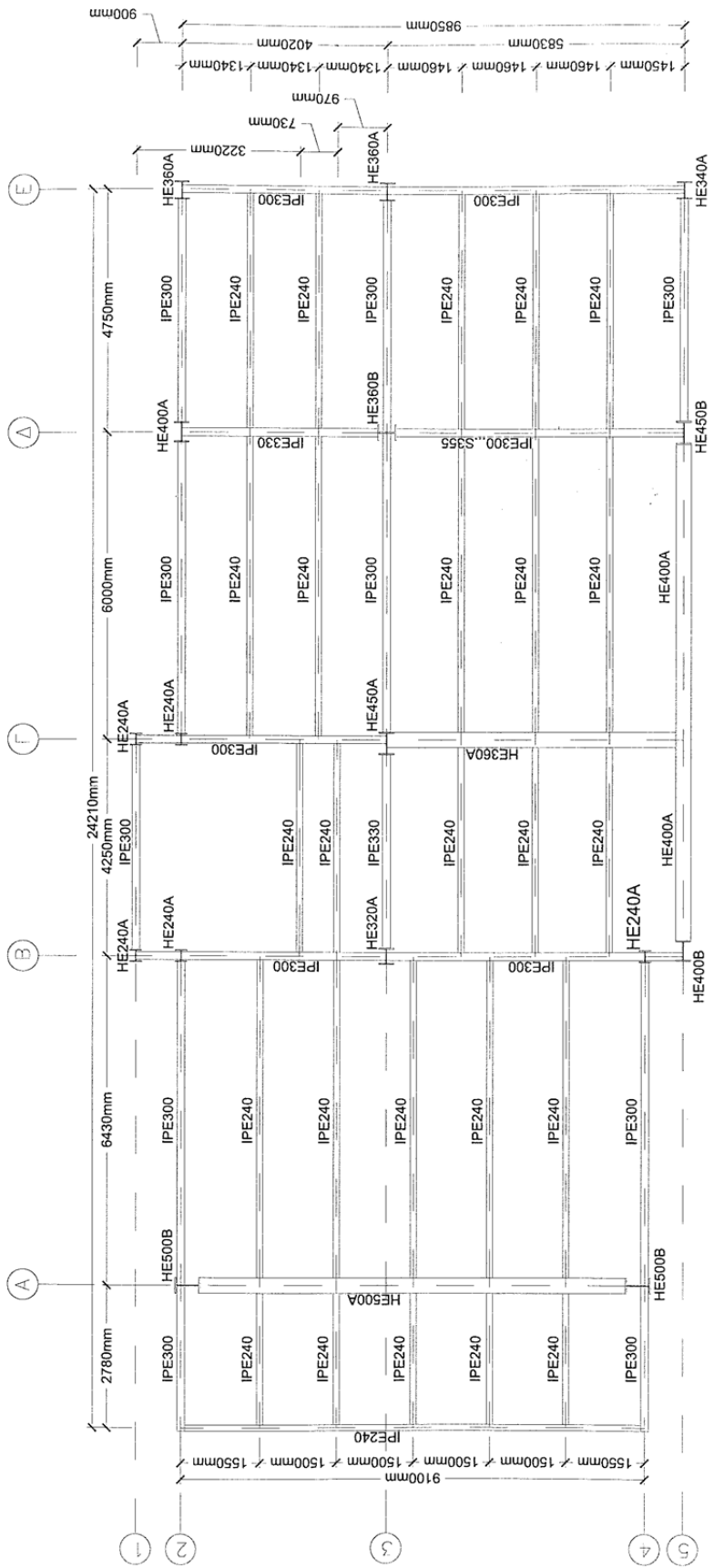
Σχήμα 2.6 : Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδοελάσματος.

2.5.4 Διαδοκίδες

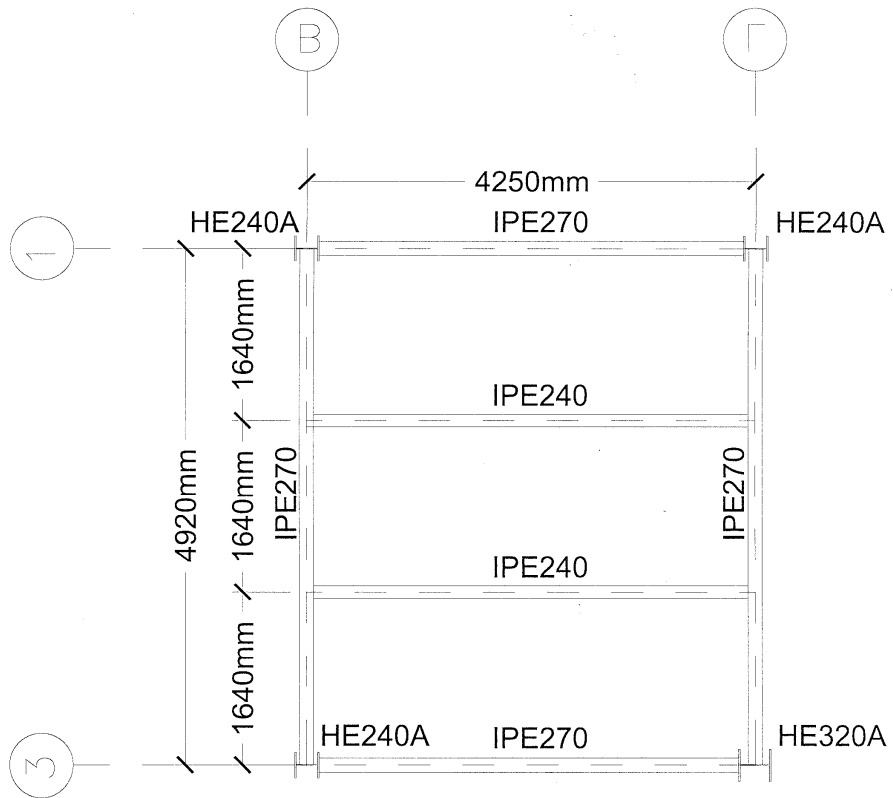
Οι διαδοκίδες, ως βοηθητικά δομικά στοιχεία, συμβάλλουν στην μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων από τις σύμμικτες πλάκες στις δοκούς. Στα μεταλλικά κτίρια, ωστόσο, η χρήση τους είναι ιδιαίτερα δημοφιλής κυρίως επειδή συντελούν στην μείωση του πάχους των πλακών. Και τούτο διότι ο σχεδιασμός των κτιρίων αυτών περιλαμβάνει

ανοίγματα μεγάλου μήκους, γεγονός που συνεπάγεται μεγάλο απαιτούμενο στατικό ύψος των πλακών εάν αυτές εδράζονταν απευθείας στις κύριες δοκούς.

Στο εξεταζόμενο κτίριο χρησιμοποιήθηκαν διαδοκίδες διατομής IPE240. Η τοποθέτησή τους έγινε κατά την διεύθυνση του X άξονα. Οι αποστάσεις των διαδοκίδων δεν διαφοροποιούνται ανά όροφο εκτός από το επίπεδο της απόληξης του κλιμακοστασίου. Στα Σχήματα 2.7 και 2.8 δίνονται ενδεικτικά ο μεταλλότυπος οροφής του πρώτου ορόφου και της απόληξης του κλιμακοστασίου αντίστοιχα, όπου αναγράφονται οι αποστάσεις μεταξύ των διαδοκίδων.



Σχήμα 2.7 : Μεταλλότυπος οροφής πρώτου ορόφου.



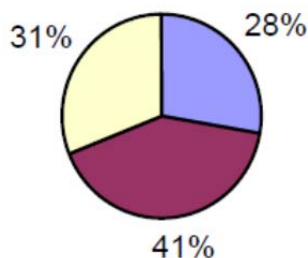
Σχήμα 2.8 : Μεταλλότυπος απόληξης κλιμακοστασίου.

3 Βιοκλιματική θεώρηση του κτιρίου

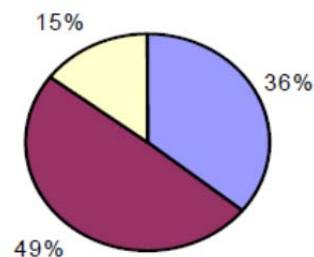
3.1 Εισαγωγή

Κύριο γνώρισμα του σύγχρονου κόσμου συνιστά η ολοένα και ταχύτερη ανάπτυξη στον οικονομικό και τεχνολογικό τομέα. Αυτό έχει σαν συνέπεια, παράλληλα με την διαρκή βελτίωση του βιοτικού επιπέδου, να παρατηρείται ραγδαίος πολλαπλασιασμός των ενεργειακών αναγκών προς κάλυψη. Ειδικότερα στον κτιριακό τομέα, απαιτείται πλέον σημαντικό ποσοστό της συνολικής παραγόμενης ενέργειας για την λειτουργία του. Στο Σχήμα 3.1 δίνονται τα ποσοστά της συνολικής παραγόμενης ενέργειας που δαπανώνται για την κάλυψη των ενεργειακών αναγκών στην βιομηχανία, στον κτιριακό τομέα και τις μεταφορές σε χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης καθώς και σε χώρες της κεντρικής και ανατολικής Ευρώπης, ενώ στον Πίνακα 3.1 τα ποσοστά κατανάλωσης της πρωτογενούς ενέργειας στην Ελλάδα κατά τα έτη 1985,1995 και 2005.

ΧΩΡΕΣ ΕΥΡΩΠΑΪΚΗΣ ΕΝΩΣΗΣ



ΧΩΡΕΣ ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΤΟΛΙΚΗΣ ΕΥΡΩΠΗΣ



■ ΒΙΟΜΗΧΑΝΙΑ ■ ΚΤΙΡΙΑΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ ■ ΜΕΤΑΦΟΡΕΣ

Σχήμα 3.1 : Δαπανώμενα ποσοστά της συνολικής παραγόμενης ενέργειας στην βιομηχανία, στον κτιριακό τομέα και στις μεταφορές σε χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης και της κεντρικής και ανατολικής Ευρώπης.

Πίνακας 3.1 : Κατανάλωση πρωτογενούς ενέργειας στην Ελλάδα κατά τα έτη 1985,1995 και 2005.

| Κατανάλωση πρωτογενούς ενέργειας στην Ελλάδα (Τόνοι ισοδύναμου πετρελαίου *10 ³) | | | | | | |
|---|--------|------|--------|------|--------|------|
| Είδος καυσίμου | 1985 | % | 1995 | % | 2005 | % |
| Πετρέλαιο | 10.475 | 58,6 | 13.805 | 59,6 | 18.400 | 52,8 |
| Λιγνίτης | 6.200 | 34,7 | 8.435 | 36,4 | 11.350 | 32,5 |
| Φυσικό αέριο | - | - | - | - | 2.450 | 7,0 |
| Ανανεώσιμες πηγές | 870 | 4,8 | 720 | 3,1 | 1.925 | 5,5 |
| Εισαγωγές | 335 | 1,9 | 205 | 0,9 | 750 | 2,2 |
| Σύνολο | 17.880 | | 23.165 | | 34.875 | |

Η χρησιμοποίηση κυρίως των μη ανανεώσιμων πηγών ενέργειας για την κάλυψη των αναγκών αυτών, καθώς και τα κρίσιμα περιβαλλοντικά ζητήματα που προέκυψαν από το γεγονός αυτό, οδήγησαν στην εξεύρεση λύσεων για πιο ορθολογική κατανάλωση της ενέργειας. Απαραίτητος, επομένως, κρίνεται ο βιοκλιματικός σχεδιασμός των κτιρίων, ο οποίος με το πλήθος των παραμέτρων που λαμβάνει υπόψη, εξασφαλίζει κατά το δυνατόν το ζητούμενο.

Στο εξεταζόμενο κτίριο αυτής της διπλωματικής εργασίας μελετώνται διατάξεις της Τ.Ο.ΤΕΕ 20702-5/2010 που αφορούν την θέση του κτιρίου, την διάταξη των εσωτερικών χώρων και την ηλιοπροστασία και διερευνάται η δυνατότητα εφαρμογής τους σε περίπτωση ήδη διαμορφωμένης αστικής περιοχής.

3.2 Το κτίριο ως φυσικός ηλιακός συλλέκτης

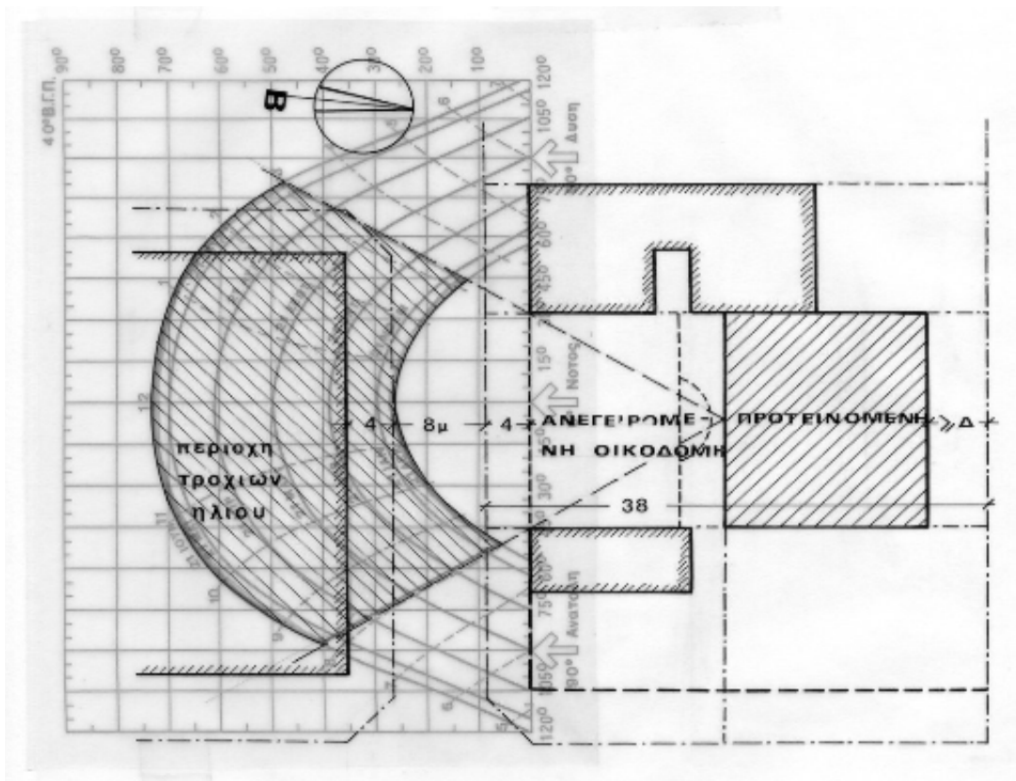
3.2.1 Χωροθέτηση του κτιρίου στο οικοπέδο – Προσανατολισμός – Μέγεθος ανοιγμάτων συναρτήσει του προσανατολισμού

Πρωταρχικό ρόλο στον σχεδιασμό ενός κτιρίου με βιοκλιματική προσέγγιση διαδραματίζει το ζήτημα της ορθής χωροθέτησης και προσανατολισμού του, που καθορίζονται με αντίστοιχες κανονιστικές διατάξεις.

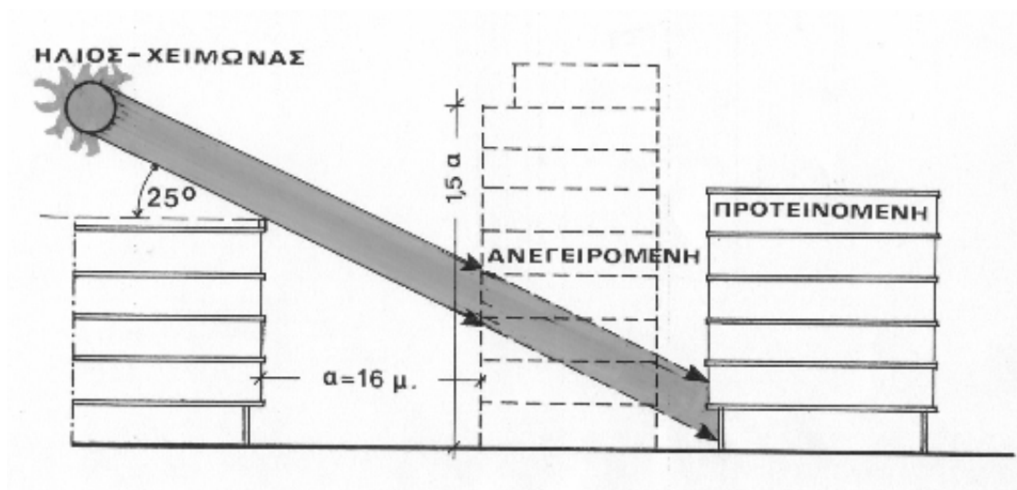
«Η χωροθέτηση του νέου κτιρίου στο οικοπέδο οφείλει να διασφαλίζει νότιο προσανατολισμό της μεγαλύτερης όψης του. Επιτρέπονται αποκλίσεις έως $\pm 30^\circ$ (ανατολικά ή δυτικά) του νότου.

Στην περίπτωση αστικού οικοπέδου με δυσμενή προσανατολισμό, δηλαδή με όψεις ελεύθερες μόνον σε ανατολή και δύση, η δυνατότητα προσανατολισμού προς το νότο μπορεί να επιτευχθεί μέσω προεξοχών του κελύφους, των οποίων η όψη στρέφεται προς το νότο. Ο έλεγχος του ηλιασμού του κτιρίου πραγματοποιείται με την χρήση των ηλιακών χαρτών-διαγραμμάτων, βάσει των οποίων καθορίζεται και η απόσταση από τα γειτονικά κτίρια-εμπόδια. Ο έλεγχος αυτός καθορίζει την τελική τοποθέτηση του κτιρίου στο οικοπέδο (Σχήμα 3.2).

Υφίσταται ένας εμπειρικός κανόνας χρήσιμος στη φάση των προσχεδίων για τον έλεγχο του ηλιασμού το χειμώνα, ο οποίος καθορίζει ότι: για νότιο προσανατολισμό η απόσταση ανάμεσα στο χωροθετούμενο κτίριο και το υφιστάμενο εμπόδιο πρέπει να ισούται με $1,5 \times$ το ύψος του εμποδίου (Σχήμα 3.3).» [10]



Σχήμα 3.2 : Έλεγχος του ηλιασμού μιας ανεγειρόμενης και μιας προτεινόμενης θέσης της οικοδομής.

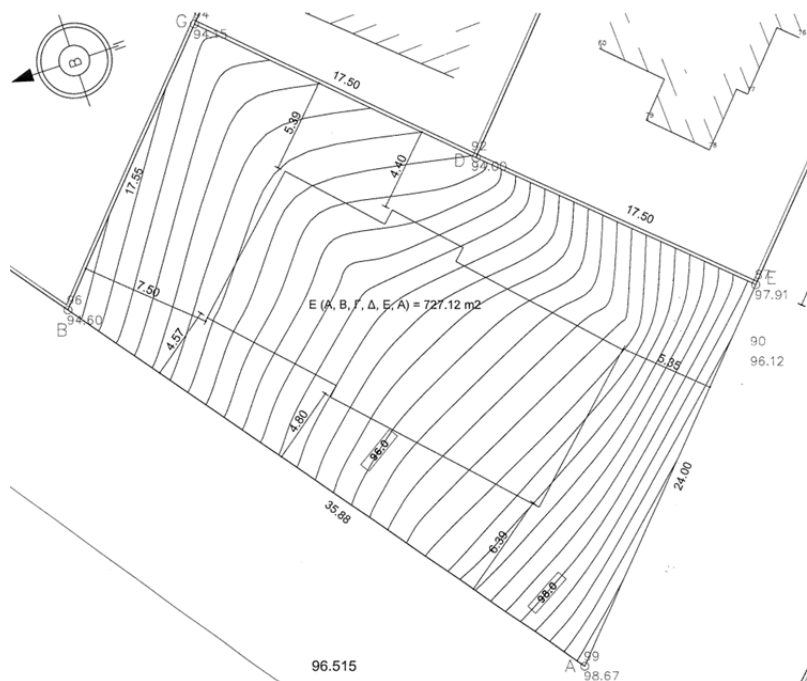


Σχήμα 3.3 : Ηλιασμός οικοδομής στην περίπτωση υποχώρησης στο οικόπεδο.

Ιδιαίτερη σημασία έχει επίσης ο προσανατολισμός των ανοιγμάτων του κτιρίου. «Προτείνονται μεγάλα μεγέθη ανοιγμάτων προς το νότιο προσανατολισμό, μέτριοι μεγέθους στην ανατολική και δυτική όψη και μικρότερα ανοίγματα στο βορρά. Τα τελευταία, παρά το προτεινόμενο μικρό μέγεθός τους, πρέπει οπωσδήποτε να προβλέπονται στο σχεδιασμό των κτιρίων, διότι πέραν της διασφάλισης φυσικού

φωτισμού στους εσωτερικούς χώρους, παρέχουν τη δυνατότητα διαμπερούς αερισμού το καλοκαίρι, συνεπώς και φυσικού δροσισμού του κτιρίου.» [10]

Το υπό μελέτη κτίριο πρόκειται να κατασκευασθεί σε οικοπέδο που λόγω του δυσμενούς προσανατολισμού του δεν επιτρέπει την επιθυμητή χωροθέτηση και τον ορθό προσανατολισμό των ανοιγμάτων του κτιρίου (όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4). Η μεγαλύτερη όψη του κτιρίου έχει προσανατολισμό με απόκλιση 43° ανατολικά του νότου. Επιπρόσθετα, λόγω των υφιστάμενων κτιρίων στον περιβάλλοντα χώρο καθίσταται αδύνατη η τήρηση των προβλεπόμενων από τον κανονισμό αποστάσεων, καθώς πρακτικά θα οδηγούμασταν σε ανεπαρκή αξιοποίηση του οικοπέδου όσον αφορά την κάλυψή του.



Σχήμα 3.4 : Τοπογραφικό διάγραμμα του οικοπέδου.

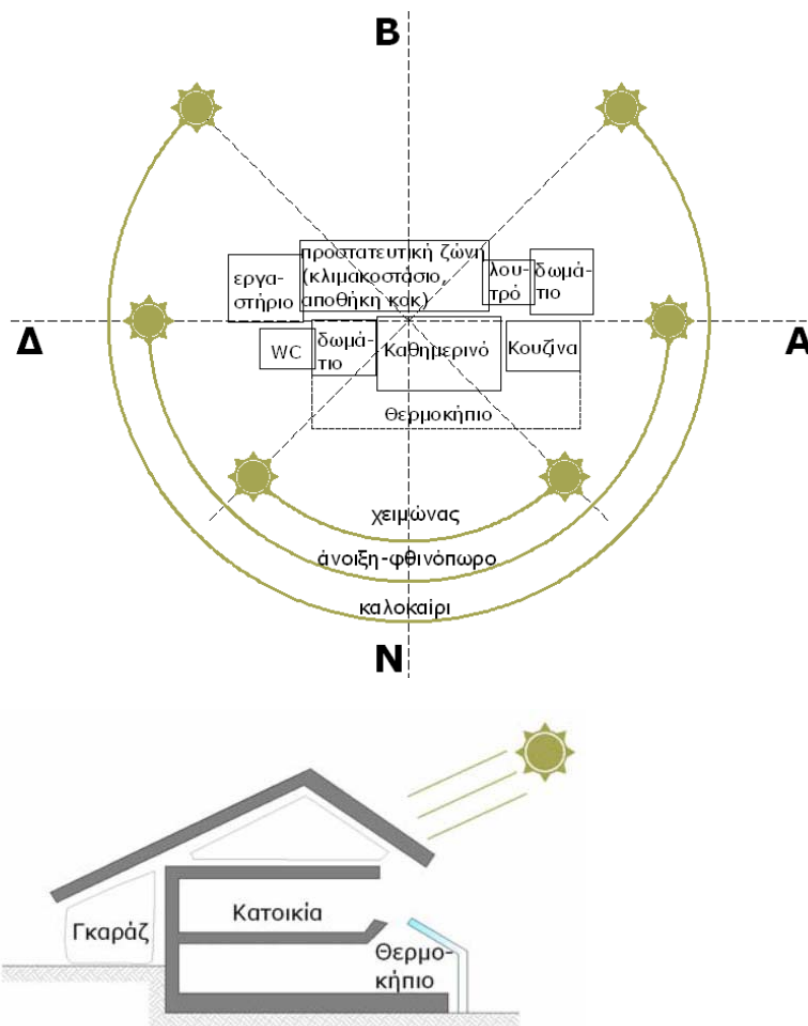
3.2.2 Διάρθρωση των εσωτερικών χώρων

«Ο προσανατολισμός των εσωτερικών χώρων παραμένει ένα κρίσιμο ζήτημα, εξαρτώμενος από τη χρήση ενός χώρου και τις ανάγκες των ενοίκων. Η βορεινή πλευρά του κτιρίου το χειμώνα είναι η πιο ψυχρή, η λιγότερη φωτεινή και δε δέχεται καθόλου ήλιο. Για τους λόγους αυτούς, στην πλευρά αυτή τοποθετούνται οι χώροι των οποίων η χρήση είναι ολιγόωρη, ενώ ταυτόχρονα λειτουργούν ως ζώνη προστασίας από τους ψυχρούς ανέμους και ως χώροι ανάσχεσης των θερμικών απωλειών των κύριων χώρων ζωής.

Για παράδειγμα, στην κατοικία προς το βορρά τοποθετούνται τα κλιμακοστάσια, λουτρό –W.C., αποθήκη και χώρος στάθμευσης αυτοκινήτων.

Στη νότια πλευρά τοποθετούνται οι χώροι κύριας και πολύωρης χρήσης, έτσι ώστε να απολαμβάνουν τα θερμικά κέρδη από τον ήλιο το χειμώνα, είναι πιο ευχάριστοι και πιο φωτεινοί, ενώ παράλληλα παρέχουν τη δυνατότητα ένταξης παθητικών ηλιακών συστημάτων.» [10]

Στο Σχήμα 3.5 παρατίθεται η προτεινόμενη από τον κανονισμό εσωτερική διάρθρωση χώρων κατοικίας.



Σχήμα 3.5 : Εσωτερική διάταξη χώρων κατοικίας - Διαγραμματική κάτοψη και τομή βιοκλιματικού κελύφους.

Συνέπεια του δυσμενούς προσανατολισμού της υπό μελέτη κατασκευής αποτελεί η δυσκολία διαμόρφωσης των εσωτερικών χώρων όπως προτείνεται σύμφωνα με όσα προαναφέρθηκαν σε αυτήν την παράγραφο. Η τελική τους διάρθρωση πραγματοποιήθηκε με τρόπο ώστε να τηρηθούν οι παραπάνω συστάσεις κατά το δυνατόν.

3.3 Ηλιοπροστασία

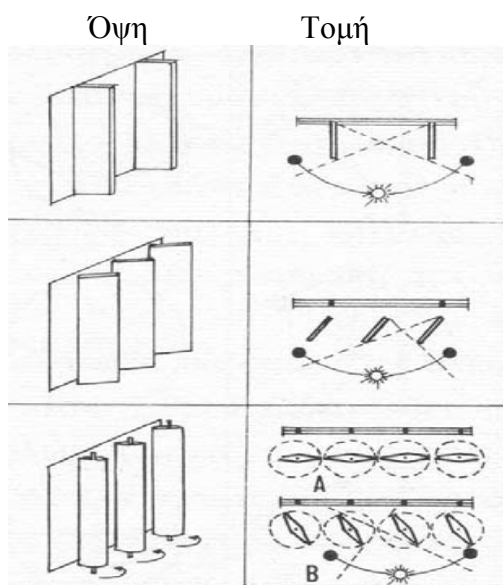
Απαραίτητο στοιχείο του κτιριακού κελύφους αποτελεί η ηλιοπροστασία. Η χρησιμότητά της έγκειται στο γεγονός ότι με αυτήν ελέγχεται το ποσοστό της ηλιακής ακτινοβολίας που εισέρχεται από τα ανοίγματα. Στόχος της είναι να επιτρέπει την είσοδο της ηλιακής ακτινοβολίας κατά την χειμερινή περίοδο που η τροχιά του ηλίου είναι χαμηλή ενώ αντίθετα να την εμποδίζει τους θερινούς μήνες που η τροχιά του ηλίου είναι υψηλότερη.

Γίνεται κατανοητό ότι για τον ορθό σχεδιασμό των ηλιοπροστατευτικών συστημάτων είναι αναγκαία η γνώση των τροχιών του ηλίου. «Οι φαινόμενες τροχιές του ηλίου¹ ταυτίζονται ανά δύο μήνες εκτός του Δεκεμβρίου και του Ιουνίου. Ο μήνας Δεκέμβριος έχει τη χαμηλότερη τροχιά, ενώ ο Ιούνιος την υψηλότερη.» [10]

Με την χρήση του προγράμματος Sketch Up 8 μελετήθηκε η άμεση ηλιακή ακτινοβολία που δέχεται κάθε άνοιγμα του εξεταζόμενου κτιρίου. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκαν για την διερεύνηση αυτή οι ημέρες 21 Δεκεμβρίου (δυσμενέστερη χειμερινή) και 21 Ιουνίου (δυσμενέστερη θερινή).

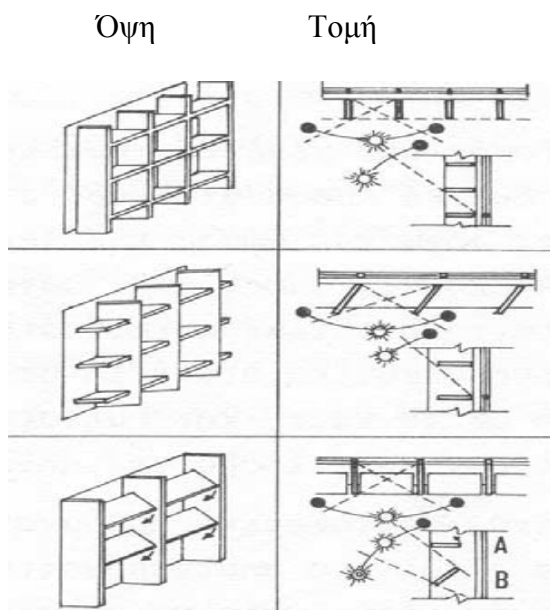
Στις 21 Δεκεμβρίου παρατηρήθηκε ότι η βορειοδυτική πλευρά δέχεται άμεση ηλιακή ακτινοβολία περίπου μεταξύ των ωρών 2.30 π.μ. και 5μ.μ. ενώ η βορειοανατολική πλευρά δεν δέχεται καθόλου. Επίσης, η νοτιοδυτική πλευρά δέχεται ηλιακή ακτινοβολία περίπου μεταξύ των ωρών 9 π.μ. και 4.30 μ.μ. και η νοτιοανατολική πλευρά από την ανατολή του ηλίου μέχρι περίπου τις 12 π.μ. Στις 21 Ιουνίου σημειώνονται διαφορές με την βορειοανατολική και νοτιοδυτική πλευρά να μην δέχονται καθόλου ηλιακή ακτινοβολία, η νοτιοανατολική περίπου από τις 5.30 π.μ. μέχρι τις 11.30 π.μ. ενώ η βορειοδυτική περίπου μεταξύ των ωρών 2π.μ. και 7 μ.μ. Συνεπώς προκύπτει αναγκαιότητα για χρήση ηλιοπροστατευτικών συστημάτων μόνο στην βορειοδυτική και νοτιοανατολική πλευρά του κτιρίου.

Στο υπό μελέτη κτίριο θα χρησιμοποιηθεί εξωτερική ηλιοπροστασία. «Από μελέτες έχει προκύψει ότι για τον ανατολικό και δυτικό προσανατολισμό, η σκίαση των ανοιγμάτων με κατακόρυφες περσίδες, κάθετες στην όψη ή υπό κλίση, είναι πιο αποτελεσματική, γιατί ο ήλιος βρίσκεται χαμηλά, κοντά στον ορίζοντα ενώ για προσανατολισμό νοτιοανατολικό και νοτιοδυτικό, τα ηλιοπροστατευτικά στοιχεία, για να είναι αποτελεσματικά, πρέπει να είναι συνδυασμός οριζόντιων και κατακόρυφων περσίδων, υπό μορφή εσχάρας.» [10] Στο Σχήμα 3.6 δίνονται οι μορφές των περσίδων για ανατολική και δυτική όψη ενώ στο Σχήμα 3.7 για νοτιοδυτική και νοτιοανατολική όψη.



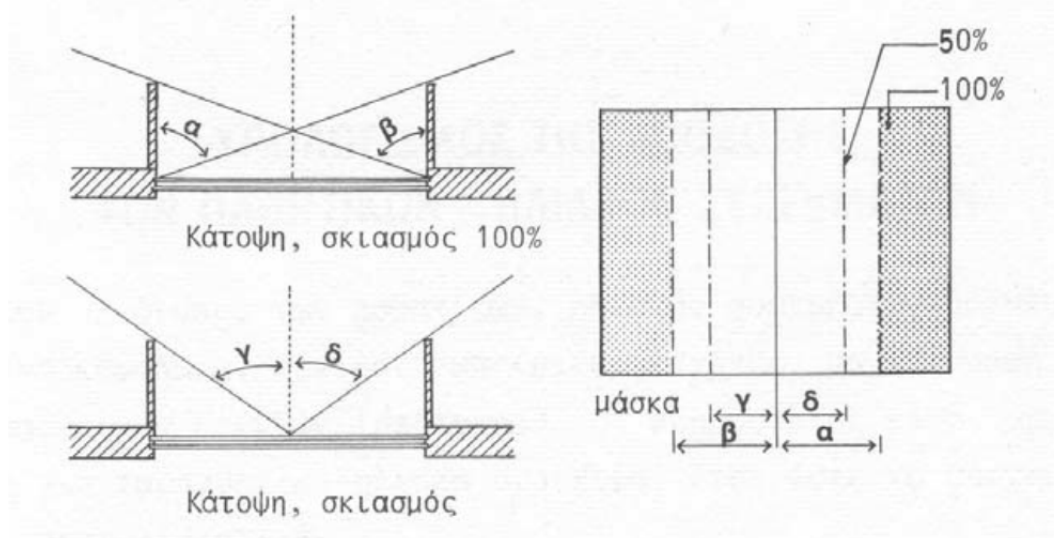
Σχήμα 3.6 : Μορφές περσίδων για ανατολική και δυτική όψη.

¹ Όπως διευκρινίζεται στην Τ.Ο.ΤΕΕ 20702-5/2010 σύμφωνα με την παραδοχή των φαινόμενων τροχιών του ηλίου η γη θεωρείται ότι παραμένει σταθερή ενώ ο ήλιος κινείται.



Σχήμα 3.7 : Μορφές περσίδων για νοτιανατολική και νοτιοδυτική όψη.

Στην βορειοδυτική και νοτιοανατολική πλευρά του κτιρίου κρίθηκε επαρκές να χρησιμοποιηθούν ηλεκτρικές περσίδες εξωτερικού χώρου. «Για τις κατακόρυφες προεξοχές, στην περίπτωση σκιασμού ανατολικών ή δυτικών όψεων, χρησιμοποιείται η κάτοψη του ανοίγματος-υαλοστασίου, ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα. Συνδέεται η απόληξη της προεξοχής (κάθετη στην κάτοψη) με τις αντίστοιχες παραστάδες του ανοίγματος. Προκύπτουν οι γωνίες (α) και (β) αντιστοίχως, οι οποίες ανταποκρίνονται σε σκίαση 100% του ανοίγματος (Σχήμα 3.8). Μεταφέρονται οι οριζόντιες προσδιορισθείσες γωνίες στο μετρητή σκιασμού και χαράζονται κατακόρυφες ευθείες. Πέραν από τα όρια αυτών των κατακόρυφων ευθειών (αριστερά και δεξιά) υπάρχει σκιά, ενώ το υπόλοιπο τμήμα παραμένει εκτεθειμένο στον ήλιο. Με αυτό τον τρόπο διακόπτονται οι χαμηλές τροχιές του ήλιου, που αντιστοιχούν σε ανατολή και δύση.» [10]



Σχήμα 3.8 : Χάραξη των γωνιών για πλήρη ή 50% σκίαση, για κατακόρυφα, κάθετα σκίαστρα.

«Για τα γεωγραφικά πλάτη του ελληνικού χώρου έχει προκύψει από μελέτες ότι οι γωνίες (α) και (β) πρέπει να αντιστοιχούν σε 55° (γωνία αζιμούθιου), προκειμένου να διασφαλίζεται πλήρης σκίαση των ανοιγμάτων τους μήνες Ιούνιο, Ιούλιο και Αύγουστο.» [10]

Για γωνίες $\alpha = \beta = 55^\circ$, για πλήρη σκίασμό και για άνοιγμα μήκους 15 cm (απόσταση μεταξύ δύο διαδοχικών περσίδων) προκύπτει γεωμετρικά ότι το μήκος της κατακόρυφης προεξοχής πρέπει να είναι 10 cm.

4 Δράσεις επί της κατασκευής

4.1 Εισαγωγή

Κατά τον σχεδιασμό ενός φορέα σκοπός του μελετητή συνιστά η μόρφωση και η κατασκευή του με τρόπο που διασφαλίζει την απαιτούμενη αξιοπιστία συναρτήσει της κατά το δυνατόν βέλτιστης οικονομικότητας. Η κατασκευή πρέπει να μπορεί να αντιμετωπίζει τα φορτία και τις επιδράσεις από το περιβάλλον οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και την διάρκεια ζωής της ενώ παράλληλα να παραμένει κατάλληλη για χρήση.

Οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση ενός έργου για τον προσδιορισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών των μελών του διαφοροποιούνται ανάλογα με την χρήση, την θέση και τη μορφή του. Ο καθορισμός τους τόσο ποιοτικά όσο και ποσοτικά πραγματοποιείται στην Ελλάδα αλλά και σε άλλες Ευρωπαϊκές χώρες από τον Ευρωκώδικα 1, ο οποίος προβλέπει ιδιαίτερες πληροφορίες για κάθε χώρα όπου εφαρμόζεται λόγω των ανόμοιων επιμέρους συνθηκών (κλιματολογικών, εδαφικών κλπ).

«Οι δράσεις ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στον χρόνο κατατάσσονται σε κατηγορίες όπως παρακάτω:

1. Μόνιμες δράσεις (G), π.χ. ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός και οδοστρωσία, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα (ωφέλιμα κλπ), πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού, φορτία από γερανογέφυρες.
3. Τυχηματικές δράσεις (A), π.χ. εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

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

Οι δράσεις κατηγοριοποιούνται επίσης βάσει:

1. Της προέλευσής τους, ως άμεσες ή έμμεσες
2. Της χωρικής τους μεταβολής, ως σταθερές ή ελεύθερες
3. Της φύσης τους και/ή της απόκρισης της κατασκευής ως στατικές ή δυναμικές.» [2]

4.2 Μόνιμες δράσεις

Ως μόνιμες δράσεις ορίζονται οι δράσεις εκείνες που επενεργούν κατά την διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και στην διάρκεια αυτής παρουσιάζουν αμελητέα διαφοροποίηση. Παλαιότερα οι δράσεις αυτές αναφέρονταν και με τον όρο "νεκρά φορτία". Σε αυτές κατατάσσονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν σε όλη την διάρκεια ζωής μιας κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, οι τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρικά και υδραυλικά δίκτυα καθώς και κλιματιστικά συστήματα. Αξίζει να σημειωθεί ότι ενδεχόμενες τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις οφείλουν να λαμβάνονται υπόψη στην μελέτη μιας κατασκευής.

Στο εξεταζόμενο κτίριο λήφθηκαν τα ακόλουθα μόνιμα φορτία :

1. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών 3,75 kN/m²

- | | |
|---|------------------------|
| 2. Επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων σε εσωτερικούς χώρους | 1,50 kN/m ² |
| 3. Επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων σε εξώστες, στο βατό δώμα και στο επίπεδο απόληξης του κλιμακοστασίου | 2,00 kN/m ² |
| 4. Επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων στις σκάλες | 2,50 kN/m ² |
| 5. Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων (υπολογίζονται από το πρόγραμμα) | |

4.3 Επιβαλλόμενες (μεταβλητές) δράσεις

«Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, οχημάτων, αποθηκευμένων αγαθών κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών, δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, για αυτό και προσδιορίζονται στατιστικά, οι δε τιμές εφαρμογής τους (χαρακτηριστικές τιμές) δίνονται από τους κανονισμούς.» [2]

Προκειμένου να καλυφθούν όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις και να προσδιορισθεί η δυσμενέστερη επιρροή των μεταβλητών δράσεων, πρέπει να τοποθετούνται στον φορέα με τον δυσμενέστερο τρόπο. Ωστόσο οι κανονισμοί προβλέπουν κάποιους συντελεστές απομείωσης των μεταβλητών δράσεων σε ορισμένες περιπτώσεις καθώς είναι σχετικά μικρή η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με αυτές.

«Οι επιβαλλόμενες δράσεις επενεργούν ως οιονεί στατικές δράσεις, εφ' όσον όμως αναμένονται επιδράσεις συντονισμού (π.χ. από συγχρονισμένη ρυθμική κίνηση ανθρώπων ή από χορό ή άλματα) ή εισαγωγής σημαντικής επιτάχυνσης φορέα, στο προσομοίωμα φόρτισης πρέπει να προβλέπεται δυναμική αντιμετώπιση.» [2]

Στον Πίνακα 4.1 δίνονται οι κατηγοριοποιήσεις των χώρων ανάλογα με την χρήση τους.

Πίνακας 4.1 : Κατηγορίες χρήσης

| Κατηγορία | Συγκεκριμένη χρήση | Παράδειγμα |
|-----------|--|---|
| A | Χώροι για οικιακές δραστηριότητες | Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σε σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες. |
| B | Χώροι γραφείων | |
| C | Χώροι συνάθροισης ανθρώπων (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B ,C) | <p>C1: Χώροι με τραπέζια π.χ. καφενεία, εστιατόρια, σχολικοί χώροι.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα, αίθουσες συνεδριάσεων, χώροι αναμονής</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στην διακίνηση του κοινού π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ., και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.</p> <p>C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες.</p> |
| D | Χώροι σε εμπορικά καταστήματα | <p>D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης</p> <p>D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα</p> |

Στον Πίνακα 4.2 δίνονται τα επιβαλλόμενα φορτία ανάλογα με την κατηγορία χρήσης.

Πίνακας 4.2 : Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες κτιρίων, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991.

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

«Το συγκεντρωμένο φορτίο Q_k πρέπει να λαμβάνεται υπόψη θεωρούμενο ότι δρα μόνο του σε οποιοδήποτε σημείο του χώρου (δάπεδο, μπαλκόνι, σκάλες κλπ.), για τοπικούς ελέγχους.» [2]

Οι χώροι του υπό μελέτη κτιρίου κατατάσσονται στην κατηγορία Α και τα φορτία που λήφθηκαν κατά τους υπολογισμούς για τα δάπεδα, τις σκάλες και τους εξώστες είναι ομοιόμορφα (q_k) και οι τιμές τους δίνονται στον Πίνακα 4.2.

4.4 Φορτίο χιονιού

Το φορτίο χιονιού ανήκει στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Ο προσδιορισμός του πραγματοποιείται με την χρήση κατάλληλου χάρτη ο οποίος παρέχει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο επαναφοράς.

Δημιουργείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και έχει σαφώς ιδιαίτερη σημασία σε περιοχές με μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται αφενός από την κλίση της στέγης και αφετέρου από την τοποθεσία του έργου. Ο προσδιορισμός του φορτίου του χιονιού γίνεται μέσω της πυκνότητάς του η οποία δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσής του στην συγκεκριμένη θέση.

Στο κτίριο της διπλωματικής αυτής εργασίας το φορτίο του χιονιού αγνοήθηκε καθώς θεωρήθηκε ότι υπερκαλυπτόταν από το κινητό φορτίο της στέγης.

4.5 Δράσεις ανέμου

Στις μεταλλικές κατασκευές οι δράσεις λόγω ανέμου θεωρούνται ιδιαίτερα σημαντικές και σε πολλές περιπτώσεις συνιστούν τη βασική φόρτιση ανεξάρτητα από τον τύπο τους (μονώροφα, πολυώροφα κλπ.). Καθοριστική παράμετρος για τον προσδιορισμό τους είναι

η ταχύτητα του ανέμου και ως βάση σχεδιασμού τίθεται η μέγιστη προβλεπόμενη ταχύτητα στην διάρκεια ζωής σχεδιασμού του έργου.

Το μέγεθος των δράσεων του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενο και επηρεάζεται από την τοποθεσία της κατασκευής, το ύψος της το είδος του περιβάλλοντα χώρου κλπ. Στις εύκαμπτες κατασκευές η δυναμική τους επιρροή πρέπει να λαμβάνεται υπόψη καθώς μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Ωστόσο, στην περίπτωση των δύσκαμπτων φορέων τα φορτία του ανέμου εμφανίζουν μικρή δυναμική επίδραση και μπορούν να θεωρηθούν ως στατικά.

Στην εξεταζόμενη κατασκευή, οι σεισμικές δράσεις ήταν πολλαπλάσιες των δράσεων του ανέμου και για τον λόγο αυτό οι δράσεις λόγω ανέμου αγνοήθηκαν. Για παράδειγμα, για βασική ταχύτητα ανέμου 33m/sec προκύπτει ότι η πίεση αναφοράς του ανέμου είναι ίση με $0,68\text{kN/m}^2$ η οποία με κατάλληλες προσαυξήσεις λόγω διαφόρων παραγόντων τελικά γίνεται ίση με $2,0\text{kN/m}^2$. Συνεπώς για δράση ανέμου κατά την Υ διεύθυνση και με προσήνεμη την νοτιοανατολική πλευρά του κτιρίου έχουμε τέμνουσα βάσης λόγω ανέμου $V_{Base,w} = A_{ref} \cdot q_{ref} = 263,4 \cdot 2,0 = 526,8\text{kN}$ και συγκρίνοντάς την με την σεισμική τέμνουσα βάσης για σεισμική διέγερση κατά την Υ διεύθυνση, η οποία είναι ίση με $977,81\text{kN}$, παρατηρούμε ότι η δεύτερη έχει σχεδόν διπλάσια τιμή σε σχέση με την πρώτη.

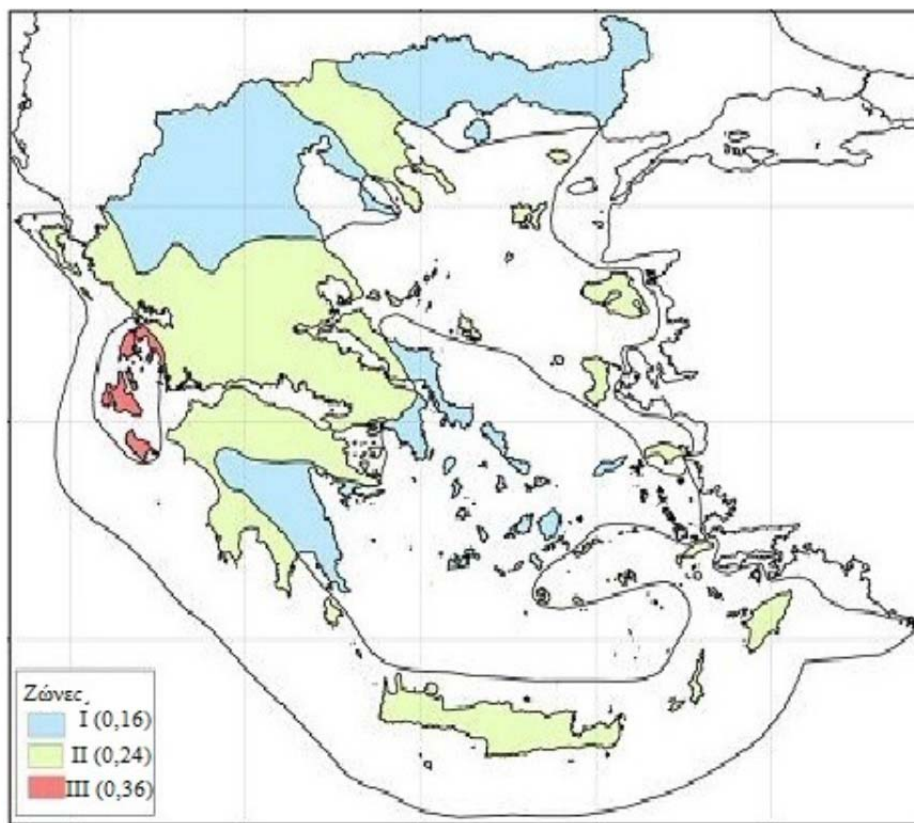
4.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται εδαφικές επιταχύνσεις τόσο οριζόντιες όσο και κατακόρυφες, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται αδρανειακές δυνάμεις επί των κατασκευών. Ιδιαίτερα σοβαρές κρίνονται οι οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις χωρίς ωστόσο αυτό να αποκλείει την περίπτωση οι κατακόρυφες να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

« Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. » [2]

«Για τους σκοπούς του EN 1998, τις εθνικές περιοχές θα υποδιαιρεθούν από τις εθνικές αρχές σε σεισμικές ζώνες, ανάλογα με την τοπική επικινδυνότητα. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή. Για τις περισσότερες από τις εφαρμογές του EN 1998, η επικινδυνότητα περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, δηλαδή την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας A. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές για κάθε σεισμική ζώνη, αντιστοιχεί στην τιμή αναφοράς της περιόδου επαναφοράς T_{NCR} της σεισμικής δράσης για την απαίτηση μη κατάρρευσης (ή, αντίστοιχα, την τιμή αναφοράς της πιθανότητας υπέρβασης σε 50 έτη, P_{NCR}) που επιλέγεται από τις Εθνικές Αρχές.» [8]

«Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας, τα όρια των οποίων καθορίζονται στο Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας.» [2] Στο Σχήμα 4.1 δίνεται ο Χάρτης Σεισμικής Επικινδυνότητας ενώ στον Πίνακα 4.3 οι τιμές της a_{gr} για κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας.



Σχήμα 4.1 : Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας στην Ελλάδα.

Πίνακας 4.3 : Τιμές αναφοράς a_{gr} μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης σε έδαφος κατηγορίας A.

| Ζώνη | a_{gr} / g |
|------|--------------|
| Z1 | 0,16 |
| Z2 | 0,24 |
| Z3 | 0,36 |

Σύμφωνα με τον ΕΚ8, η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στην επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από την κατηγορία του εδάφους και προκύπτει από την επιτάχυνση αναφοράς a_{gr} πολλαπλασιασμένη επί τον συντελεστή S .

«Η εδαφική επιτάχυνση A κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων, μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i , κυμαινόμενος μεταξύ 0,85 και 1,30, ο οποίος εκφράζει μικρότερες ή μεγαλύτερες απαιτήσεις απόκρισης.» [2]

«Τα κτίρια ταξινομούνται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης σε ανθρώπινες ζωές, την σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο, και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης.» [8]

Στον Πίνακα 4.4 δίνονται οι κατηγορίες σπουδαιότητας των έργων ενώ στον Πίνακα 4.5 δίνονται οι τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας ενός έργου.

Πίνακας 4.4 : Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια.

| Κατηγορία σπουδαιότητας | Κτίρια |
|-------------------------|--|
| I | Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ. |
| II | Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες. |
| III | Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ. |
| IV | Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ. |

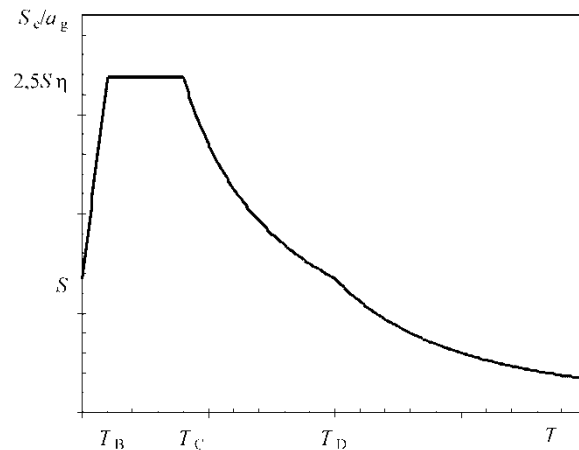
Πίνακας 4.5 : Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .

| Κατηγορία σπουδαιότητας | I | II | III | IV |
|--------------------------------------|------|------|------|------|
| Συντελεστής σπουδαιότητας γ_I | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 1,40 |

Για το υπό μελέτη κτίριο θεωρήσαμε ότι βρίσκεται στην σεισμική ζώνη Z1 (0,16g) καθώς επίσης και ότι κατατάσσεται στην κατηγορία συνήθους σπουδαιότητας II. Συνεπώς η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού προκύπτει ότι είναι $a_g = a_{gr} \cdot \gamma_I = 0,16 \text{ g} \cdot 1,00 = 0,16\text{g}$.

Σε οριζόντιο επίπεδο οι σεισμικές διεγέρσεις δρουν ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δύο διευθύνσεις που είναι κάθετες μεταξύ τους και καθορίζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης. Ως φάσμα απόκρισης ορίζουμε ένα διάγραμμα που μας παρέχει την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών για μία δεδομένη σεισμική διέγερση, για συγκεκριμένη απόσβεση ($\zeta = 5\%$) και ανάλογα με την ιδιοπερίοδό τους. Εφόσον υπάρχουν σημαντικές διαφοροποιήσεις στα φάσματα απόκρισης που έχουν καταγραφεί λόγω των ποικίλων τύπων εδαφών αλλά και των ιδιαίτερων χαρακτηριστικών κάθε σεισμικής διέγερσης, απαιτείται κατά τον σχεδιασμό ενός νέου φορέα η προσομοίωση της σεισμικής διέγερσης στην επιφάνεια του εδάφους με ένα ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Το φάσμα αυτό οφείλει να καλύπτει όλες τις μορφές φασμάτων των σεισμών που πιθανώς μπορεί να εκδηλωθούν στην περιοχή όπου θα κατασκευαστεί ο φορέας. Στο εξεταζόμενο κτίριο επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1 όπως ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της χώρας μας.

Στο Σχήμα 4.2 δίνεται η μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης με απόσβεση 5% του ΕΚ8. Οι τιμές του πολλαπλασιαστικού συντελεστή S και των περιόδων T_B , T_C , T_D δίνονται στον Πίνακα 4.6 για τις κατηγορίες εδάφους A, B, C, D ή E του ΕΚ8.



Σχήμα 4.2 : Μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση $\zeta = 5\%$ σύμφωνα με τον ΕΚ8.

Πίνακας 4.6 : Παράμετροι οριζώντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους του ΕΚ8.

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

Οι φορείς παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη γραμμική περιοχή. Το γεγονός αυτό επιτρέπει τον σχεδιασμό τους με τρόπο ώστε να αναλαμβάνουν σεισμικές δυνάμεις μικρότερες από τις αντίστοιχες της γραμμικής ελαστικής απόκρισης.

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

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα Μέρη του EN 1998. Η τιμή του

συντελεστή συμπεριφοράς q μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.» [8]

Το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}, \quad (4.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}, \quad (4.3)$$

$$T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}, \quad (4.4)$$

όπου :

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$);

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνει ο συντελεστής β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2.

n είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για ιξώδη απόσβεση $\zeta = 5\%$ και μπορεί να ληφθεί από την έκφραση :

$$n = \sqrt{\frac{10}{(5 + \zeta)}} \geq 0,55, \quad (4.5)$$

«Ο συντελεστής συμπεριφοράς q λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Για κανονικά συστήματα φορέων, ο συντελεστής συμπεριφοράς q θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς.» [8] Οι τιμές αυτές δίνονται στον Πίνακα 4.7.

Πίνακας 4.7 : Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη.

| ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ | Κατηγορία Πλαστιμότητας | |
|---|--------------------------|----------------------|
| | ΚΠΜ | ΚΠΥ |
| α) Πλαίσια παραλαβής ροπών | 4 | $5\alpha_i/\alpha_1$ |
| β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V | 4 2 | 4 2,5 |
| γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους | 4 | $5\alpha_i/\alpha_1$ |
| δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές | 2 | $2\alpha_i/\alpha_1$ |
| ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα | Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8 | |
| στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα | 4 | $4\alpha_i/\alpha_1$ |
| ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο | 2 | 2 |
| Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα | Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8 | |
| Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών) | 4 | $5\alpha_i/\alpha_1$ |

Στην εξεταζόμενη κατασκευή με στατικό τύπο “ πλαίσια παραλαβής ροπών ” και θεωρώντας Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας ο συντελεστής συμπεριφοράς q λήφθηκε (σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα) ίσος με 4. Όσον αφορά τα στοιχεία του φάσματος σχεδιασμού, επιλέχθηκε κατηγορία εδάφους B και οι τιμές για τα αντίστοιχα μεγέθη S , T_B , T_C , T_D δίνονται στον Πίνακα 4.6

Οι κύριες μέθοδοι ελαστικής ανάλυσης που προβλέπονται από τον ΕΚ8 είναι η ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης και η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης.

Η ιδιομορφική φασματική μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους των κτιρίων. Ο ελάχιστος αριθμός ιδιομορφών που λαμβάνεται υπόψη πρέπει να ικανοποιεί την απαίτηση σύμφωνα με την οποία το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών για τις ιδιομορφές αυτές στη διεύθυνση κάθε σεισμικής συνιστώσας που λαμβάνεται στην ανάλυση, να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου. Ο συνδυασμός των ιδιομορφικών μεγίστων γίνεται με την μέθοδο CQC («Πλήρης Τετραγωνικός Συνδυασμός»). Η προϋπόθεση για την εφαρμογή του είναι να διαφέρουν κατά τουλάχιστον 10% όλες οι διαδοχικές ιδιοπερίοδοι.

Η μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης πραγματοποιείται ξεχωριστά για κάθε μεταφορική συνιστώσα της σεισμικής δράσης. «Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται

σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή.» [8]

4.7 Οριακές καταστάσεις

Ως οριακές καταστάσεις αστοχίας νοούνται οι καταστάσεις πέραν των οποίων ένας φορέας ή κάποιο τμήμα του δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

«Διακρίνονται στις παρακάτω δύο κατηγορίες :

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

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων του. Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων.» [2]

4.8 Συνδυασμοί δράσεων

Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που δρουν επί μίας κατασκευής καθορίζονται από το είδος, τη μορφή και την θέση της. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας), συνδυάζονται μεταξύ τους με τους κατάλληλους συντελεστές συνδυασμού ψ_0 , ψ_1 , και ψ_2 τόσο για την οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και εφαρμόζονται επί του φορέα. Είναι εμφανές ότι στους συνδυασμούς αυτούς υπεισέρχονται δράσεις που επενεργούν και εκδηλώνονται ταυτόχρονα. Στον Πίνακα 4.8 δίνονται οι προτεινόμενες τιμές για τους συντελεστές συνδυασμού για την περίπτωση κτιρίων.

Πίνακας 4.8 : Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ_i για κτίρια.

| Δράσεις | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|---|----------|----------|----------|
| Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Κατηγορία Β: χώροι γραφείων | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων ≤ 30 kN | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30 \text{ kN} \leq \text{βάρος οχημάτων} \leq 160 \text{ kN}$ | 0 | 0 | 0 |
| Κατηγορία H: στέγες | | | |
| Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3) | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000$ m | 0,5 | 0,2 | 0 |
| Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000$ m | | | |
| Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4) | 0,6 | 0,2 | 0 |
| Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5) | 0,6 | 0,5 | 0 |

4.8.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας πραγματοποιείται με τους ακόλουθους συνδυασμούς σχεδιασμού :

1. Βασικοί συνδυασμοί :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot p + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.6)$$

2. Τυχηματικοί συνδυασμοί :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.7)$$

3. Σεισμικοί συνδυασμοί :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (4.8)$$

Τα σύμβολα που χρησιμοποιούνται στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής :

| | |
|----------------|--|
| + | "Έπαλληλία με" |
| $G_{k,j}$ | χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων |
| $Q_{k,l}$ | χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης |
| $Q_{k,i}$ | χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i |
| A_{Ed} | τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης |
| A_d | τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης |
| P | χαρακτηριστική τιμή προέντασης |
| $\gamma_{G,j}$ | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση |
| $\gamma_{Q,i}$ | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση |
| γ_P | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση |

Οι τιμές του γ που προτείνονται είναι:

1. Οριακή κατάσταση αστοχίας

$\gamma_{G,j}$ 1,35 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,l}$ 1,50 όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i}$ 1,50 όπου είναι δυσμενής και 0 όπου είναι ευνοϊκή

2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$\gamma_{G,j}$ 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,l}$ 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

$\gamma_{Q,i}$ 1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

«Κατά την εξέταση μίας οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης μιας διατομής, ενός στοιχείου ή μιας σύνδεσης θα ελέγχεται ότι :

$$E_d \leq R_d, \quad (4.9)$$

όπου :

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος (M, N, V) ή ένα διάνυσμα που εκφράζει διάφορα εντατικά μεγέθη.

R_d είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής.» [2]

4.8.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας πραγματοποιείται με τους ακόλουθους συνδυασμούς σχεδιασμού :

1. Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} , \quad (4.10)$$

2. Συχνοί συνδυασμοί :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} , \quad (4.11)$$

3. Οιονεί μόνιμοι συνδυασμοί :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} , \quad (4.12)$$

Για τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς ισχύει ότι αναφέρθηκε για τα σύμβολα στην παράγραφο 4.8.1.

Θα πραγματοποιείται έλεγχος για να διαπιστωθεί εάν ικανοποιείται η εξής ανισότητα :

$$E_d \leq C_d , \quad (4.13)$$

όπου:

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας και ο προσδιορισμός της γίνεται βάσει του σχετικού συνδυασμού,

C_d είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας.

5 Ανάλυση του κτιρίου

5.1 Πρόγραμμα ανάλυσης

Η στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε με την χρήση του προγράμματος SAP2000, προϊόν της εταιρίας CSI Engineering.

«Εδώ και 30 χρόνια το πρόγραμμα SAP2000 είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως το πλέον εξελιγμένο διαθέσιμο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης – διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Η αναβαθμισμένη έκδοση SAP2000, ακολουθώντας την ίδια παράδοση, αποτελεί ένα υπερσύγχρονο και πολυχρηστικό λογισμικό προγραμματισμένο πλήρως σε περιβάλλον Windows (2000/XP/Vista). Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με πανίσχυρες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων. Το SAP2000 είναι εφοδιασμένο με όλους τους Ευρωπαϊκούς, Διεθνείς και Αμερικάνικους κανονισμούς ενώ οι δυνατότητες προσομοίωσης, ανάλυσης, φορτίσεων, διαστασιολόγησης και μη γραμμικής πλαστικής ανάλυσης (Pushover) αποτελούν σημείο αναφοράς για τους επαγγελματίες του χώρου.

Το SAP2000 παρέχει εξαιρετικές δυνατότητες για τη προσομοίωση μεγάλης γκάμας δομημάτων, συμπεριλαμβανομένων γεφυρών, φραγμάτων, δεξαμενών και κτιρίων. Το γραφικό περιβάλλον που βασίζεται στα Windows, δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.

Οι δυνατότητες στατικών φορτίσεων επιτρέπουν την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προένταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Τα προγράμματα υποστηρίζουν ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC.

Το SAP2000 παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.» [11]

5.2 Ελαστική ανάλυση

Έπειτα από τον προσδιορισμό των δράσεων που επενεργούν επί της κατασκευής τόσο κατά τις φάσεις ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της, ακολουθεί ο έλεγχος έναντι όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων. Στόχος είναι να διαπιστωθεί ότι για τους συνδυασμούς αυτούς, τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη ικανοποιούν τις ανισώσεις 4.12 και 4.13 για κάθε μέλος και διατομή του φορέα. Αυτό επιτυγχάνεται με την μόρφωση ενός κατάλληλου υπολογιστικού προσομοιώματος και εν συνεχεία με την ανάλυση της κατασκευής προκειμένου να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα των δράσεων για όλα τα μέλη του φορέα.

Ο υπολογισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών μίας κατασκευής πραγματοποιείται είτε με ελαστική είτε με πλαστική ανάλυση. Η ελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες τις περιπτώσεις σε αντίθεση με την πλαστική της οποίας η εφαρμογή είναι δυνατή μόνο εάν πληρούνται ειδικές προϋποθέσεις που αφορούν τις διατομές του φορέα καθώς και τον χάλυβα που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί.

«Επιπλέον, ανάλογα με το εάν η επίδραση των παραμορφώσεων στο φορέα μπορεί ή όχι, να θεωρηθεί αμελητέα, τα εντατικά μεγέθη είναι δυνατόν να προκύψουν με διαφορετικές προσεγγίσεις. Έτσι, κατά την θεωρία της 1ης τάξης, οι υπολογισμοί γίνονται πάντοτε αναφορικά με την αρχική γεωμετρία, στην απαραμόρφωτη κατάσταση. Στην περίπτωση αυτή οι προκύπτουσες μετακινήσεις δεν μεταβάλλουν σημαντικά τη γεωμετρία του φορέα και επομένως δεν διαφοροποιείται η εντατική κατάσταση των μελών. Η θεωρία 2ης τάξης λαμβάνει υπόψη την επίδραση των παραμορφώσεων και επομένως πρέπει να γίνεται χρήση της παραμορφωμένης γεωμετρίας της φορτισμένης κατασκευής. Η θεωρία 1ης τάξης μπορεί, για παράδειγμα να εφαρμοστεί σε περιπτώσεις όπου ο φορέας έχει ικανοποιητική δυσκαμψία, ώστε να θεωρείται αμετάθετος, ή όταν οι σχέσεις ελέγχου λαμβάνουν ήδη υπόψη επιρροές 2ης τάξης. Η θεωρία 2ης τάξης μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες τις περιπτώσεις χωρίς κανένα περιορισμό.

Όταν χρησιμοποιείται η θεωρία 1ης τάξης, η συμπεριφορά της κατασκευής, που αποτελείται από ελαστικό υλικό, είναι επίσης γραμμική, δηλαδή οι μετακινήσεις (μετάθεση ή στροφή κάποιας διατομής) μεταβάλλονται γραμμικά σε σχέση με τα επιβαλλόμενα φορτία. Αυτό σημαίνει ότι κάθε αύξηση της μετακίνησης είναι ανάλογη της έντασης που την προκάλεσε. Υπό αυτές τις συνθήκες, οι τάσεις, οι παραμορφώσεις, τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις που οφείλονται σε διάφορες δράσεις, μπορούν να προστεθούν χρησιμοποιώντας την αρχή της επαλληλίας. Η αρχή αυτή ορίζει ότι τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που οφείλονται σε ένα πλήθος ταυτόχρονων δράσεων επί του φορέα, είναι ίσα με το άθροισμα των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών που προκύπτουν από κάθε δράση χωριστά. Η αρχή της επαλληλίας δεν ισχύει, όταν η σχέση τάσης-παραμόρφωσης του υλικού είναι μη γραμμική, ή εφόσον η κατασκευή (ακόμα και εάν το υλικό είναι ελαστικό) συμπεριφέρεται μη γραμμικά εξαιτίας μεταβολών της γεωμετρίας της που προκύπτουν από τα δρώντα φορτία.» [2]

Στο υπό μελέτη κτίριο εφαρμόστηκε ελαστική ανάλυση 1ης τάξης για τον προσδιορισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών. Προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι επιρροές 2ης τάξης έγινε επαύξηση των αντίστοιχων σεισμικών εντατικών μεγεθών. Επίσης στην ανάλυση του κτιρίου αγνοήθηκαν τυχόν γεωμετρικές και δομικές ατέλειες.

5.3 Προσομοίωση του κτιρίου

«Το προσομοίωμα το οποίο θα χρησιμοποιηθεί στην ανάλυση, πρέπει να περιγράφει και να απεικονίζει με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του (διατομές, μέλη, κόμβοι και εδράσεις) για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση. Θα πρέπει να περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής (κύρια πλαίσια στο χώρο, σύνδεσμοι, συνδέσεις, θεμελιώσεις), μέσω των οποίων θα μεταφερθούν με ασφάλεια στο έδαφος όλες οι δράσεις (κατακόρυφες και οριζόντιες) που ασκούνται επί αυτής. Θα πρέπει επίσης να περιλαμβάνει και όλα τα δευτερεύοντα φέροντα στοιχεία (δευτερεύουσες δοκοί, τεγίδες κλπ) τα οποία μεταβιβάζουν τις δράσεις στα κύρια φέροντα στοιχεία. Ενδεχομένως, για λόγους απλοποίησης του προσομοιώματος, μπορεί μερικά από τα δευτερεύοντα στοιχεία να παραλειφθούν, εάν αυτό έχει μικρή μόνον επιρροή στην κατανομή των εντατικών μεγεθών επί του φορέα, θα πρέπει όμως να περιληφθούν τα φορτία τα οποία φέρονται από τα στοιχεία αυτά.

Τα μέλη και οι κόμβοι των πλαισίων πρέπει να προσομοιώνονται κατά τρόπο, ο οποίος να αντικατοπτρίζει ικανοποιητικά την αναμενόμενη συμπεριφορά τους κάτω από την αντίστοιχη φόρτιση. Η βασική γεωμετρία των πλαισίων πρέπει να απεικονίζεται μέσω των κεντροβαρικών αξόνων των μελών και είναι συνήθως αποδεκτό να αμελείται η αλληλεπικάλυψη του πραγματικού πλάτους των μελών.

Κατά τον έλεγχο ενός μεμονωμένου μέλους πλαισίου, απομονώνεται αυτό από το υπόλοιπο πλαίσιο, με όλες τις εξωτερικές δράσεις και τα εντατικά μεγέθη. Εν προκειμένω θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η χωρική συμπεριφορά του μέλους αυτού. Επίσης πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι σχετικές δεσμεύσεις που προκαλούνται από τα κύρια και δευτερεύοντα στοιχεία.

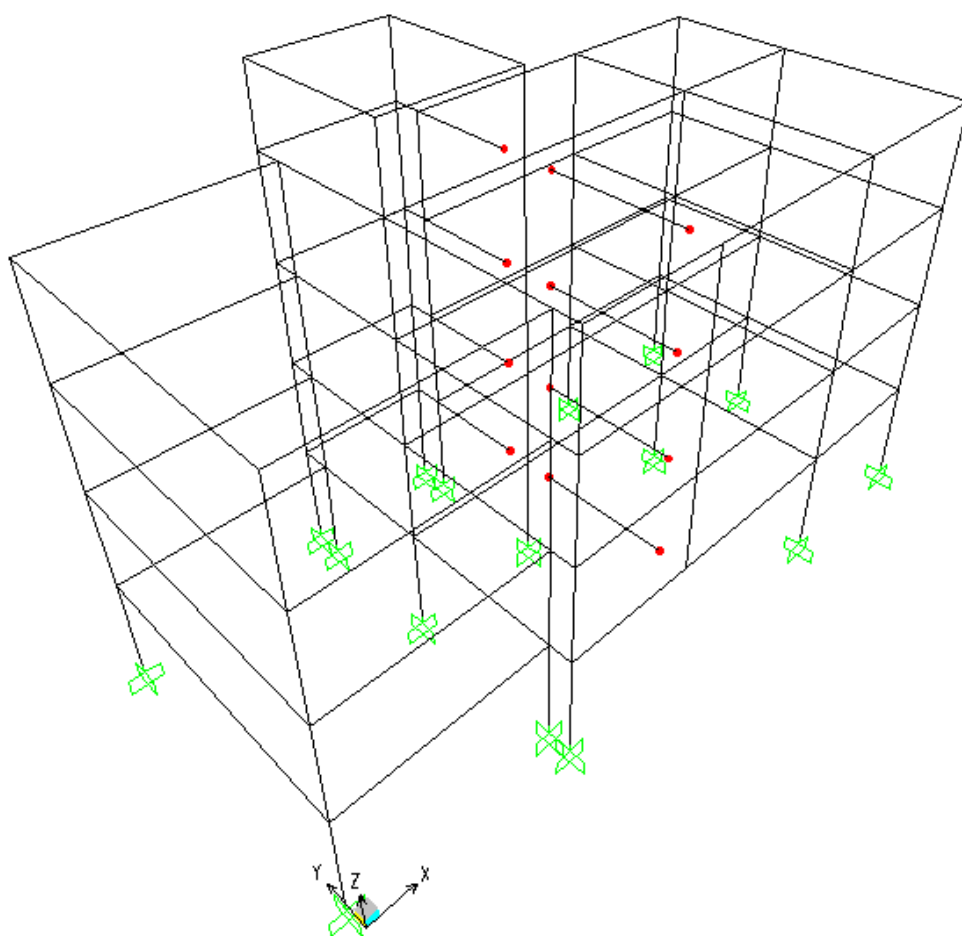
Σε σχέση με την επιρροή της συμπεριφοράς των κόμβων στην κατανομή των εντατικών μεγεθών και των συνολικών παραμορφώσεων του φορέα, οι κόμβοι γενικώς μπορεί να θεωρούνται άκαμπτοι ή απλές αρθρώσεις με κατάλληλη μόρφωσή τους. Σε περίπτωση όμως που οι κόμβοι μπορεί να λειτουργήσουν ως ημιάκαμπτοι, οπότε και εμφανίζεται σχετική στροφή μεταξύ των συνδεδεμένων μελών, θα πρέπει να ακολουθούνται τα προβλεπόμενα στο Πρότυπο EN 1993-1-8 (Σχεδιασμός Κόμβων).» [2]

Στο εξεταζόμενο κτίριο λόγω της πολυπλοκότητας της μορφής του, έγινε χρήση δύο προσομοιωμάτων. Κατά την φάση της προμελέτης μορφώθηκε ένα περισσότερο απλοποιημένο προσομοίωμα που περιλαμβάνει τις κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα του κτιρίου, ενώ οι διαδοκίδες και οι σύμμικτες πλάκες παραλείφθηκαν λαμβάνοντας ωστόσο υπόψη τα φορτία που φέρονται από τα στοιχεία αυτά. Επιπλέον, αγνοήθηκαν σε αυτήν την φάση της μελέτης οι εξώστες της κατασκευής καθώς και τα φορτία που φέρονται από αυτούς. Η μόρφωση και η ανάλυση του προσομοιώματος αυτού πραγματοποιήθηκε με στόχο να γίνει μία πρώτη αποτίμηση των διατομών των μελών που θα απαιτηθούν. Κατά την οριστική μελέτη της κατασκευής, το τελικό προσομοίωμα τροποποιήθηκε με την προσθήκη των κύριων δοκών των εξωστών καθώς και των διαδοκίδων ενώ και σε αυτή την φάση παραλείφθηκαν οι σύμμικτες πλάκες, αλλά όπως και προηγουμένως λήφθηκαν υπόψη τα φορτία που φέρονται από αυτήν.

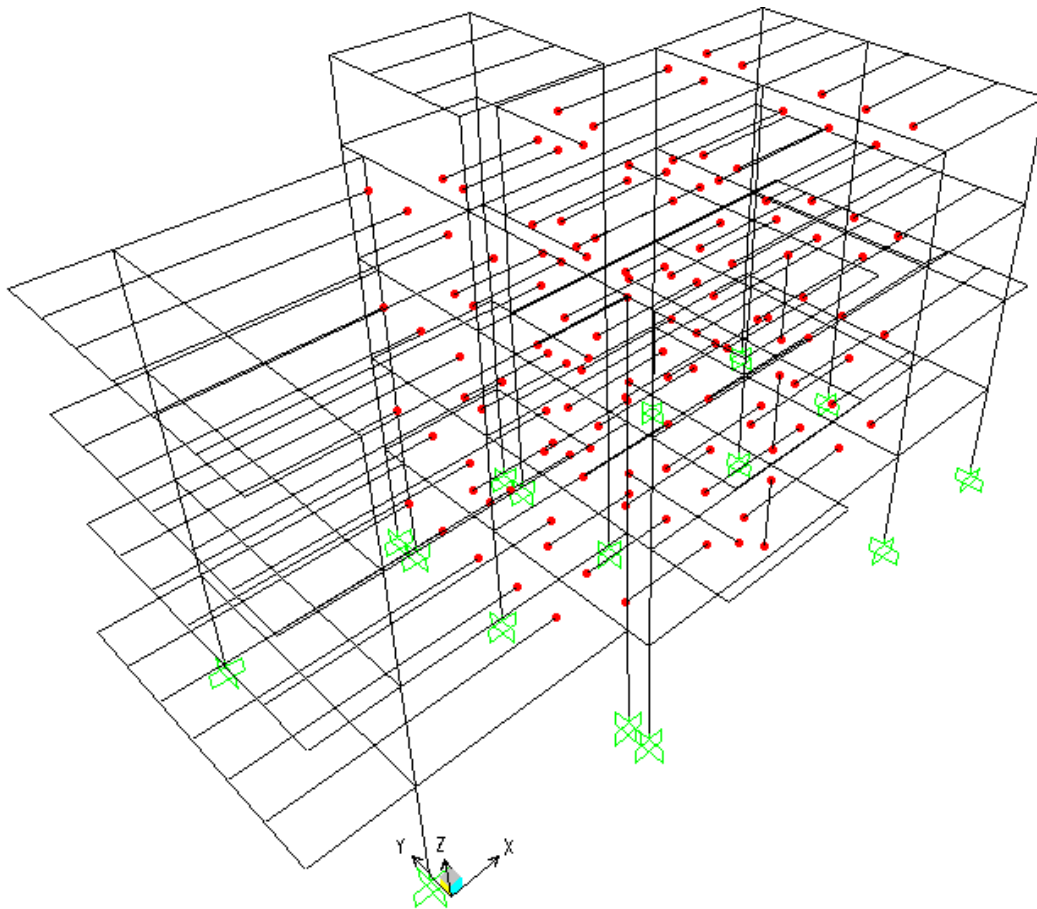
Στα δύο αυτά υπολογιστικά προσομοιώματα οι κόμβοι του φορέα θεωρήθηκαν ως άκαμπτοι και απλές αρθρώσεις και το έδαφος απαραμόρφωτο. Επιπρόσθετα, λήφθηκε υπόψη η συμπεριφορά των πλακών για φορτία εντός του επιπέδου τους μέσω της διαφραγματικής τους λειτουργίας. Το SAP2000 ως μέσο ανάλυσης επιτρέπει την προσομοίωση της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών με επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων στους κόμβους του διαφράγματος. Επιπλέον, για να ληφθεί υπόψη η πλευρική

εξασφάλιση που παρέχουν οι σύμμικτες πλάκες στις κύριες δοκούς και στις διαδοκίδες καθορίστηκε κατάλληλη τιμή για τον συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού κατά τον ασθενή άξονα. Η τιμή του συντελεστή αυτού λήφθηκε ίση με 0,1 (πλήρης εξασφάλιση στον ασθενή άξονα) για τις διαδοκίδες του υπό μελέτη κτιρίου και ίση με 0,5 για τις κύριες δοκούς του περιμετρικού πλαισίου της βορειοανατολικής όψης ενώ για τις υπόλοιπες κύριες δοκούς όπως προκαθοριζόταν από το πρόγραμμα ανάλυσης.

Στα Σχήματα 5.1 και 5.2 δίνεται το προσομοίωμα του φορέα σε φάση προμελέτης και οριστικής μελέτης. Σημειώνονται με κόκκινο χρωματισμό οι κόμβοι που έχουν θεωρηθεί ως απλές αρθρώσεις ενώ με πράσινο χρωματισμό οι στηρίξεις στο έδαφος.



Σχήμα 5.1 : Προσομοίωμα του κτιρίου στην φάση προμελέτης.



Σχήμα 5.2 : Προσομοίωμα του κτιρίου στην οριστική μελέτη.

5.4 Προμελέτη

5.4.1 Στατική ανάλυση

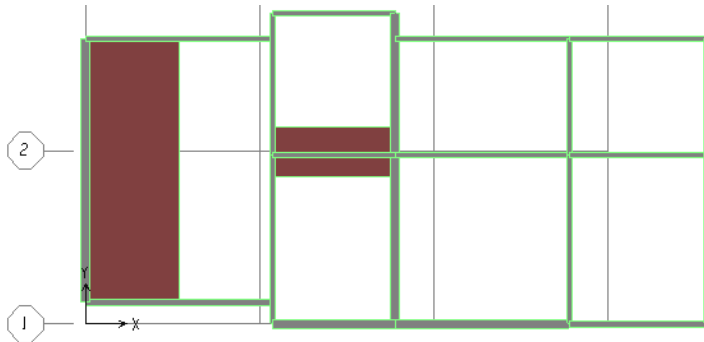
Κατά την φάση αυτή λήφθηκαν τα ακόλουθα φορτία :

1. Μόνιμα φορτία :
 - a. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών 3,75 kN/m²
 - b. Επιστρώσεις – Δάπεδα εσωτερικών χώρων 1,50 kN/m²
 - c. Επιστρώσεις – Δάπεδα βατού δώματος και επιπέδου απόληξης κλιμακοστασίου 2,00 kN/m²
 - d. Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων (υπολογίζεται από το πρόγραμμα)

2. Ωφέλιμα φορτία 2,00 kN/m²

Τα φορτία εισάγονται ως αριθμητικά δεδομένα στις κύριες δοκούς του φορέα και μέσω του προγράμματος πραγματοποιείται η ανάλυση και μεταβιβάζονται στα υποστυλώματα, έπειτα στη θεμελίωση και στη συνέχεια γίνεται ο υπολογισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών των μελών της κατασκευής. Ο υπολογισμός των φορτίων έγινε με τον ορισμό ζωνών επιρροής λαμβάνοντας υπόψη ωστόσο κατά τον καθορισμό

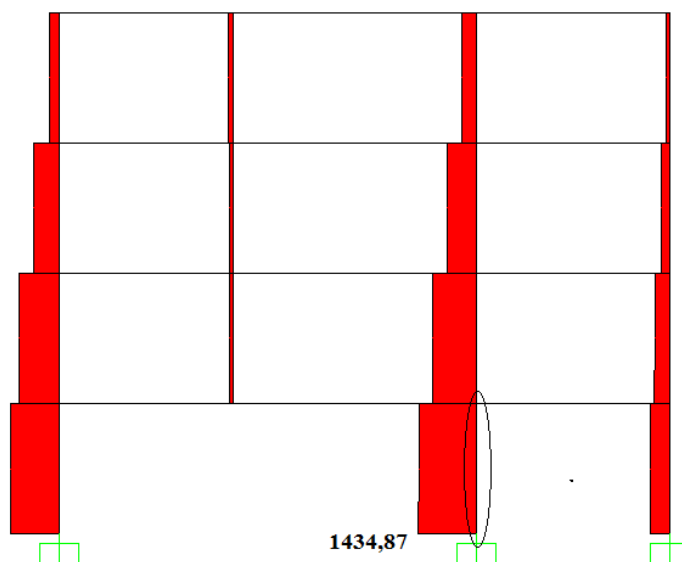
τους την ύπαρξη των διαδοκίδων κατά την X διεύθυνση. Σε κάθε κύρια δοκό της Y διεύθυνσης ως επιφάνεια επιρροής λαμβάνεται ακριβώς το μισό εμβαδό της πλάκας που της αντιστοιχεί ενώ για τις δοκούς της X διεύθυνσης ως επιφάνεια επιρροής λήφθηκε το μισό εμβαδό που περικλείεται μεταξύ αυτής και της πλησιέστερης/ες σε αυτήν διαδοκίδα/ες. Στο Σχήμα 5.3 δίνεται τυπική κάτοψη όπου επισημαίνονται ενδεικτικά οι επιφάνειες επιρροής μίας δοκού κατά την Y διεύθυνση και μίας κατά την X διεύθυνση (υπενθυμίζεται ότι οι διαδοκίδες έχουν παραλειφθεί σε αυτό το προσομοίωμα και συνεπώς δεν φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα).



Σχήμα 5.3 : Επιφάνειες επιρροής των κύριων δοκών.

5.4.2 Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης

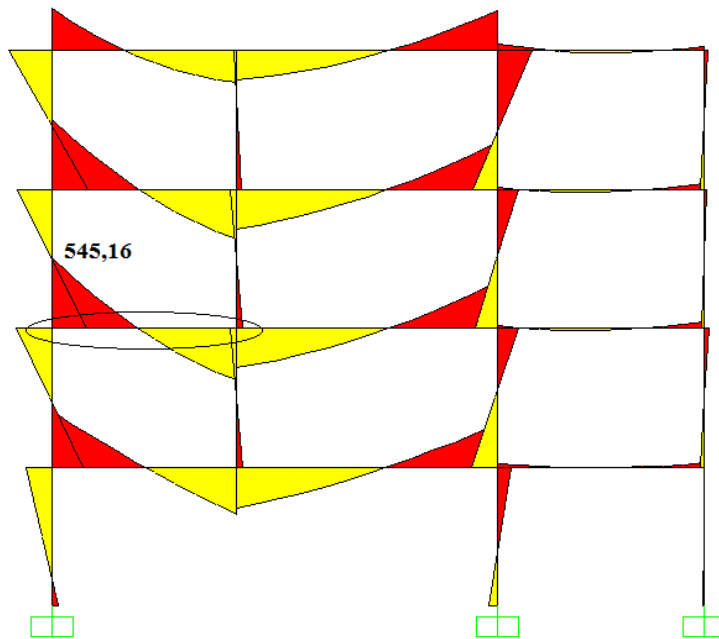
Στο Σχήμα 5.4 δίνονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης για τον βασικό συνδυασμό $1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q$ για το περιμετρικό πλαίσιο της βορειοδυτικής όψης του κτιρίου.



(α)



(β)



(γ)

Σχήμα 5.4 : (α) Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} , (β) Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_{Ed} και (γ) Διάγραμμα ροπών κάμψης M_{Ed} , για το βασικό συνδυασμό $1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q$ (kN,m), περιμετρικό πλαίσιο βορειοδυτικής όψης του κτιρίου.

5.4.3 Δυναμική ανάλυση

Η δυναμική ανάλυση πραγματοποιήθηκε θεωρώντας ως δρώσα μάζα εκείνη που προκύπτει από τον συνδυασμό $1,0 \cdot g + 0,3 \cdot q$. Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων και μετακινήσεων έγινε με εφαρμογή της ιδιομορφικής φασματικής μεθόδου. Στον Πίνακα 5.1 δίνονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης.

Πίνακας 5.1 : Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης. Μάζα ταλάντωσης $M = 838,16 \text{ kN} \cdot \text{sec}^2/\text{m}$.

| Αριθμός ιδιομορφής | Περίοδος T (sec) | Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας | | |
|----------------------------|------------------|-----------------------------|--------|--------|
| | | X | Y | Z |
| 1 | 1,1754 | 0,0006 | 0,7172 | 0 |
| 2 | 0,8951 | 0,7419 | 0,0134 | 0,0001 |
| 3 | 0,8334 | 0,0762 | 0,0822 | 0,0001 |
| 4 | 0,4075 | 0,0009 | 0,0916 | 0 |
| 5 | 0,2922 | 0,1079 | 0,0049 | 0,0007 |
| 6 | 0,2568 | 0,0063 | 0,0162 | 0,0033 |
| 7 | 0,2340 | 0,0016 | 0,0355 | 0,0031 |
| 8 | 0,2279 | 0,0003 | 0,0027 | 0,0829 |
| 9 | 0,2070 | 0,0004 | 0,0008 | 0,0005 |
| 10 | 0,1827 | 0,0001 | 0,0014 | 0 |
| 11 | 0,1680 | 0,0167 | 0,0079 | 0 |
| 12 | 0,1606 | 0,0054 | 0,0108 | 0 |
| Συνολική συμμετέχουσα μάζα | | 0,9582 | 0,9846 | 0,0907 |

Παρατηρούμε ότι το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών είναι 95,82% και 98,46% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος κατά την X και Y διεύθυνση αντίστοιχα. Συνεπώς καλύπτεται η απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 σύμφωνα με την οποία οι τιμές αυτές πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσες με 90% της ταλαντούμενης μάζας. Επιπλέον, στις δύο πρώτες ιδιομορφές, που είναι μεταφορικές κατά την X και Y διεύθυνση αντίστοιχα, συγκεντρώνεται μεγάλο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας και επομένως το κτίριο από άποψη εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας μπορεί να χαρακτηριστεί ως κατάλληλα μορφωμένο.

5.4.4 Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης

«Εάν γίνεται γραμμική ανάλυση, οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με τη βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης :

$$d_s = q_d \cdot d_e, \quad (5.1)$$

όπου

d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού.

Αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα $P-\Delta$) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους :

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (5.2)$$

όπου:

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

h είναι το ύψος του ορόφου.

Εάν $0,1 < \theta \leq 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $1/(1 - \theta)$. Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα υπερβαίνει το 0,3.» [8]

Στους Πίνακες 5.2 και 5.3 δίνονται οι τιμές του συντελεστή θ ανά όροφο για σεισμική διέγερση κατά την X και Y διεύθυνση αντίστοιχα.

Πίνακας 5.2 : Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά X.

| Όροφος | Ύψος ορόφου h (m) | P_{tot} (kN) | V_{tot} (kN) | d_r (m) | θ_x |
|-----------------|-------------------|----------------|----------------|-----------|------------|
| 1 ^{ος} | 3,2 | 21132,12 | 1440,46 | 0,014 | 0,064 |
| 2 ^{ος} | 3,2 | 12968,93 | 983,93 | 0,021 | 0,087 |
| 3 ^{ος} | 3,2 | 6681,421 | 566,33 | 0,020 | 0,075 |
| 4 ^{ος} | 3,2 | 2457,06 | 236,04 | 0,014 | 0,047 |

Πίνακας 5.3 : Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά Y.

| Όροφος | Ύψος ορόφου h (m) | P_{tot} (kN) | V_{tot} (kN) | d_r (m) | θ_y |
|-----------------|-------------------|----------------|----------------|-----------|------------|
| 1 ^{ος} | 3,2 | 21132,12 | 1111,00 | 0,014 | 0,083 |
| 2 ^{ος} | 3,2 | 12968,93 | 757,00 | 0,021 | 0,111 |
| 3 ^{ος} | 3,2 | 6681,421 | 436,01 | 0,020 | 0,096 |
| 4 ^{ος} | 3,2 | 2457,06 | 183,01 | 0,015 | 0,064 |

Εφόσον και για τις δύο διευθύνσεις διαπιστώνεται ότι ισχύει η ανίσωση 5.2 τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη. Σημειώνεται ότι η μικρή απόκλιση του συντελεστή θ (0,111) στον δεύτερο όροφο για σεισμική διέγερση κατά Y από την τιμή του ορίου, που είναι 0,10, κρίθηκε σκόπιμο να αγνοηθεί και να θεωρηθεί ότι το κριτήριο της (5.2) οριακά πληρείται.

5.4.5 Διαστασιολόγηση και αξιοποίηση των μελών του φορέα

Κατά την φάση της προμελέτης δεν πραγματοποιήθηκε έλεγχος για τον σεισμικό συνδυασμό ούτε άλλοι περαιτέρω έλεγχοι. Τα αποτελέσματα της στατικής και δυναμικής ανάλυσης που παρουσιάζονται στις παραγράφους 5.4.2 και 5.4.3 καθώς και ο έλεγχος επιρροών 2^{ης} τάξης αφορούν το προσομοίωμα με τις τελικές διατομές που επιλέχθηκαν.

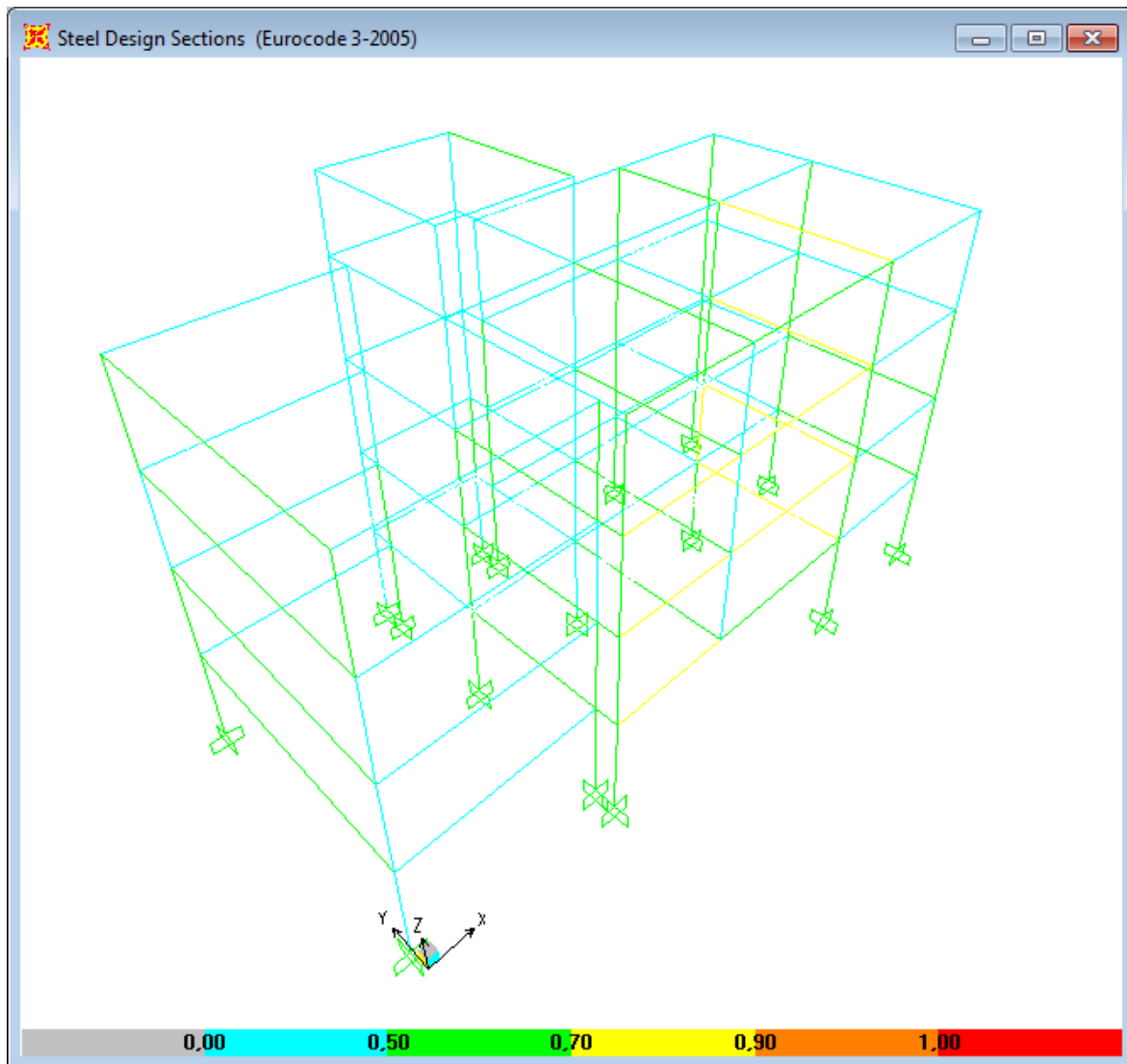
Σημειώνεται ότι προηγήθηκε διερεύνηση όσον αφορά τις διατομές των μελών του φορέα μέχρις ότου διαπιστωθεί μέσω του προγράμματος ότι ικανοποιούν τους έλεγγους επάρκειας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Πέραν τούτου τέθηκε ως απαίτηση να υπάρξει μικρή κατά το δυνατόν αξιοποίηση των μελών της κατασκευής. Θεωρήθηκε σκόπιμη αυτή η απαίτηση εφόσον αφενός πρόκειται για φάση προμελέτης και αφετέρου έχουν αμεληθεί τα φορτία των εξωστών. Στους Πίνακες 5.4 και 5.5 δίνονται οι τελικές διατομές των κύριων δοκών και των υποστυλωμάτων αντίστοιχα ενώ στο Σχήμα 5.5 δίνεται η τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα έπειτα από τον τελικό έλεγχο αντοχής με τα ποσοστά αξιοποίησης των μελών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

Πίνακας 5.4 : Διατομές των δοκών.

| Όροφος | 1 ^{ος} | 2 ^{ος} | 3 ^{ος} | 4 ^{ος} | Κλιμακοστάσιο |
|-----------------------------------|--|---|---|---|---------------|
| Δοκοί πλαισίων ροπής κατά X και Y | IPE400, HE300A, HE360A, HE400A, HE500A | IPE400, HE300A, HE360A, HE450A | IPE400, HE300A, HE360A, HE450A | IPE400, HE300A, HE360A, HE450A | IPE300 |

Πίνακας 5.5 : Διατομές των υποστυλωμάτων

| Όροφος | 1 ^{ος} | 2 ^{ος} | 3 ^{ος} | 4 ^{ος} | Κλιμακοστάσιο |
|------------------------------------|--|---|---|--|---------------|
| Στύλοι πλαισίων ροπής κατά X και Y | HE240A, HE320A, HE340A, HE360A, HE400A, HE450A, HE400B, HE450B, HE500B | HE240A, HE320A, HE340A, HE360A, HE450A, HE400B, HE450B, HE500B | HE240A, HE320A, HE360A, HE400B, HE450B, HE500B | HE240A, HE320A, HE400B, HE450B, HE500B | HE240A |



Σχήμα 5.5 : Έλεγχος αντοχής και ποσοστά αξιοποίησης μελών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3.

5.5 Οριστική μελέτη

5.5.1 Στατική μελέτη

Κατά την οριστική μελέτη λήφθηκαν τα ακόλουθα φορτία :

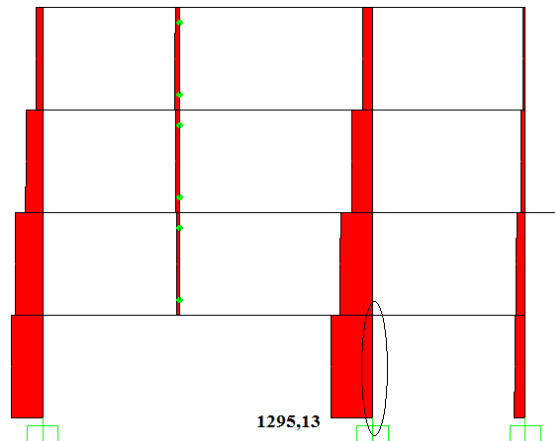
1. Μόνιμα φορτία:
 - a. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών 3,75 kN/m²
 - b. Επιστρώσεις – Δάπεδα εσωτερικών χώρων 1,50 kN/m²
 - c. Επιστρώσεις – Δάπεδα εξωστών, βατού δώματος και επιπέδου απόληξης κλιμακοστασίου 2,00 kN/m²
 - d. Επιστρώσεις – Δάπεδα για τις σκάλες 2,50 kN/m²
 - e. Ίδιο βάρος φερόντων στοιχείων (υπολογίζεται από το πρόγραμμα)
2. Ωφέλιμα φορτία :

- | | |
|---|------------------------|
| a. Ωφέλιμα φορτία εσωτερικών χώρων, βατού δώματος, επιπέδου απόληξης κλιμακοστασίου | 2,00 kN/m ² |
| b. Ωφέλιμα φορτία εξωστών | 5,00 kN/m ² |
| c. Ωφέλιμα φορτία για σκάλες | 3,50 kN/m ² |

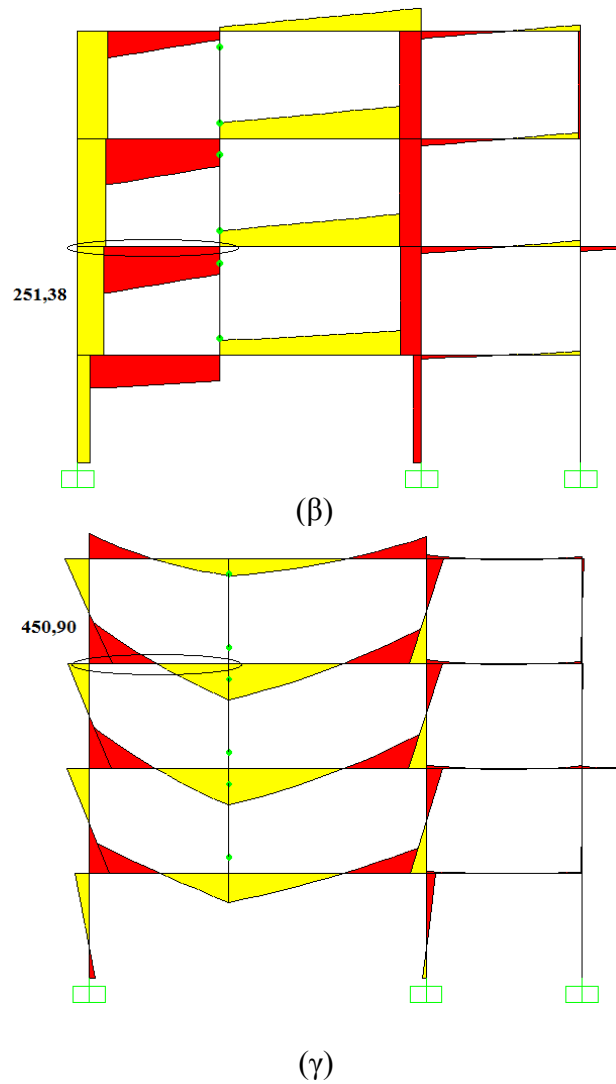
Στο τελικό προσομοίωμα εισάγονται τα φορτία ως αριθμητικά δεδομένα στις κύριες δοκούς της X διεύθυνσης και τις διαδοκίδες του φορέα και μέσω του προγράμματος πραγματοποιείται ανάλυση και μεταβιβάζονται στις κύριες δοκούς της Y διεύθυνσης, έπειτα στα υποστυλώματα και τέλος στην θεμελίωση και γίνεται ο υπολογισμός των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών των μελών της κατασκευής. Ο υπολογισμός των φορτίων γίνεται με τον ορισμό νέων ζωνών επιρροής. Η επιφάνεια επιρροής κάθε κύριας δοκού της X διεύθυνσης λαμβάνεται όπως περιγράφεται και στην παράγραφο 5.4.1 ενώ ως επιφάνεια επιρροής των διαδοκίδων με αντίστοιχο τρόπο λαμβάνεται το μισό εμβαδό της πλάκας που περικλείεται μεταξύ αυτής και των γειτονικών διαδοκίδων/δοκών στην X διεύθυνση. Στις κύριες δοκούς της Y διεύθυνσης η μεταβίβαση των φορτίων γίνεται μέσω της ανάλυσης από τις διαδοκίδες και τις κύριες δοκούς κατά X και προφανώς για αυτές δεν πραγματοποιείται στην οριστική μελέτη καθορισμός επιφανειών επιρροής.

5.5.2 Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης

Στο σχήμα 5.6 δίνονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα της στατικής ανάλυσης κατά την επίλυση του φορέα για τον βασικό συνδυασμό $1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q$ για το περιμετρικό πλαίσιο της βορειοδυτικής όψης του κτιρίου.



(α)



Σχήμα 5.6 : (α) Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων N_{Ed} , (β) Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_{Ed} και (γ) Διάγραμμα ροπών κάμψης M_{Ed} , για το βασικό συνδυασμό $1,35 \cdot g + 1,5 \cdot q$ (kN, m), περιμετρικό πλαίσιο βορειοδυτικής όψης του κτιρίου.

5.5.3 Δυναμική ανάλυση

Όπως και στην φάση προμελέτης, θεωρήθηκε ως δρώσα μάζα για την δυναμική ανάλυση του φορέα αυτή που προκύπτει από τον συνδυασμό $1,00 \cdot g + 0,3 \cdot q$. Στον Πίνακα 5.6 δίνονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης.

Πίνακας 5.6 : Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης. Μάζα ταλάντωσης $M = 741,46 \text{kN}\cdot\text{sec}^2/\text{m}$.

| Αριθμός ιδιομορφής | Περίοδος T (sec) | Ποσοστό συμμετέχουσας μάζας | | |
|----------------------------|------------------|-----------------------------|--------|--------|
| | | X | Y | Z |
| 1 | 1,1720 | 0,0081 | 0,6681 | 0 |
| 2 | 1,0421 | 0,7857 | 0,0160 | 0 |
| 3 | 0,8497 | 0,0123 | 0,1217 | 0 |
| 4 | 0,3826 | 0,0022 | 0,0868 | 0,0001 |
| 5 | 0,3733 | 0,0001 | 0,0007 | 0,0144 |
| 6 | 0,3211 | 0,1119 | 0,0042 | 0,0015 |
| 7 | 0,2916 | 0,0016 | 0 | 0,0117 |
| 8 | 0,2868 | 0,0014 | 0 | 0,0177 |
| 9 | 0,2570 | 0,0019 | 0,0301 | 0,0003 |
| 10 | 0,2431 | 0,0001 | 0 | 0,0165 |
| 11 | 0,2258 | 0 | 0,0006 | 0,0002 |
| 12 | 0,2141 | 0 | 0,0001 | 0,0298 |
| Συνολική συμμετέχουσα μάζα | | 0,9254 | 0,9283 | 0,0922 |

Παρατηρούμε ότι και στη οριστική μελέτη καλύπτεται η απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 σύμφωνα με την οποία το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με 90% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος καθώς το άθροισμα αυτό είναι 92,54% και 92,83% κατά την X και Y διεύθυνση αντίστοιχα. Επιπλέον, στις δύο πρώτες ιδιομορφές, που είναι μεταφορικές κατά την X και Y διεύθυνση αντίστοιχα, συγκεντρώνεται μεγάλο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας και επομένως το κτίριο από άποψη εξασφάλισης πλευρικής ευστάθειας μπορεί να χαρακτηριστεί ως κατάλληλα μορφωμένο.

5.5.4 Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται όπως περιγράφεται στην παράγραφο 5.4.4. Στους Πίνακες 5.7 και 5.8 δίνονται οι τιμές του συντελεστή θ ανά όροφο για σεισμική διέγερση κατά την X και Y διεύθυνση αντίστοιχα.

Πίνακας 5.7 : Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά X.

| Όροφος | Ύψος ορόφου h (m) | P _{tot} (kN) | V _{tot} (kN) | d _r (m) | θ _X |
|-----------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|----------------|
| 1 ^{ος} | 3,2 | 18838,46 | 1087,44 | 0,015 | 0,082 |
| 2 ^{ος} | 3,2 | 11557,61 | 742,82 | 0,026 | 0,126 |
| 3 ^{ος} | 3,2 | 5926,92 | 427,44 | 0,025 | 0,109 |
| 4 ^{ος} | 3,2 | 2170,64 | 178,52 | 0,018 | 0,068 |

Πίνακας 5.8 : Έλεγχος επιρροών δευτέρας τάξεως για σεισμική διέγερση κατά Y.

| Όροφος | Ύψος ορόφου h (m) | P _{tot} (kN) | V _{tot} (kN) | d _r (m) | θ _Y |
|-----------------|-------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|----------------|
| 1 ^{ος} | 3,2 | 18838,46 | 977,81 | 0,026 | 0,154 |
| 2 ^{ος} | 3,2 | 11557,61 | 666,29 | 0,038 | 0,210 |
| 3 ^{ος} | 3,2 | 5926,92 | 380,80 | 0,037 | 0,181 |
| 4 ^{ος} | 3,2 | 2170,64 | 158,31 | 0,026 | 0,113 |

Παρατηρούμε ότι και για τις δύο διευθύνσεις ισχύει $0,1 < \theta \leq 0,2$. Σημειώνεται ότι η μικρή απόκλιση του συντελεστή θ (0,210) στον δεύτερο όροφο για σεισμική διέγερση κατά Y από την τιμή 0,20 αγνοήθηκε και θεωρήθηκε ότι οριακά ισχύει $\theta = 0,20$. Συνεπώς, έγινε επαύξηση των σεισμικών μεγεθών στην διεύθυνση X κατά συντελεστή $\alpha = 1/(1 - 0,126) = 1,15$ και στην διεύθυνση Y κατά συντελεστή $\alpha = 1/(1 - 0,2) = 1,25$.

5.5.5 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία περιορίζονται σύμφωνα με την :

$$d_r \cdot \nu \leq 0,0075 \cdot h, \quad (5.3)$$

όπου :

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

h το ύψος του ορόφου

ν ο συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη την μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών.

Η συνιστώμενη τιμή από τον ΕΚ8 για τον συντελεστή μείωσης ν για κτίρια που ανήκουν στην κατηγορία σπουδαιότητας II είναι $\nu = 0,5$.

Οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων δίνονται στους Πίνακες 5.9 και 5.10 για σεισμική διέγερση κατά X και Y αντίστοιχα και θα ελέγχονται με την σχέση :

$$\frac{d_r \cdot 0,5}{h} \leq 0,0075, \quad (5.4)$$

Πίνακας 5.9 : Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων για σεισμική διέγερση κατά X.

| Όροφος | Ύψος ορόφου h (m) | $\frac{d_r \cdot 0,5}{h}$ |
|-----------------|-------------------|---------------------------|
| 1 ^{ος} | 3,2 | 0,0023 |
| 2 ^{ος} | 3,2 | 0,0041 |
| 3 ^{ος} | 3,2 | 0,0039 |
| 4 ^{ος} | 3,2 | 0,0028 |

Πίνακας 5.10 : Έλεγχος περιορισμού σχετικών παραμορφώσεων για σεισμική διέγερση κατά Υ.

| Ύψος ορόφου h (m) | d_r (m) | $\frac{d_r \cdot 0,5}{h}$ |
|----------------------|-----------|---------------------------|
| 3,2 | 0,026 | 0,0041 |
| 3,2 | 0,048 | 0,0075 |
| 3,2 | 0,037 | 0,0058 |
| 3,2 | 0,026 | 0,0041 |

Διαπιστώνουμε ότι ο έλεγχος ικανοποιείται.

5.6 Έλεγχος για τον σεισμικό σχεδιασμό

5.6.1 Εισαγωγή

Ο σχεδιασμός των πλαισίων παραλαβής ροπών πραγματοποιείται με τρόπο ώστε ο σχηματισμός των πλαστικών αρθρώσεων να γίνεται στις δοκούς ή στις συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα και όχι στα υποστυλώματα. Η απαίτηση αυτή δεν αφορά την βάση του πλαισίου, τους τελευταίους ορόφους πολυώροφων κτιρίων και μονώροφα κτίρια.

5.6.2 Δοκοί

«Οι δοκοί θα πρέπει να ελέγχονται ως προς την επαρκή τους αντοχή έναντι πλευρικού και στρεπτικού λυγισμού σύμφωνα με το EN 1993, υποθέτοντας ότι σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο της δοκού το οποίο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι το άκρο που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς θα πρέπει να ελέγχεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας. Προς τούτο, σε διατομές οι οποίες ανήκουν στις κατηγορίες διατομής 1 και 2, θα πρέπει να ελέγχονται οι ακόλουθες ανισότητες στην θέση στην οποία αναμένεται ο σχηματισμός αρθρώσεων :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,00, \quad (5.5)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15, \quad (5.6)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,50, \quad (5.7)$$

όπου

$$V_{Ed} = V_{Ed,g} + V_{Ed,M}, \quad (5.8)$$

N_{Ed} είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού,

M_{Ed} είναι η ροπή κάμψης σχεδιασμού,

V_{Ed} είναι η τέμνουσα σχεδιασμού,

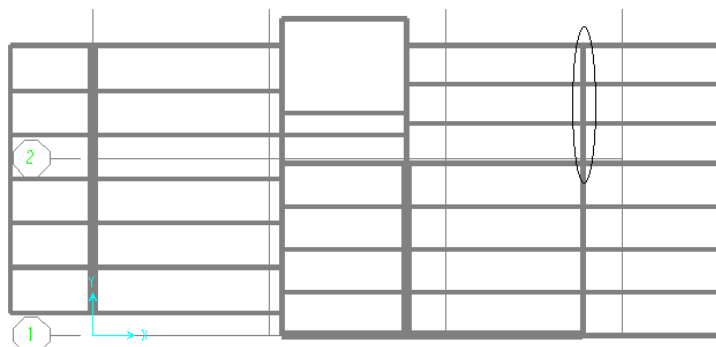
$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ είναι αντοχές σχεδιασμού σύμφωνα με το EN 1993,

$V_{Ed,G}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις,

$V_{Ed,M}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών $M_{pl,Rd,A}$ και $M_{pl,Rd,B}$ με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων Α και Β της δοκού. Σημειώνεται ότι η $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ είναι η πιο δυσμενής συνθήκη, η οποία αντιστοιχεί σε μια δοκό με άνοιγμα L και πλάστιμες ζώνες και στα δύο άκρα.» [8]

Έγινε έλεγχος όλων των δοκών του κτιρίου για το σεισμικό σχεδιασμό λαμβάνοντας υπόψη κατάλληλη επαύξηση των σεισμικών δράσεων λόγω των επιρροών 2^{ης} τάξης. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι έλεγχοι ορισμένων δοκών.

Έλεγχος δοκού IPE 330 οροφής πρώτου ορόφου. Στο Σχήμα 5.7 δίνεται η δοκός υπό εξέταση.



Σχήμα 5.7 : Έλεγχος δοκού IPE 330 οροφής πρώτου ορόφου.

1. Κατάταξη της διατομής της δοκού

Όπως προέκυψε από την ανάλυση του προγράμματος η διατομή είναι κατηγορίας 1 και συνεπώς επιτρέπεται να πραγματοποιηθεί πλαστικός έλεγχος.

2. Αντοχές σχεδιασμού:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 804,3 \text{ cm}^3 \cdot \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} \cdot \frac{1}{100} = 189,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{30,81 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 418,02 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62,61 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 1471,34 \text{ kN}$$

3. Δρώντα εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό φόρτισης $g + 0,3 \cdot q + 0,3 \cdot E_x + E_y$.

$$M_{y,Ed} = 136,5271 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,g} = 61,65 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = (189,01 + 189,01) \text{ kN} \cdot \text{m} / 4,02 \text{ m} = 94,03 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,g} + V_{Ed,M} = 155,68 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

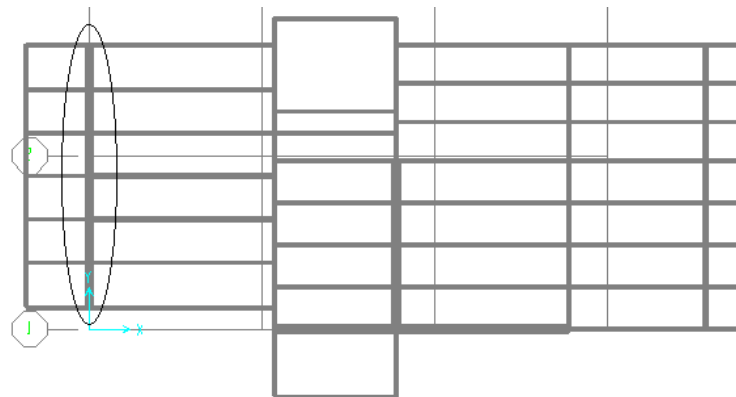
4. Έλεγχος:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{136,5271}{189,01} = 0,722 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{155,68}{418,02} = 0,372 \leq 0,5$$

Έλεγχος δοκού HE450A οροφής δευτέρου ορόφου. Στο Σχήμα 5.8 δίνεται η υπό εξέταση δοκός.



Σχήμα 5.8 : Έλεγχος δοκού HE450A οροφής δευτέρου ορόφου

1. Κατάταξη της διατομής της δοκού
 Όπως προέκυψε από την ανάλυση του προγράμματος η διατομή είναι κατηγορίας 1 και συνεπώς επιτρέπεται να πραγματοποιηθεί πλαστικός έλεγχος.

2. Αντοχές σχεδιασμού:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 3216 \text{ cm}^3 \cdot \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} \cdot \frac{1}{100} = 755,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{65,78 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 892,48 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{178 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 4183 \text{ kN}$$

3. Δρώντα εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό φόρτισης $g + 0,3 \cdot q + E_x + 0,3 \cdot E_y$.

$$M_{y,Ed} = 399,4256 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,g} = 156,48 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L = (755,76 + 755,76) \text{ kN} \cdot \text{m} / 6,00 \text{ m} = 251,92 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,g} + V_{Ed,M} = 408,40 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

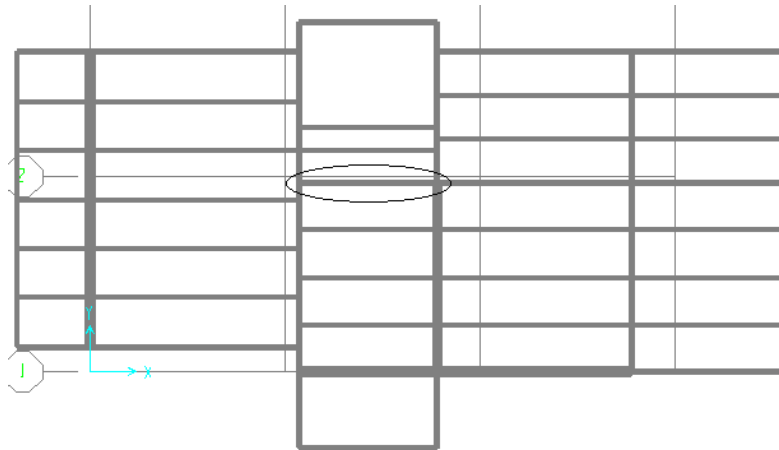
4. Έλεγχος:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{399,4256}{755,76} = 0,529 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{408,40}{892,48} = 0,458 \leq 0,5$$

Έλεγχος δοκού IPE 300 οροφής τρίτου ορόφου. Στο Σχήμα 5.9 δίνεται η υπό εξέταση δοκός.



Σχήμα 5.9 : Έλεγχος δοκού IPE 300 οροφής τρίτου ορόφου.

1. Κατάταξη της διατομής της δοκού

Όπως προέκυψε από την ανάλυση του προγράμματος η διατομή είναι κατηγορίας 1 και συνεπώς επιτρέπεται να πραγματοποιηθεί πλαστικός έλεγχος.

2. Αντοχές σχεδιασμού:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 628,4 \text{ cm}^3 \cdot \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} \cdot \frac{1}{100} = 147,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{25,68 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 348,42 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,81 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 1264,54 \text{ kN}$$

3. Δρώντα εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό φόρτισης $g + 0,3 \cdot q + E_x + 0,3 \cdot E_y$.

$$M_{y,Ed} = 50,4967 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,g} = 18,65 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = (147,67 + 147,67) \text{ kN} \cdot \text{m} / 4,25 \text{ m} = 69,49 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,g} + V_{Ed,M} = 88,14 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

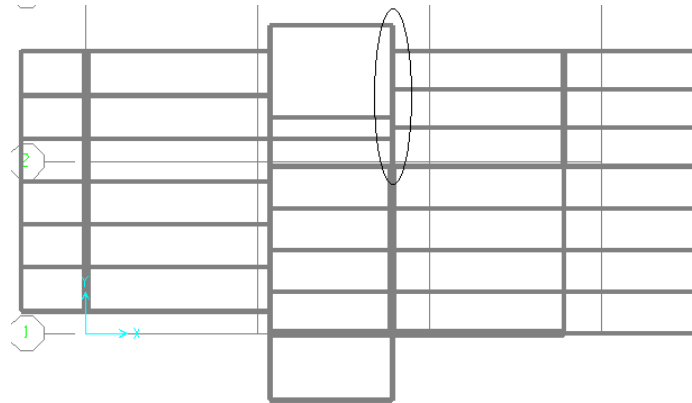
4. Έλεγχος:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{50,4967}{147,67} = 0,342 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{88,14}{348,42} = 0,253 \leq 0,5$$

Έλεγχος δοκού IPE 300 οροφής τέταρτου ορόφου. Στο Σχήμα 5.10 δίνεται η υπό εξέταση δοκός.



Σχήμα 5.10 : Έλεγχος δοκού IPE 300 οροφής τέταρτου ορόφου.

1. Κατάταξη της διατομής της δοκού

Όπως προέκυψε από την ανάλυση του προγράμματος η διατομή είναι κατηγορίας 1 και συνεπώς επιτρέπεται να πραγματοποιηθεί πλαστικός έλεγχος.

2. Αντοχές σχεδιασμού:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 628,4 \text{ cm}^3 \cdot \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} \cdot \frac{1}{100} = 147,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{25,68 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 348,42 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,81 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 1264,54 \text{ kN}$$

3. Δρώντα εντατικά μεγέθη για τον συνδυασμό φόρτισης $g + 0,3 \cdot q + 0,3 \cdot E_x + E_y$.

$$M_{y,Ed} = 52,5421 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,g} = 44,58 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = (147,67 + 0) \text{ kN} \cdot \text{m} / 4,92 \text{ m} = 30,01 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,g} + V_{Ed,M} = 74,59 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

4. Έλεγχος:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{52,5421}{147,67} = 0,356 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{74,59}{348,42} = 0,214 \leq 0,5$$

5.6.3 Υποστυλώματα

«Τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε θλιψη λαμβάνοντας υπόψη τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Στους ελέγχους τα N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} θα υπολογίζονται ως :

$$N_{Ed} = N_{Ed,g} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}, \quad (5.9)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,g} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}, \quad (5.10)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,g} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E}, \quad (5.11)$$

όπου

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστυλώμα, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστυλώμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής. Η προτεινόμενη τιμή είναι $\gamma_{ov} = 1,25$.

Ω είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες. $M_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και $M_{pl,Rd,i}$ είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή.

Η τέμνουσα V_{Ed} του υποστυλώματος η οποία προκύπτει από την ανάλυση του φορέα θα πρέπει να ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,50, \quad (5.12).» [8]$$

Για όλες τις κύριες δοκούς του κτιρίου που υπάρχουν πλαστικές ζώνες έγινε ο υπολογισμός του λόγου $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$. Ενδεικτικά δίνονται οι τιμές του Ω_i για τις

δοκούς των οποίων ο έλεγχος για τον σεισμικό συνδυασμό παρουσιάζεται στην παράγραφο 5.6.2.

1. Δοκός IPE 330 οροφής πρώτου ορόφου.

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{189,01}{136,5271} = 1,40$$

2. Δοκός HEA 450 οροφής δευτέρου ορόφου.

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{755,76}{399,4256} = 1,89$$

3. Δοκός IPE 300 οροφής τρίτου ορόφου.

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{147,67}{50,4967} = 2,92$$

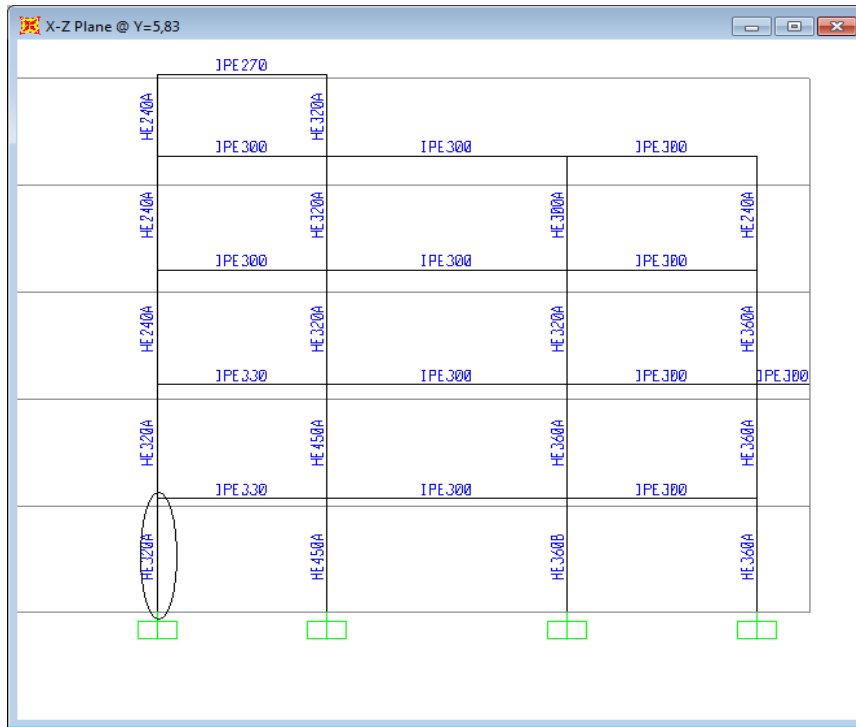
4. Δοκός IPE 300 οροφής τέταρτου ορόφου.

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{147,67}{52,5421} = 2,81$$

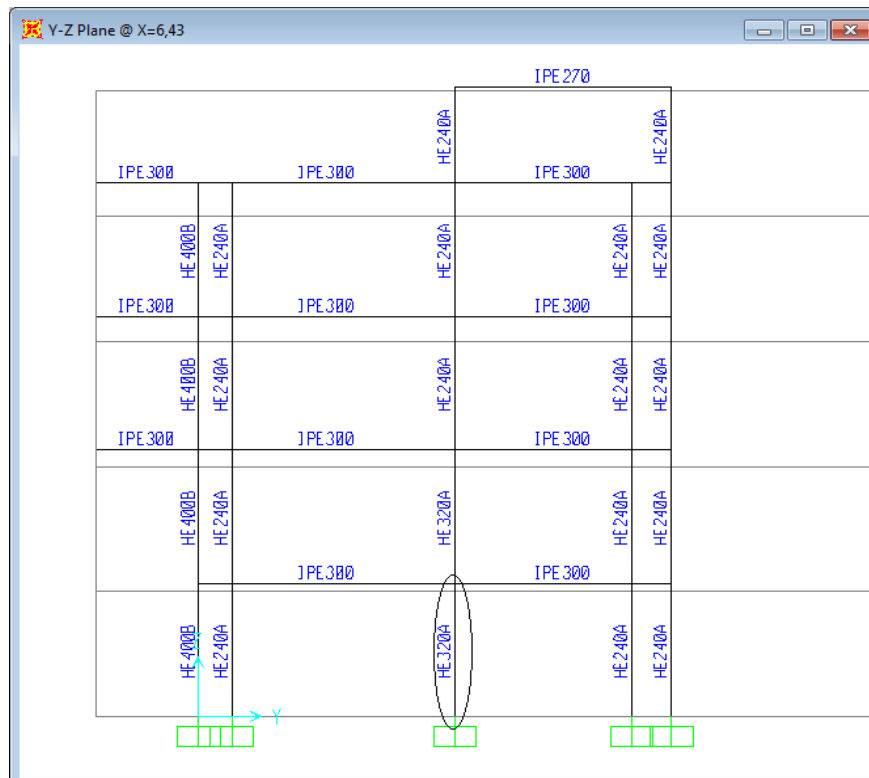
Η ελάχιστη τιμή του πολλαπλασιαστικού συντελεστή Ω βρέθηκε ότι είναι ίση με 1,40. Τα σεισμικά μεγέθη $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ και $N_{Ed,E}$, ήδη προσαυξημένα λόγω επιρροών 2^{ης} τάξης, πολλαπλασιάστηκαν κατά την X και Y διεύθυνση με την ποσότητα :

$$1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,40 = 1,925$$

Ο έλεγχος των υποστυλωμάτων για τον σεισμικό συνδυασμό έγινε μέσω του προγράμματος SAP 2000 με τα τελικά προσαυξημένα σεισμικά μεγέθη. Ενδεικτικά, παρουσιάζεται ο έλεγχος ενός υποστυλώματος του πρώτου ορόφου για τον σεισμικό συνδυασμό $g + 0,3 \cdot q + E_x + 0,3 \cdot E_y$, με αναλυτικούς υπολογισμούς. Στο Σχήμα 5.11 δίνεται η θέση του υπό εξέταση υποστυλώματος στα πλαίσια των επιπέδων X - Z και Y - Z στα οποία ανήκει.



(α)



(β)

Σχήμα 5.11 : (α) Πλαίσιο του επιπέδου X – Z, (β) Πλαίσιο του επιπέδου Y – Z, στο οποίο ανήκει το υπό μελέτη υποστύλωμα.

Στον Πίνακα 5.11 δίνονται τα χαρακτηριστικά της διατομής HEA 320 του υποστυλώματος.

Πίνακας 5.11 : Χαρακτηριστικά διατομής HE320A.

| HE320A | | | |
|----------------------|----------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| $h = 310 \text{ mm}$ | $t_f = 15,5 \text{ mm}$ | $W_{pl,y} = 1628 \text{ cm}^3$ | $W_{pl,z} = 709,7 \text{ cm}^3$ |
| $b = 300 \text{ mm}$ | $r = 27 \text{ mm}$ | $i_y = 13,58 \text{ cm}$ | $i_z = 7,49 \text{ cm}$ |
| $d = 225 \text{ mm}$ | $A = 124,40 \text{ cm}^2$ | $A_{yz} = 41,13 \text{ cm}^2$ | $I_t = 108 \text{ cm}^4$ |
| $t_w = 9 \text{ mm}$ | $I_y = 22930 \text{ cm}^4$ | $I_z = 6985 \text{ cm}^4$ | $I_w = 1512000 \text{ cm}^6$ |

1. Κατάταξη διατομής σύμφωνα με τον Πίνακα 5.2 EN1993-1-1.

a. Κορμός (τμήμα που υπόκειται σε θλίψη)

$$\frac{c}{t} = \frac{d}{t_w} = \frac{225}{9} = 25 \leq 33 \cdot \varepsilon = 33 \cdot 1 = 33$$

Άρα ο κορμός είναι κατηγορίας 1.

b. Πέλμα $c = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{300 - 9,0}{2} - 27 = 118,50$

$$\frac{c}{t} = \frac{c}{t_f} = \frac{118,50}{15,5} = 7,64 \leq 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot 1 = 9$$

Άρα το πέλμα είναι κατηγορίας 1.

Επομένως η διατομή είναι κατηγορίας 1 και συνεπώς επιτρέπεται να πραγματοποιηθεί πλαστικός έλεγχος.

$$\text{Λήφθηκε } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.$$

2. Αντοχές σχεδιασμού :

$$M_{pl,Rd,y} = W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1628 \text{ cm}^3 \cdot \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} \cdot \frac{1}{100} = 382,58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} = W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 709,7 \text{ cm}^3 \cdot \frac{23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} \cdot \frac{1}{100} = 166,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{93 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 1261,72 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{41,13 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{3} \cdot 1,00} = 558,04 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124,40 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{1,00} = 2923,40 \text{ kN}$$

$$\text{όπου } A_{vy} = 2 \cdot b \cdot t_f = 2 \cdot 30 \cdot 1,55 = 93 \text{ cm}^2$$

3. Δρώντα εντατικά μεγέθη.

Από την στατική και δυναμική ανάλυση του φορέα πριν την προσαύξηση των εντατικών μεγεθών λόγω επιρροών 2^{ης} τάξης λαμβάνουμε τις ακόλουθες τιμές για τα εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος :

a. Από τον συνδυασμό $g + 0,3 \cdot q$:

$$N_{Ed,g} = 659,131 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,g,y} = 0,512 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,g,z} = 2,126 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,g,y} = 3,9524 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,g,z} = 1,2174 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

b. Από τις σεισμικές φορτίσεις E_x και E_y πολλαπλασιάζοντας τις τιμές που μας δίνει το πρόγραμμα για τα εντατικά μεγέθη της X και Y διεύθυνσης με 1,25 και 1,15 αντίστοιχα για να λάβουμε υπόψη τις επιρροές 2^{ης} τάξης και τις τιμές της Y διεύθυνσης επίσης με 0,3 και έπειτα με επαλληλία αυτών προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές :

$$N_{Ed,E} = 74,66 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E,y} = 5,59 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E,z} = 24,12 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,E,y} = 64,12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,E,z} = 11,21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Στη συνέχεια, εφαρμόζοντας τις σχέσεις (5.7), (5.8) και (5.9) με $\Omega = 1,40$ και $\gamma_{ov} = 1,25$, προκύπτουν τα τελικά εντατικά μεγέθη με τα οποία θα γίνει ο έλεγχος του υποστυλώματος για τον σεισμικό συνδυασμό $g + 0,3 \cdot q + E_x + 0,3 \cdot E_y$:

$$N_{Ed,E} = 802,85 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E,y} = 11,27 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,E,z} = 48,56 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,E,y} = 127,38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed,E,z} = 22,80 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4. Έλεγχος σε διάτμηση.

Κατά τον τοπικό άξονα z:

$$V_{Ed,E,z} = 48,56 \text{ kN} \leq 0,50 \cdot V_{pl,Rd,z} = 279,02 \text{ kN}$$

Κατά τον τοπικό άξονα y:

$$V_{Ed,E,y} = 11,27 kN \leq 0,50 \cdot V_{pl,Rd,y} = 630,86 kN$$

Ο έλεγχος σε διάτμηση ικανοποιείται.

5. Έλεγχος διατομής 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 γράφεται :

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad , \quad (5.13)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I δεν απαιτείται να γίνει μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα y-y λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται συγχρόνως τα δύο παρακάτω κριτήρια :

$$a. \quad N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad , \quad (5.14)$$

$$b. \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad , \quad (5.15)$$

όπου

h_w είναι η εσωτερική απόσταση μεταξύ των πελμάτων

t_w είναι το πάχος του κορμού.

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

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

Για ελατές διατομές I, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω προσεγγιστικές σχέσεις :

$$M_{n,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \quad , \quad (5.17)$$

$$\text{αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$\text{για } n \leq a : M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad , \quad (5.18)$$

$$\text{για } n > a : M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad , \quad (5.19)$$

όπου

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (5.20)$$

$$a = \frac{(A - 2 \cdot b \cdot t_f)}{A} \quad , \quad (5.21)$$

πρέπει όμως $a \leq 0,5$.» [2]

Επομένως ελέγχουμε αν ισχύουν ταυτόχρονα και τα δύο κριτήρια (5.14) και (5.15) :

$$a. \quad N_{Ed,E} = 802,85 kN \geq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 730,85 kN$$

Αφού το πρώτο δεν πληρείται δεν προχωράμε στον έλεγχο του δεύτερου και πρέπει να σύμφωνα με τα παραπάνω η πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y να ληφθεί όπως ορίζει η σχέση (5.17) :

$$M_{n,y,Rd} = 382,58 \cdot \frac{1-0,27}{1-0,5 \cdot 0,25} = 319,18 kN \cdot m$$

όπου σύμφωνα με την (5.20)

$$n = \frac{802,85}{2923,40} = 0,27$$

και σύμφωνα με την (5.21) :

$$a = \frac{124,40 - 2 \cdot 30 \cdot 1,55}{124,40} = 0,25.$$

Επειδή $n = 0,27 > a = 0,25$ σύμφωνα με την (5.19) προκύπτει :

$$M_{N,z,Rd} = 166,78 \cdot \left[1 - \left(\frac{0,27 - 0,25}{1 - 0,25} \right)^2 \right] = 166,66 kN \cdot m$$

Έπειτα γίνεται έλεγχος διατομής στη θέση μέγιστης καμπτικής ροπής περί τον y-y και τον z-z. Η θέση μέγιστης καμπτικής ροπής περί τον y-y και τον z-z είναι στη βάση του υποστυλώματος.

Για διαξονική κάμψη χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής :

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1, \quad (5.22)$$

όπου για διατομές I $\alpha = 2$ και $\beta = 5 \cdot n$ αλλά $\beta \geq 1$.

Συνεπώς $\alpha = 2$ και $\beta = 5 \cdot n = 5 \cdot 0,27 = 1,35$ και σύμφωνα με την (5.22) προκύπτει :

$$\left[\frac{127,38}{319,18} \right]^2 + \left[\frac{22,80}{166,66} \right]^{1,35} = 0,227 \leq 1$$

Επομένως ο έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη ικανοποιείται.

6. Ισοδύναμα μήκη λυγισμού και αντίστοιχοι μειωτικοί συντελεστές.

Στο Σχήμα 5.12 δίνεται συνεχές υποστύλωμα πλαισιωτού φορέα με τις δοκούς που συντρέχουν στην κεφαλή και στον πόδα του και τους αντίστοιχους συντελεστές κατανομής.



Σχήμα 5.12 : Συντελεστές κατανομής για συνεχή υποστυλώματα.

Οι τιμές των συντελεστών κατανομής δίνονται από τις σχέσεις :

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}, \quad (5.23)$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}, \quad (5.24)$$

όπου:

K_c είναι ο συντελεστής δυσκαμψίας του υποστυλώματος

K_1, K_2 είναι οι συντελεστές δυσκαμψίας για τα γειτονικά τμήματα του υποστυλώματος (άνω και κάτω)

K_{ij} είναι ο συντελεστής ενεργού δυσκαμψίας των δοκών που απολήγουν στο υποστυλόμετρο (στην κεφαλή και στη βάση του) ($i, j = 1, 2$).

Ο συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού για υποστυλόμετρο με μεταθετά άκρα δίνεται από την σχέση :

$$\beta = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (n_1 + n_2) - 0,12 \cdot n_1 \cdot n_2}{1 - 0,8 \cdot (n_1 + n_2) + 0,6 \cdot n_1 \cdot n_2}}, \quad (5.25)$$

a. Υπολογισμός μήκους λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα y-y του υποστυλώματος.

Δυσκαμψία του υπό μελέτη υποστυλώματος :

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{22930 \text{ cm}^4}{320 \text{ cm}} = 71,66 \text{ cm}^3$$

Δυσκαμψία του υποστυλώματος πάνω από το υπό μελέτη υποστυλόμετρο το οποίο επίσης είναι διατομής HE320A:

$$K_1 = \frac{I_1}{L_1} = \frac{22930 \text{ cm}^4}{320 \text{ cm}} = 71,66 \text{ cm}^3$$

Η δοκός δεξιά του υπό μελέτη υποστυλώματος είναι διατομής IPE330, μήκους 4,25 m και θεωρήθηκε ότι οι συνθήκες στρωφικής δέσμμευσης του απομακρυσμένου άκρου της ανήκουν στην περίπτωση στρωφής όπως στο πλησιέστερο άκρο (διπλή καμπυλότητα) και συνεπώς έχει συντελεστή ενεργού δυσκαμψίας :

$$K_{12} = 1,50 \cdot \frac{I_y}{L} = \frac{11770 \text{ cm}^4}{425 \text{ cm}} = 41,54 \text{ cm}^3$$

Ο συντελεστής κατανομής σύμφωνα με την σχέση (5.23) προκύπτει :

$$n_1 = \frac{71,66 + 71,66}{71,66 + 71,66 + 41,54 + 0} = 0,78$$

Ο συντελεστής κατανομής n_2 είναι ίσος με 0 καθώς έχουμε πάκτωση στη βάση του υποστυλώματος.

$$\text{Από την (5.25) προκύπτει : } \beta = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (0,78 + 0) - 0,12 \cdot 0,78 \cdot 0}{1 - 0,8 \cdot (0,78 + 0) + 0,6 \cdot 0,78 \cdot 0}} = 1,50$$

Επομένως το κρίσιμο μήκος λυγισμού είναι $L_{cr,y} = \beta \cdot L = 1,50 \cdot 320 = 480\text{cm}$.

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{480\text{cm}}{13,58\text{cm}} = 35,35$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{35,35}{93,9} = 0,38$$

$$\text{Όπου } \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1 = 93,9$$

b. Υπολογισμός μήκους λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα z-z του υποστυλώματος.

Δυσκαμψία του υπό μελέτη υποστυλώματος :

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} = \frac{698,50\text{cm}^4}{320\text{cm}} = 21,83\text{cm}^3$$

Δυσκαμψία του υποστυλώματος πάνω από το υπό μελέτη υποστυλώμα το οποίο επίσης είναι διατομής HE320A και έχει μήκος 3,20 m :

$$K_1 = \frac{I_z}{L} = \frac{698,50\text{cm}^4}{320\text{cm}} = 21,83\text{cm}^3$$

Οι δοκοί δεξιά και αριστερά του υπό μελέτη υποστυλώματος είναι διατομής IPE300, μήκους 4,92m και 6,00m αντίστοιχα και θεωρήθηκε ότι οι συνθήκες στρωφικής δέσμευσης του απομακρυσμένου άκρου τους ανήκουν στην περίπτωση στρωφής όπως στο πλησιέστερο άκρο (διπλή καμπυλότητα) και συνεπώς έχουν συντελεστή ενεργού δυσκαμψίας αντίστοιχα :

$$K_{11} = 1,50 \cdot \frac{I_z}{L} = \frac{603,80\text{cm}^4}{492\text{cm}} = 1,84\text{cm}^3$$

$$K_{12} = 1,50 \cdot \frac{I_z}{L} = \frac{603,80 \text{ cm}^4}{600 \text{ cm}} = 1,55 \text{ cm}^3$$

Ο συντελεστής κατανομής σύμφωνα με την σχέση (5.23) προκύπτει :

$$n_1 = \frac{21,83 + 21,83}{21,83 + 21,83 + 1,84 + 1,55} = 0,93$$

Ο συντελεστής κατανομής n_2 είναι ίσος με 0 καθώς έχουμε πάκτωση στη βάση του υποστυλώματος.

$$\text{Από την (5.25) προκύπτει : } \beta = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (0,93 + 0) - 0,12 \cdot 0,93 \cdot 0}{1 - 0,8 \cdot (0,93 + 0) + 0,6 \cdot 0,93 \cdot 0}} = 1,78$$

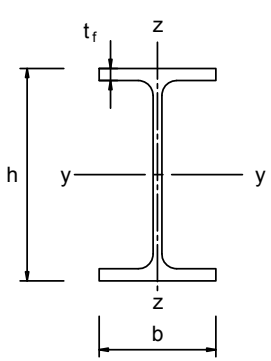
Επομένως το κρίσιμο μήκος λυγισμού είναι $L_{cr,z} = \beta \cdot L = 1,78 \cdot 320 = 569,60 \text{ cm}$.

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{569,60 \text{ cm}}{7,49 \text{ cm}} = 76,05$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{76,05}{93,9} = 0,81$$

Από τον Πίνακα 5.12 επιλέγουμε την καμπύλη λυγισμού και από τον Πίνακα 5.13 παίρνουμε την τιμή του συντελεστή ατελειών α .

Πίνακας 5.12 : 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 z - z | a b | a ₀ a ₀ |
| | | | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ | y - y z - z | b c | a a |
| | | h/b ≤ 1,2 | $t_f \leq 100 \text{ mm}$ | y - y z - z | b c | a a |
| | | | $t_f > 100 \text{ mm}$ | y - y z - z | d d | c c |

Πίνακας 5.13 : Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού.

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

Συνεπώς για χάλυβα S235, $\frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1,03 \leq 1,2$ και $t_f = 15,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$ προκύπτει από τον Πίνακα 5.12 ότι για λυγισμό περί τον άξονα y-y η καμπύλη λυγισμού είναι η b ενώ περί τον z-z η c. Από τον Πίνακα 5.13 προκύπτει ότι για καμπύλη λυγισμού b ο συντελεστής ατελειών α είναι ίσος με 0,34 ενώ για καμπύλη λυγισμού c είναι ίσος με 0,49. Οι αντίστοιχοι μειωτικοί συντελεστές χ_y και χ_z υπολογίζονται από τις ακόλουθες σχέσεις :

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}}, \quad (5.26)$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2], \quad (5.27)$$

Επομένως προκύπτει από τις (5.26) και (5.27) :

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (0,38 - 0,2) + 0,38^2] = 0,6028$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,81 - 0,2) + 0,81^2] = 0,9775$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,6028 + \sqrt{0,6028^2 - 0,38^2}} = 0,93$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,9775 + \sqrt{0,9775^2 - 0,81^2}} = 0,66$$

7. Ελαστική κρίσιμη ροπή και καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από τη σχέση :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L_T)^2} \cdot \left\{ \left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_T)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (c_2 \cdot z_g - c_3 \cdot z_j)^2 \right\}^{0,5} - (c_2 \cdot z_g - c_3 \cdot z_j)$$

όπου για το υπό μελέτη υποστύλωμα:

$k=1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος θεωρούνται συντηρητικά ως απλές στρεπτικές στηρίξεις)

$k_w=1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

$C1=1,563$ (για τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών με $\psi=+0,25$ και $k=1,0$)

$C2=0,00$

$C3=0,977$

$I_T=108\text{cm}^4$ (η σταθερά στρέψης από τους πίνακες των διατομών)

$I_w=1512000\text{cm}^6$ (η σταθερά στρέβλωσης από τους πίνακες των διατομών)

$I_z=6985\text{cm}^4$ (η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα από τους πίνακες των διατομών)

$L_T=320\text{cm}$ (το μήκος της δοκού)

$z_a=0$ (η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον άξονα y-y)

$z_s=0$ (η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα y-y, Κ.Δ=Κ.Β.)

$z_g=z_a-z_s=0$ (η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου)

$z_j=0$ (για διατομή διπλής συμμετρίας)

$$G = \frac{E}{2 \cdot (\nu + 1)} = \frac{21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{2 \cdot (0,3 + 1)} = 8077 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{το μέτρο διάτμησης})$$

Συνεπώς προκύπτει με αντικατάσταση των δεδομένων :

$$M_{cr} = 368549 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Επειδή για την ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού ισχύει

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1628 \text{ cm}^3 \cdot 23,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{368549 \text{ kN} \cdot \text{cm}}} = 0,32 > 0,2 \text{ δεν μπορεί να αγνοηθεί η επίδραση}$$

του.

Με βάση με τον Πίνακα 5.14 προσδιορίζεται η καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές I ενώ στον Πίνακα 5.15 δίνεται ο συντελεστής ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Πίνακας 5.14 : Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές I.

| Διατομή | Όρια | Καμπύλη λυγισμού |
|-------------------|--------------|------------------|
| Ελατές διατομές I | $h/b \leq 2$ | a |
| | $h/b > 2$ | b |

Πίνακας 5.15 : Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

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

Για $\frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1,03 < 2$ σύμφωνα τον Πίνακα 5.14 η καμπύλη πλευρικού λυγισμού είναι η a και ο συντελεστής ατελειών σύμφωνα με τον Πίνακα 5.15 προκύπτει ότι είναι $\alpha_{LT}=0,21$. Ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} μπορεί να υπολογιστεί από την ακόλουθη σχέση :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad , \quad (5.28)$$

αλλά $\chi_{LT} \leq 1,0$

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

Συνεπώς έχουμε :

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + 0,21 \cdot (0,32 - 0,2) + 0,32^2 \right] = 0,5638$$

Και εφαρμόζοντας την 5.28 προκύπτει :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,5638 + \sqrt{0,5638^2 - 0,32^2}} = 0,97 \leq 1,0$$

Παρατηρούμε ότι ο συντελεστής χ_{LT} είναι πολύ κοντά στη μονάδα, συνεπώς το υποστύλωμα δεν θεωρείται ευαίσθητο σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

8. Έλεγχος σύμφωνα με τη δεύτερη μέθοδο.

Στον Πίνακα 5.16 δίνονται οι σχέσεις υπολογισμού των συντελεστών αλληλεπίδρασης σύμφωνα με την δεύτερη μέθοδο για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις, για διατομές I και για πλαστικές ιδιότητες διατομών. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής για μέλη με λυγισμό από μετάθεση πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.

Πίνακας 5.16 : Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις σύμφωνα με την δεύτερη μέθοδο.

| Συντελεστές αλληλεπίδρασης | Παραδοχή σχεδιασμού |
|----------------------------|--|
| | Πλαστικές ιδιότητες διατομών I κατηγορία 1, κατηγορία 2 |
| k_{yy} | $C_{my} \cdot \left(1 + (\lambda_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$ |
| k_{yz} | $0,6 \cdot k_{zz}$ |
| k_{zy} | $0,6 \cdot k_{yy}$ |
| k_{zz} | $C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \lambda_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq C_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$ |

Οι τιμές που προκύπτουν από την εφαρμογή των παραπάνω είναι οι ακόλουθες :

$$c_{my} = c_{mz} = 0,9 \quad (\text{λυγισμός από μετάθεση})$$

$$k_{yy} = 0,9 \cdot \left(1 + (0,38 - 0,2) \cdot \frac{802,85}{0,93 \cdot 2923,40} \right) = 0,95$$

$$k_{zy} = 0,6 \cdot 0,95 = 0,57$$

$$k_{zz} = 0,9 \cdot \left(1 + (2 \cdot 0,81 - 0,6) \cdot \frac{802,85}{0,66 \cdot 2923,40} \right) = 1,28$$

$$k_{yz} = 0,6 \cdot 1,28 = 0,768$$

Από τον τελικό έλεγχο με τα μέγιστα εντατικά μεγέθη προκύπτει :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 0,295 + 0,326 + 0,105 = 0,726 < 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = 0,295 + 0,196 + 0,175 = 0,666 < 1$$

όπου:

$$N_{Rk} = f_y \cdot A$$

$$M_{y,Rk} = f_y \cdot W_{pl,y}$$

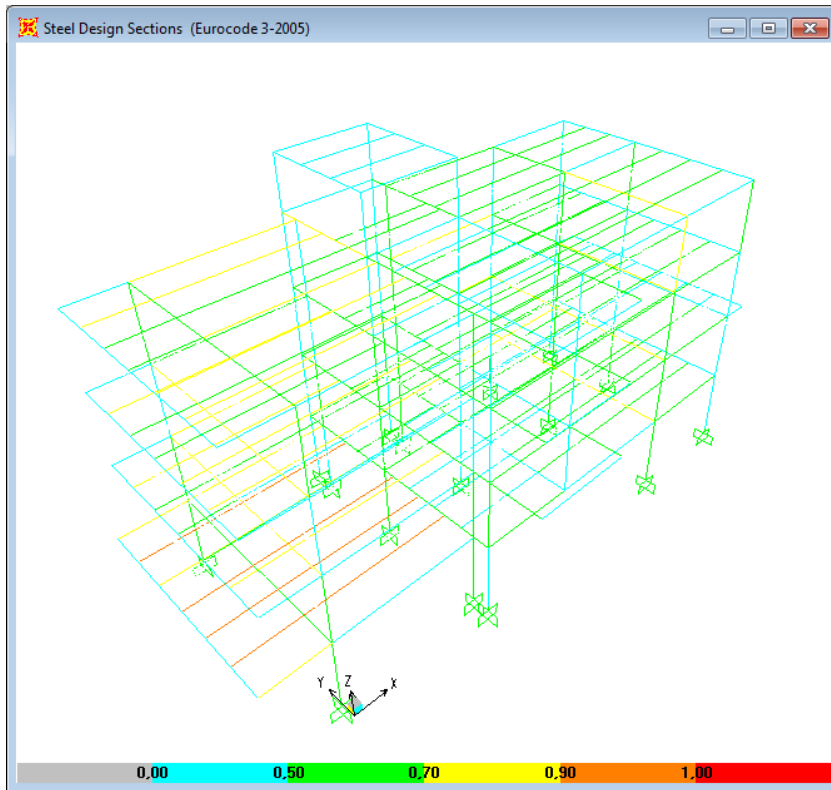
$$M_{z,Rk} = f_y \cdot W_{pl,z}$$

για διατομές κατηγορίας 1.

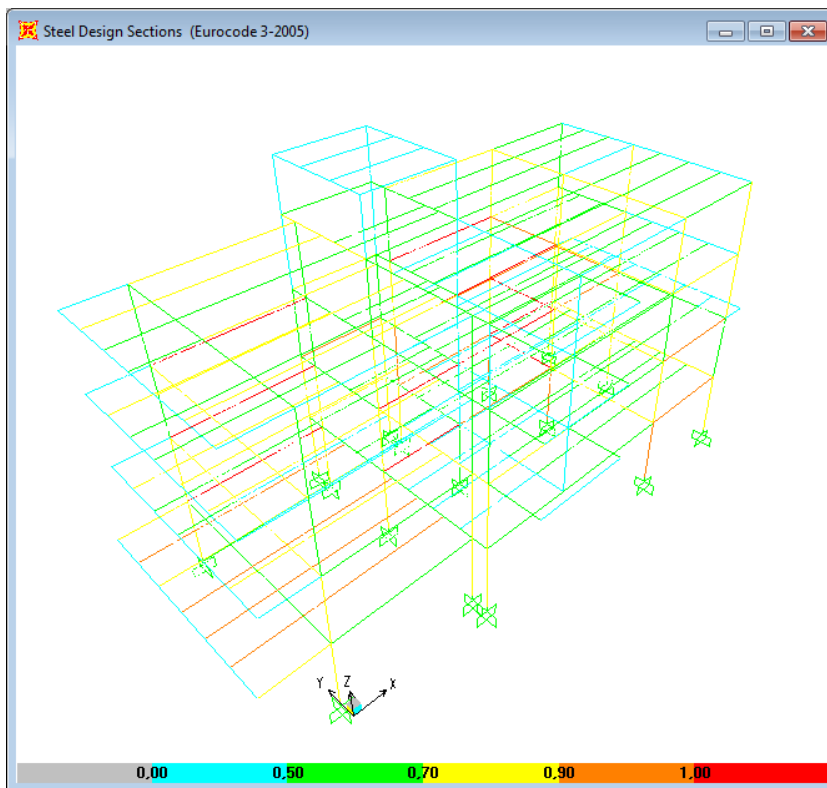
Επομένως ο έλεγχος ικανοποιείται.

5.6.4 Αξιοποίηση των μελών του φορέα

Στις παραγράφους 5.5.2 και 5.5.3 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της στατικής και δυναμικής ανάλυσης του φορέα με τις τελικές διατομές που επιλέχθηκαν για τα μέλη του. Αρχικά στο τελικό προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκαν για τις κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα οι τελικές διατομές που προέκυψαν από την φάση της προμελέτης όπως παρουσιάζονται στην παράγραφο 5.4.5. Κατόπιν αφού διαπιστώθηκε ότι για τις διατομές αυτές ικανοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 ακολούθησε διερεύνηση με στόχο την δυνατή βελτιστοποίηση των διατομών αυτών. Στις παραγράφους 2.5.1, 2.5.2 και 2.5.4 δίνονται οι τελικές διατομές των μελών του φορέα που επιλέχθηκαν έπειτα από την διερεύνηση αυτή και για τις οποίες βέβαια ικανοποιούνται οι έλεγχοι επάρκειας καθώς και ο έλεγχος για το σεισμικό σχεδιασμό έχοντας λάβει υπόψη τα τελικά προσαυξημένα σεισμικά μεγέθη λόγω επιρροών 2^{ης} τάξης. Στα Σχήματα 5.13 και 5.14 δίνεται η τρισδιάστατη απεικόνιση του φορέα έπειτα από τον τελικό έλεγχο αντοχής σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 με τα ποσοστά αξιοποίησης των μελών.



Σχήμα 5.13 : Μέγιστα ποσοστά αξιοποίησης για τις δοκούς.



Σχήμα 5.14 : Μέγιστα ποσοστά αξιοποίησης για τα υποστυλώματα.

6 Συνδέσεις

6.1 Εισαγωγή

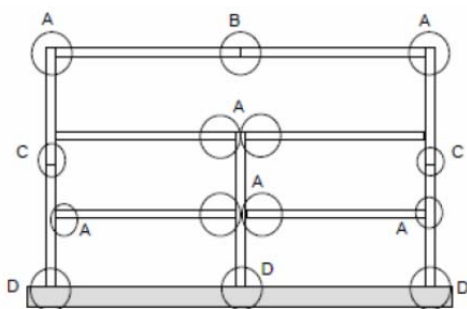
Οι μεταλλικές κατασκευές αποτελούνται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται μεταξύ τους κατάλληλα προκειμένου να συνθέσουν τον συνολικό φορέα. Επιπλέον, κάθε προκατασκευασμένο τμήμα συνίσταται από επιμέρους στοιχεία τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Συνεπώς, με τις συνδέσεις υλοποιείται τόσο η διαμόρφωση των μελών όσο και η αποκατάσταση συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

«Οι θέσεις αποκατάστασης της συνέχειας αποκαλούνται, υπό την ευρεία έννοια, κόμβοι. Στο Σχήμα 6.1 φαίνονται ενδεικτικά οι θέσεις διαμόρφωσης συνδέσεων σε ένα επίπεδο πλαίσιο. Ως προς την έννοια των όρων ισχύουν τα ακόλουθα :

Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Η σύνδεση είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση, π.χ. στην διεπιφάνεια μεταξύ του άκρου της δοκού και του υποστυλώματος σε ένα κόμβο δοκού-υποστυλώματος.

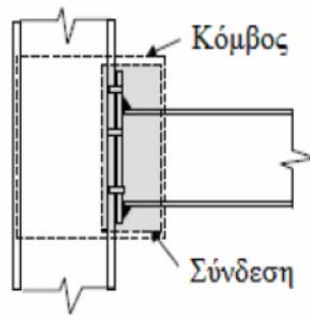
Ο όρος κόμβος χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών.» [2]

Στο Σχήμα 6.2 δίνεται η επεξήγηση των όρων «κόμβος» και «σύνδεση».



- A = δοκός με υποστίλωμα
- B = αποκατάσταση συνέχειας δοκού
- C = αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος
- D = έδραση υποστυλωμάτων

Σχήμα 6.1 : Τύποι συνδέσεων σε επίπεδο πλαίσιο.



Σχήμα 6.2 : Επεξήγηση των όρων «κόμβος» και «σύνδεση».

6.2 Κατάταξη κόμβων με βάση την δυσκαμψία

Οι κόμβοι ανάλογα με την δυσκαμψία τους μπορούν να διακριθούν σε τρεις κατηγορίες :

1. άκαμπτοι κόμβοι
2. ονομαστικά αρθρωτοί κόμβοι
3. ημιάκαμπτοι κόμβοι

Οι άκαμπτοι κόμβοι είναι εκείνοι στους οποίους η αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών δεν μεταβάλλεται. Η σύνδεση των κόμβων αυτών λειτουργεί και προσομοιώνεται ως πάκτωση.

Οι αρθρωτοί κόμβοι είναι κόμβοι με ελεύθερη δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η σύνδεση στην περίπτωση αυτή λειτουργεί και προσομοιώνεται ως άρθρωση.

Οι ημιάκαμπτοι κόμβοι είναι εκείνοι στους οποίους η γωνία φ του συνδεόμενου μέλους και του υπόλοιπου κόμβου διαφοροποιείται ανάλογα με την ροπή M που επιβάλλεται στο μέλος. Η σύνδεση των ημιάκαμπτων κόμβων λειτουργεί ως ελαστική πάκτωση και προσομοιώνεται συνήθως μέσω κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

«Όταν όλα τα επιμέρους τμήματα του κόμβου είναι επαρκώς δύσκαμπτα, ο κόμβος μπορεί να θεωρηθεί ότι είναι ιδεατά άκαμπτος, οπότε δεν υπάρχει διαφορά μεταξύ των σχετικών στροφών στα άκρα των μελών που συνδέονται σε αυτόν. Ο κόμβος υφίσταται μια συνολική στροφή ως στερεό σώμα, η οποία ταυτίζεται με την επικόμβια στροφή που προκύπτει από τις συνήθεις μεθόδους στατιστικής ανάλυσης.

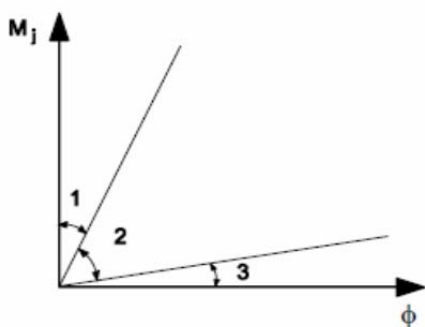
Εάν ο κόμβος δεν διαθέτει καθόλου δυσκαμψία, τότε η δοκός συμπεριφέρεται ως απλά εδραζόμενη, όποια και αν είναι η συμπεριφορά των άλλων συνδεόμενων μελών (αρθρωτός κόμβος).

Για ενδιάμεσες περιπτώσεις (μεταξύ μηδενικής και άπειρης δυσκαμψίας) η μεταβιβαζόμενη ροπή θα προκαλέσει μία μεταβολή φ στην αρχική γωνία μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Σε αυτές τις περιπτώσεις ο κόμβος είναι ημιάκαμπτος. Ο απλούστερος τρόπος για να προσομοιωθεί η συμπεριφορά ενός τέτοιου κόμβου είναι μέσω ενός στροφικού ελατηρίου μεταξύ των άκρων των δύο συνδεόμενων μελών. Η στροφική δυσκαμψία S του ελατηρίου είναι η παράμετρος που συνδέει τη μεταβιβαζόμενη ροπή M_j προς τη σχετική στροφή φ . Όταν αυτή η στροφική δυσκαμψία S είναι μηδέν, ή όταν είναι σχετικά μικρή, ο κόμβος κατατάσσεται όπως προαναφέρθηκε, στην κατηγορία των

αρθρωτών κόμβων. Αντίθετα, όταν η στροφική δυσκαμψία S είναι άπειρη, ή όταν είναι σχετικά υψηλή, ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία των άκαμπτων κόμβων. Σε όλες τις ενδιάμεσες περιπτώσεις, ο κόμβος ανήκει στην κατηγορία των ημιάκαμπτων κόμβων.

Πρέπει να γίνει κατανοητό, ότι η επίδραση της χρήσης ημιάκαμπτων κόμβων αντί για αρθρωτούς ή άκαμπτους κατά την ανάλυση της κατασκευής μεταβάλλει όχι μόνο τις μετατοπίσεις, αλλά και την κατανομή και το μέγεθος των εντατικών μεγεθών σε όλο το φορέα.» [2]

Στο Σχήμα 6.3 δίνεται διάγραμμα $M_j-\phi$ με βάση το οποίο γίνεται η ταξινόμηση των κόμβων ανάλογα με την δυσκαμψία τους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (τα όρια που δίνονται δεν αφορούν τις συνδέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων).



Περιοχή 1 : άκαμπτοι αν $S_{j,ini} \geq 8 \cdot E \cdot I_b / L_b$ για αμετάθετα πλαίσια και $S_{j,ini} \geq 25 \cdot E \cdot I_b / L_b$ για μεταθετά πλαίσια

Περιοχή 2 : ημιάκαμπτοι

Περιοχή 3 : ονομαστικά αρθρωτοί αν $S_{j,ini} \leq 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b$

Σχήμα 6.3 : Ταξινόμηση των κόμβων με βάση την δυσκαμψία τους.

6.3 Απλές συνδέσεις

«Η ανάγκη υλοποίησης στην πράξη συνδέσεων-στηρίξεων δοκών που κατά την ανάλυση να θεωρηθούν αρθρώσεις είναι πολύ συχνή στις σιδηρές κατασκευές. Οι συνδέσεις αυτές μεταφέρουν μόνο τέμνουσες και κατ' εξαίρεση μικρές αξονικές δυνάμεις. Λόγω μη μεταφοράς ροπών, η διαμόρφωση τέτοιου είδους συνδέσεων είναι σχετικά απλή έτσι ώστε να χρησιμοποιείται ο όρος απλές συνδέσεις. Οι απλές συνδέσεις χρησιμοποιούνται συνήθως για την σύνδεση δευτερευουσών σε κύριες δοκούς ή την απλή σύνδεση δοκών με υποστυλώματα.» [1]

Οι απλές συνδέσεις πραγματοποιούνται με την χρήση απλών λεπίδων ή γωνιακών ελασμάτων. Επιπλέον, στην περίπτωση συνδέσεων σε υποστυλώματα η μεταφορά της τέμνουσας μπορεί να διασφαλισθεί μέσω μετωπικών πλακών ή συγκολλημένων συμπαγών στοιχείων χάλυβα πάνω στα οποία πατά η δοκός.

6.4 Συνδέσεις ροπής

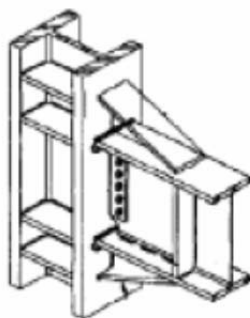
6.4.1 Εισαγωγή

Ως συνδέσεις ροπής ορίζονται εκείνες οι οποίες παραλαμβάνουν και μεταφέρουν δυνάμεις και ροπές. Οι συνδέσεις αυτές διακρίνονται σε δύο κατηγορίες με βάση την αντοχή τους έναντι ροπών σε σχέση με τα μέλη τα οποία συνδέουν, τις συνδέσεις πλήρους αντοχής και τις συνδέσεις μερικής αντοχής. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι συνδέσεις των οποίων η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη από την ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών. Αντίθετα, στις συνδέσεις μερικής αντοχής η ροπή αντοχής της σύνδεσης είναι μικρότερη από την ροπή αντοχής των συνδεόμενων μελών.

6.4.2 Κόμβοι σε συνδέσεις ροπής δοκών-υποστυλωμάτων

«Σε φορείς των οποίων η πλευρική ευστάθεια εξασφαλίζεται μέσω πλαισιακής λειτουργίας αναπτύσσονται ροπές στους κόμβους. Επομένως οι συνδέσεις δοκών-υποστυλωμάτων πρέπει να διαμορφώνονται ως συνδέσεις ροπής, ικανές να μεταφέρουν τις ροπές και τις σχετικές τέμνουσες από τις δοκούς στα υποστυλώματα. Η διαμόρφωση των συνδέσεων ροπής είναι συνάρτηση πολλών παραγόντων όπως της μορφής της διατομής της δοκού και του υποστυλώματος (ανοιχτές, κλειστές), του είδους της σύνδεσης (κοχλιωτή, συγκολλητή), του τρόπου εκτέλεσης (μόνο εργοστασιακές ή και επί τόπου συγκολλήσεις) κ.α. Οι ευρωπαϊκού τύπου συνδέσεις διαμορφώνονται με μετωπικές πλάκες κοχλιωτές στο πέλαμα του υποστυλώματος.» [1]

Σε μία πλαισιακή κατασκευή η απορρόφηση ενέργειας πραγματοποιείται μέσω σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων κοντά στις περιοχές των κόμβων. Στόχος είναι η δημιουργία των πλαστικών αυτών αρθρώσεων να γίνει στην διατομή της δοκού και όχι στην σύνδεση με τα υποστυλώματα. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με ενίσχυση της διατομής της δοκού στις θέσεις των κόμβων όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.4.

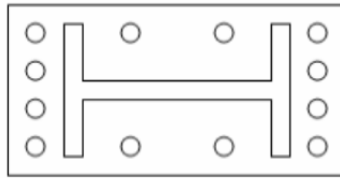


Σχήμα 6.4 : Σύνδεση ροπής δοκού-υποστυλώματος με ενίσχυση της δοκού.

6.4.3 Συνδέσεις ροπής στην βάση των υποστυλωμάτων

«Οι βάσεις υποστυλωμάτων πρέπει να διαθέτουν επαρκείς διαστάσεις, δυσκαμψία και αντοχή για τη μεταφορά των αξονικών δυνάμεων, καμπτικών ροπών και διατμητικών δυνάμεων από το υποστυλώμα στη θεμελίωση χωρίς υπέρβαση της αντοχής της.» [6] Η διαμόρφωση της βάσης ενός υποστυλώματος εξαρτάται από τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στην θεμελίωση. Στο υπό μελέτη κτίριο, όπως προαναφέρθηκε στην παράγραφο 2.5.1, οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώθηκαν ως πακτώσεις τόσο στον

ισχυρό όσο και στον ασθενή άξονά τους. Προκειμένου να αποφευχθεί η μεταφορά διατμητικών δυνάμεων στα αγκύρια ώστε να καταπονούνται μόνο σε εφελκυσμό, είναι σύνηθες να συγκολλάται κάτω από την πλάκα έδρασης διατομή διπλού ταυ η οποία παραλαμβάνει όλη την τέμνουσα. Στο Σχήμα 6.5 δίνεται ενδεικτικά παράδειγμα διαμόρφωσης βάσης ως πάκτωση και στους δύο άξονες του υποστυλώματος.



Σχήμα 6.5 : Διαμόρφωση βάσης υποστυλώματος ως πάκτωση και στους δύο άξονές του.

6.5 Κοχλιωτές συνδέσεις με μετωπική πλάκα δοκού-υποστυλώματος

6.5.1 Εισαγωγή

Στην περίπτωση κοχλιωτών συνδέσεων δοκού-υποστυλώματος με μετωπική πλάκα, η ροπή αντοχής του κόμβου προσδιορίζεται με την μέθοδο των συστατικών μερών. Συγκεκριμένα, εξετάζονται δύο περιοχές, η θλιβόμενη και η εφελκυσμένη, των οποίων προσδιορίζεται η αντοχή και ακολουθούν οι εξής έλεγχοι ανά ζώνη :

1. Θλιβόμενη ζώνη
 - a. Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση
 - b. Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη
 - c. Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη
2. Εφελκυσμένη ζώνη ανά σειρά κοχλιών
 - a. Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη
 - b. Μετωπική πλάκα σε κάμψη
 - c. Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό
 - d. Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

6.5.2 Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος σε έναν μονόπλευρο κόμβο δίνεται από την σχέση :

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{vc} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \quad (6.1)$$

όπου

A_{vc} είναι η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

f_y είναι το όριο διαρροής του υποστυλώματος

γ_{M0} ίσο με 1

Πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος περιορισμός σχετικά με την λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \cdot \varepsilon, \quad (6.2)$$

6.5.3 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος σε θλίψη προσδιορίζεται από την σχέση :

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}, \quad (6.3)$$

όπου

ω είναι ένας μειωτικός συντελεστής για την αλληλεπίδραση με διάτμηση που εξαρτάται από την παράμετρο μετασχηματισμού β και υπολογίζεται με βάση τον Πίνακα 6.3 EC3, part 1-8

$b_{eff,wc}$ είναι το ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη και δίνεται από την σχέση $b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_p + 5 \cdot (t_{fc} + r_c) + t_p$

k_{wc} είναι ένας μειωτικός συντελεστής

ρ είναι ένας μειωτικός συντελεστής για τον λυγισμό του ελάσματος που εξαρτάται από την λυγηρότητα του ελάσματος

6.5.4 Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη του πέλματος μιας δοκού καθώς και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της δοκού προσδιορίζεται από την σχέση :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h_b - t_{fb}}, \quad (6.4)$$

Όπου

h είναι το ύψος της συνδεόμενης δοκού

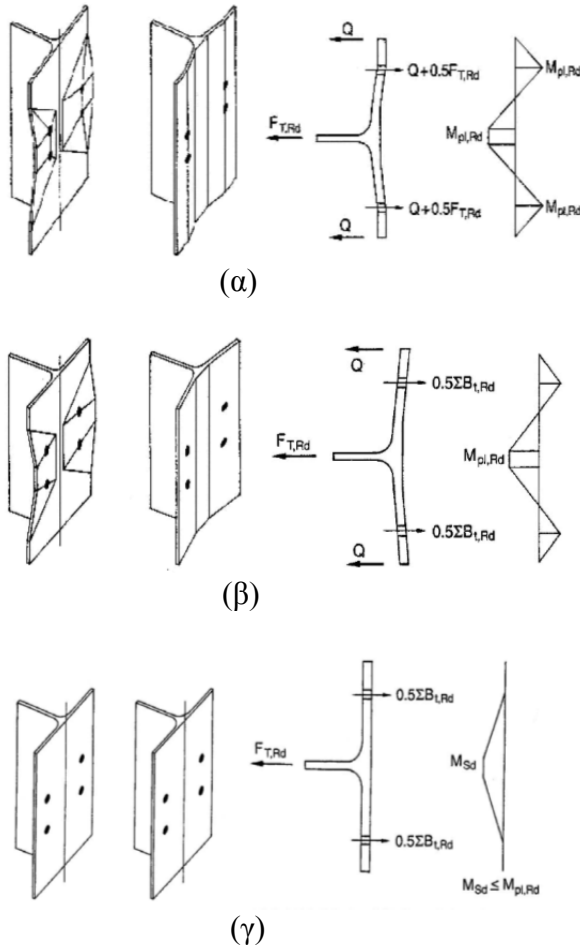
t_{fb} είναι το πάχος του πέλματος της συνδεόμενης δοκού

$M_{c,rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού

6.5.5 Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

Σε ένα μη ενισχυμένο πέλμα υποστυλώματος ο προσδιορισμός της αντοχής σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας σε εγκάρσια κάμψη σε συνδυασμό με τους κοιλίες σε εφελκυσμό πρέπει να πραγματοποιείται βάση ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ για κάθε μεμονωμένη σειρά κοιλιών που παραλαμβάνει εφελκυσμό αλλά και για κάθε ομάδα σειρών από κοιλίες που παραλαμβάνουν εφελκυσμό. Στον Σχήμα 6.6 δίνονται αυτοί οι

μηχανισμοί αστοχίας και στον Πίνακα 6.1 δίνεται η αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέος ταυ.



Σχήμα 6.6 : (α) Μηχανισμός αστοχίας 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος), (β) Μηχανισμός αστοχίας 2 (αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος), (γ) Μηχανισμός αστοχίας 3 (αστοχία κοχλία).

Πίνακας 6.1 : Αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέος ταυ.

| | |
|---|--|
| Μηχανισμός αστοχίας 1 (Πλήρης διαρροή πέλματος) | $F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m}$ |
| Μηχανισμός αστοχίας 2 (Αστοχία κοχλία με διαρροή πέλματος) | $F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m + n}$ |
| Μηχανισμός αστοχίας 3 (Αστοχία κοχλία) | $F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$ |

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

όπου

$$M_{pl,1,Rd} \text{ είναι } M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \sum l_{eff,1} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pl,2,Rd} \text{ είναι } M_{pl,2,Rd} = 0,25 \cdot \sum l_{eff,2} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$n = e_{min}$ αλλά $n \leq 1,25 \cdot m$

$F_{t,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κοχλία

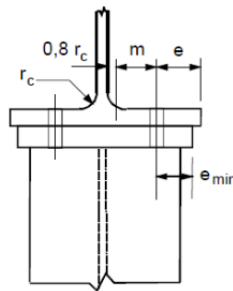
$\Sigma F_{t,R}$ είναι η συνολική τιμή του $F_{t,Rd}$ για όλους τους κοχλίες στο βραχύ ταυ

Ο προσδιορισμός του ενεργού μήκους του ισοδύναμου βραχέος ταυ γίνεται σύμφωνα με τον Πίνακα 6.2.

Πίνακας 6.2 : Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστύλωματος.

| Θέση σειράς κοχλιών | Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη | | Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών | |
|-------------------------|--|---|---|---|
| | Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$ | Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$ | Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$ | Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$ |
| Εσωτερική σειρά κοχλιών | $2\pi m$ | $4m+1,25e$ | $2p$ | p |
| Ακραία σειρά κοχλιών | Το μικρότερο από: $2\pi m$ $\pi m+2e_f$ | Το μικρότερο από: $4m+1,25e$ $2m+0,625e+2e_f$ | Το μικρότερο από: $\pi m+p$ $2e_f+p$ | Το μικρότερο από: $2m+0,625e+2p$ $e_f+0,5p$ |
| Μηχανισμός 1 | $l_{eff,1}=l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$ | | $\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ αλλά $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$ | |
| Μηχανισμός 2 | $l_{eff,2}=l_{eff,nc}$ | | $\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$ | |

Στο Σχήμα 6.7 δίνονται οι αποστάσεις m , e , e_{min} για το υποστύλωμα (με συγκολλητή μετωπική πλάκα στενότερη από το πέλμα του υποστύλωματος).

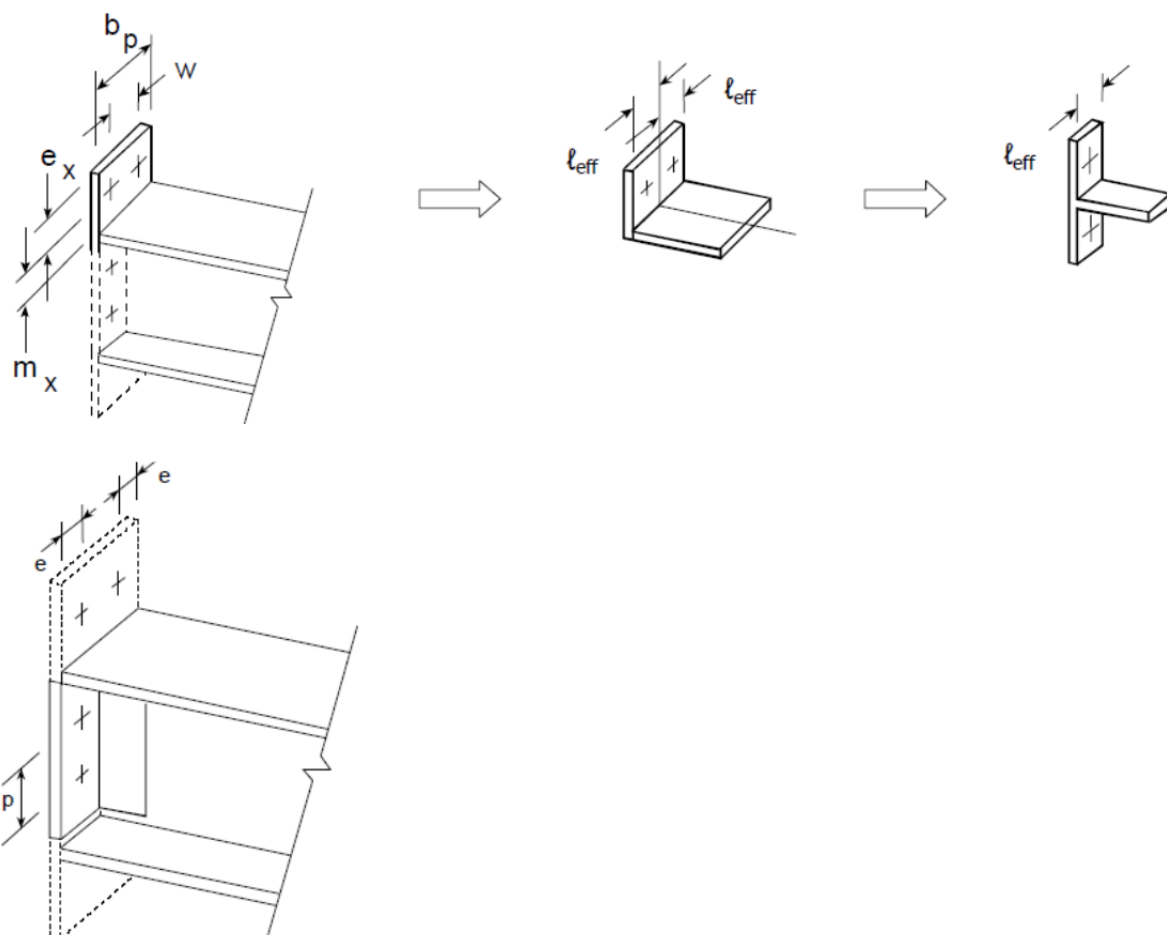


Σχήμα 6.7 : Αποστάσεις m , e , e_{min} .

6.5.6 Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Σε μία μετωπική πλάκα ο προσδιορισμός της αντοχής σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας σε κάμψη σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό πρέπει να πραγματοποιείται βάση ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που παραλαμβάνει εφελκυσμό αλλά και για κάθε ομάδα σειρών από κοχλίες που παραλαμβάνουν εφελκυσμό. Το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας και το τμήμα μεταξύ των πελμάτων της δοκού προσομοιώνονται ως δύο διαφορετικά ισοδύναμα βραχέα ταυ. Κατά τον υπολογισμό της αντοχής σχεδιασμού του ισοδύναμου βραχέος ταυ για το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας αντί των μεγεθών e και m χρησιμοποιούνται τα μεγέθη e_x και m_x . Στο Σχήμα 6.8 δίνεται η προσομοίωση της προεξέχουσας μετωπικής

πλάκας με βραχέα ταυ και στον Πίνακα 6.3 ο τρόπος προσδιορισμού του ενεργού μήκους του ισοδύναμου βραχέος ταυ της μετωπικής πλάκας.



Σχήμα 6.8 : Προσομοίωση της προεξέχουσας μετωπικής πλάκας με βραχέα ταυ.

Πίνακας 6.3 : Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας.

| Θέση σειράς κοχλιών | Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη | | Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών | |
|---|---|--|--|------------------------------|
| | Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$ | Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$ | Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$ | Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$ |
| Σειρά κοχλιών εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού | Το μικρότερο από: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + e$ | Το μικρότερο από: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$ | - | - |
| Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκυσμένο πέλμα της δοκού | $2\pi m$ | am | $\pi m + p$ | $0,5p + am$ |
| Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών | $2\pi m$ | $4m + 1,25e$ | $2p$ | p |
| Άλλη ακραία σειρά κοχλιών | $2\pi m$ | $4m + 1,25e$ | $\pi m + p$ | $2m + 0,625e + 0,5p$ |
| Μηχανισμός 1 | $l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$ | | $\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ αλλά $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$ | |
| Μηχανισμός 2 | $l_{eff,2} = l_{eff,nc}$ | | $\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$ | |

6.5.7 Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από την σχέση :

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}, \quad (6.5)$$

Σε μία κοχλιωτή σύνδεση το ενεργό πλάτος $b_{eff,t,wc}$ του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στο πέλμα του υποστυλώματος.

6.5.8 Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού σε μία κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα προσδιορίζεται από την σχέση :

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}, \quad (6.6)$$

6.5.9 Ροπή αντοχής του κόμβου

Η ροπή αντοχής του κόμβου προσδιορίζεται από την σχέση :

$$M_{Rd} = \sum F_{ii} \cdot h_i = F_{i1} \cdot h_1 + F_{i2} \cdot h_2 + \dots F_{ii} \cdot h_i, \quad (6.7)$$

Θα πρέπει να ικανοποιείται η ισορροπία δυνάμεων $F_c = \sum F_{ii} = F_{i1} + F_{i2} + \dots F_{ii}$ όπου $F_c = \min(V_{wp,Rd}, F_{c,wc,Rd}, F_{c,fb,Rd})$.

6.6 Σχεδιασμός συνδέσεων

6.6.1 Εισαγωγή

Ο σχεδιασμός των συνδέσεων πραγματοποιήθηκε με τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται επαρκής αντοχή για την παραλαβή και μεταφορά των δυνάμεων και των ροπών οι οποίες δρουν επί αυτών όπως προέκυψε από την ανάλυση του φορέα. Ως απαίτηση τέθηκε η μορφή αστοχίας να είναι είτε λόγω πλήρους διαρροής του πέλματος (1^{ος} μηχανισμός αστοχίας) είτε λόγω αστοχίας κοχλιών με διαρροή του πέλματος (2^{ος} μηχανισμός αστοχίας). Επιπλέον τηρήθηκαν οι αποστάσεις που δίνονται στον Πίνακα 3.3 στον Ευρωκώδικα 3, μέρος 1-8. Για τον σχεδιασμό και έλεγχο των συνδέσεων επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί το πρόγραμμα Steel Connections. Στα επόμενα υποκεφάλαια θα παρουσιαστούν ενδεικτικά ορισμένες από τις συνδέσεις ροπής, τέμνουσας και βάσης υποστυλώματος που σχεδιάστηκαν.

6.6.2 Συνδέσεις ροπής πλήρους αντοχής

Σε ζώνες απόδοσης ενέργειας ο σχεδιασμός των συνδέσεων πρέπει να υλοποιείται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8. Στην περίπτωση των κοχλιωτών συνδέσεων πρέπει να ισχύει :

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}, \quad (6.8)$$

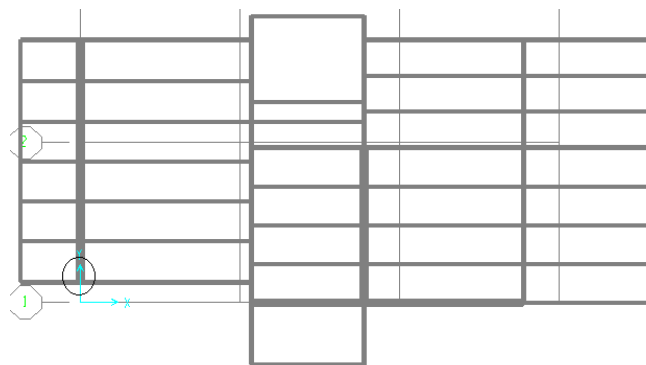
όπου

R_d είναι η αντοχή της σύνδεσης

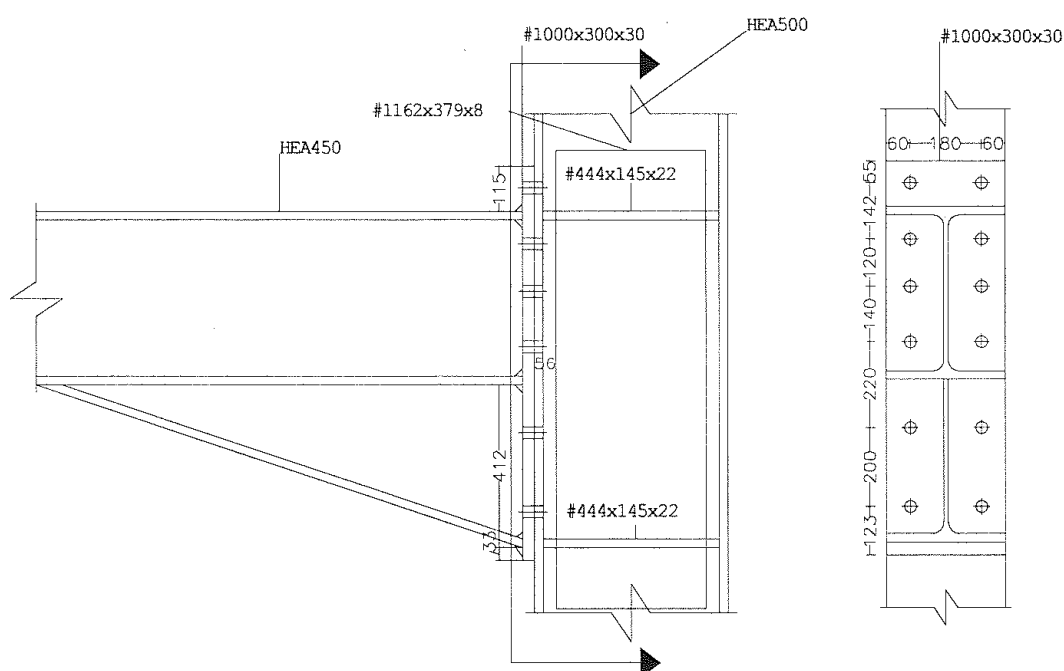
R_{fy} είναι η πλαστική αντοχή του συνδεόμενου πλαστικού μέλους

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής ο οποίος λαμβάνεται σύμφωνα με τον ΕΚ8 ίσος με 1,25.

Παρουσιάζεται αρχικά η σύνδεση ροπής δοκού HE450A με υποστώλωμα HE500A και η σύνδεση της δοκού γίνεται στον ισχυρό άξονα του υποστυλώματος. Στο σχήμα 6.9 φαίνεται η θέση μιας τέτοιου τύπου σύνδεσης στον φορέα. Έχει τοποθετηθεί μετωπική πλάκα PI 30x1000x300mm (S235) και δώδεκα κοχλίες διαμέτρου M27 και ποιότητας 10.9. Στην περιοχή του κόμβου η δοκός έχει ενισχυθεί για εξασφάλιση πλαστικής άρθρωσης στην δοκό και εκατέρωθεν του κορμού έχουν τοποθετηθεί ενισχυτικά ελάσματα πάχους $t_s = 8\text{mm}$. Επιπλέον έχουν χρησιμοποιηθεί νευρώσεις 22x145mm όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.10 όπου φαίνεται η διαμόρφωση της σύνδεσης.



Σχήμα 6.9 : Ενδεικτική θέση σύνδεσης που σχεδιάστηκε (οροφή τέταρτου ορόφου).



Σχήμα 6.10 : Διαμόρφωση της σύνδεσης.

Οι αντοχές της σύνδεσης είναι :

$$M_{Rd} = 1048,47 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,HE450,A} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 755,76 = 1039,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

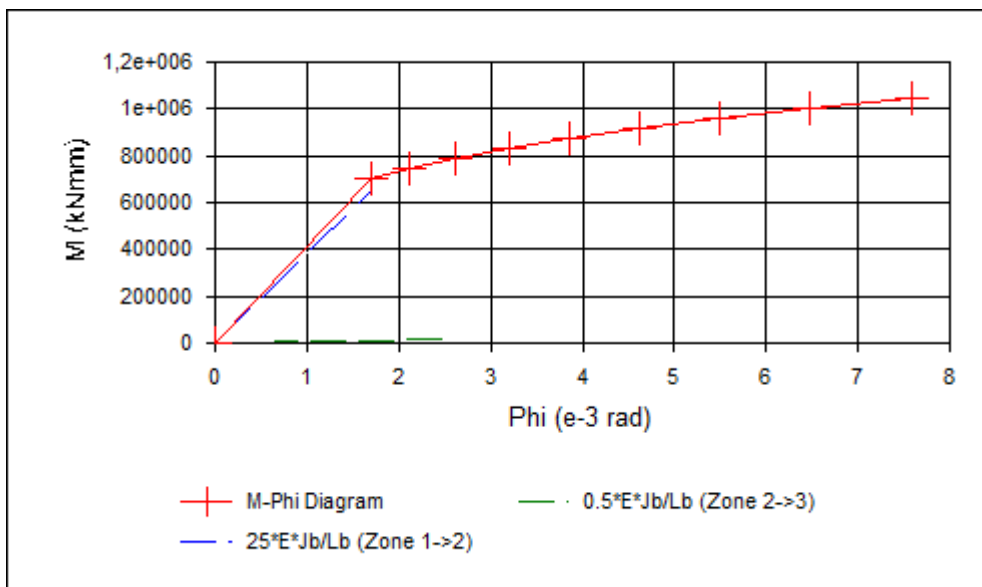
$$V_{Rd} = 909,60 \text{ kN} > 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 331,20 = 455,40 \text{ kN}$$

όπου

$$V_{Ed,G} = 165,10 \text{ kN} \text{ από τον συνδυασμό φόρτισης } 1,0 \cdot g + 0,3 \cdot q$$

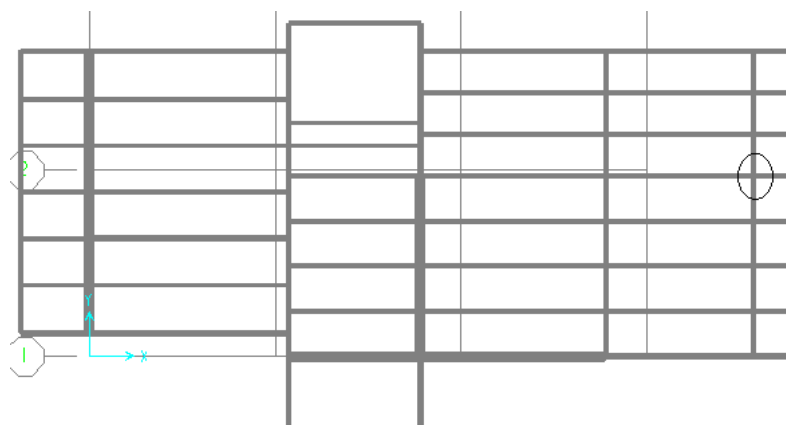
$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = (755,76 + 755,76) \text{ kN} \cdot \text{m} / 9,1 \text{ m} = 166,10 \text{ kN}$$

Στο Σχήμα 6.11 δίνεται το διάγραμμα $M_j - \varphi$ σύμφωνα με το οποίο διαπιστώνουμε ότι ο κόμβος που σχεδιάστηκε ανήκει στην κατηγορία των άκαμπτων κόμβων.

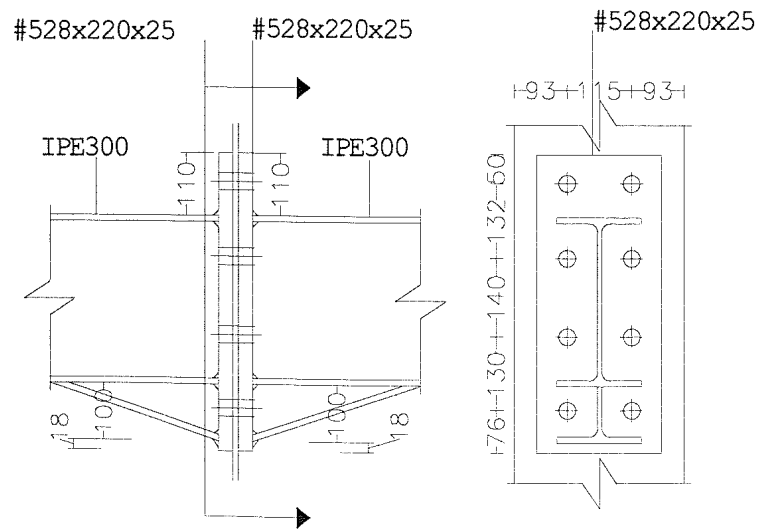


Σχήμα 6.11 : Κατάταξη κόμβου βάση στροφικής δυσκαμψίας $S_{j,ini}$.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται η σύνδεση ροπής δοκού IPE300 με υποστύλωμα HE360A όπου η σύνδεση της δοκού γίνεται στον ασθενή άξονα του υποστύλωματος. Στο Σχήμα 6.12 φαίνεται η θέση μιας τέτοιου τύπου σύνδεσης στον φορέα. Έχει τοποθετηθεί μετωπική πλάκα P1 25x528x220mm (S235) και οχτώ κοχλίες διαμέτρου M27 και ποιότητας 10.9. Στην περιοχή του κόμβου η δοκός έχει ενισχυθεί για εξασφάλιση πλαστικής άρθρωσης στην δοκό. Στο Σχήμα 6.13 δίνεται η διαμόρφωση της σύνδεσης.



Σχήμα 6.12 : Ενδεικτική θέση σύνδεσης που σχεδιάστηκε (οροφή δεύτερου ορόφου).



Σχήμα 6.13 : Διαμόρφωση της σύνδεσης.

Οι αντοχές της σύνδεσης είναι :

$$M_{Rd} = 212,20 \text{ kN} \cdot \text{m} > 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd, IPE300} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 147,67 = 203,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

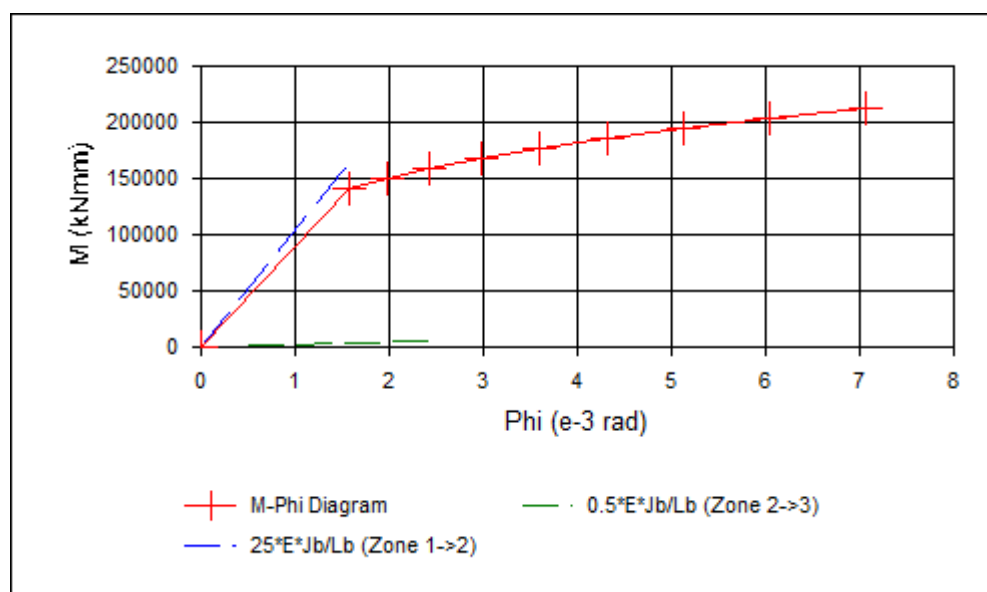
$$V_{Rd} = 976,39 \text{ kN} > 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 105,24 = 144,71 \text{ kN}$$

όπου

$$V_{Ed,G} = 31,77 \text{ kN} \text{ από τον συνδυασμό φόρτισης } 1,0 \cdot g + 0,3 \cdot q$$

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L = (147,67 + 147,67) \text{ kN} \cdot \text{m} / 9,1 \text{ m} = 73,47 \text{ kN}$$

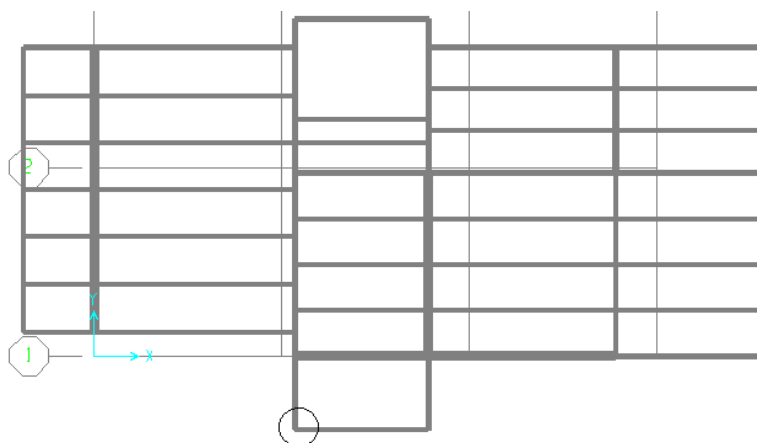
Στο Σχήμα 6.14 δίνεται το διάγραμμα $M_j - \varphi$. Θεωρούμε ότι ο κόμβος που σχεδιάστηκε κατατάσσεται οριακά στην κατηγορία των άκαμπτων κόμβων καθώς το διάγραμμα $M_j - \varphi$ είναι πολύ κοντά στο όριο των άκαμπτων κόμβων.



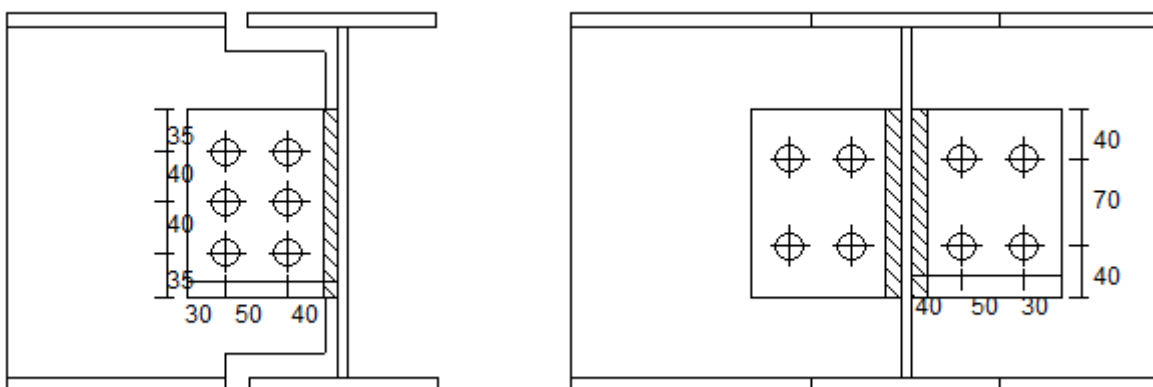
Σχήμα 6.14 : Κατάταξη κόμβου βάση στροφικής δυσκαμψίας $S_{j,ini}$.

6.6.3 Σύνδεση τέμνουσας

Παρουσιάζεται η σύνδεση τέμνουσας δοκού IPE300 με δοκό IPE300. Στο Σχήμα 6.15 φαίνεται η θέση μιας τέτοιου τύπου σύνδεσης στον φορέα. Έχουν τοποθετηθεί γωνιακά ελάσματα L120x12mm (S235). Στην κύρια δοκό χρησιμοποιήθηκαν οχτώ κοχλίες και στην δευτερεύουσα δοκό έξι κοχλίες ενώ και στις δύο δοκούς οι κοχλίες είναι διαμέτρου M20 και ποιότητας 8.8. Η δευτερεύουσα δοκός υπέστη άνω και κάτω απότμηση όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.16 όπου δίνεται η διαμόρφωση της σύνδεσης.



Σχήμα 6.15 : Σύνδεση που σχεδιάστηκε (οροφή τρίτου ορόφου).



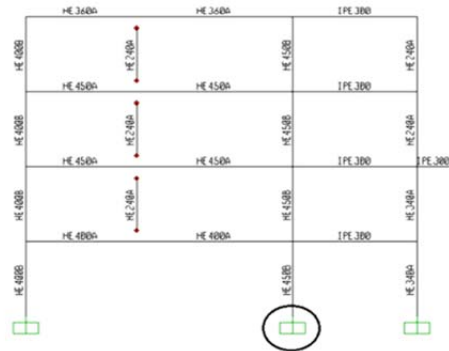
Σχήμα 6.16 : Διαμόρφωση της σύνδεσης.

Μέσω του προγράμματος, για την σύνδεση πραγματοποιήθηκαν όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι με βασικούς την αντοχή των κοχλιών σε διάτμηση και την αντοχή των ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας και σε απόσχιση και διαπιστώθηκε ότι η σύνδεση παρουσιάζει επαρκή αντοχή.

6.6.4 Σύνδεση βάσης υποστυλώματος

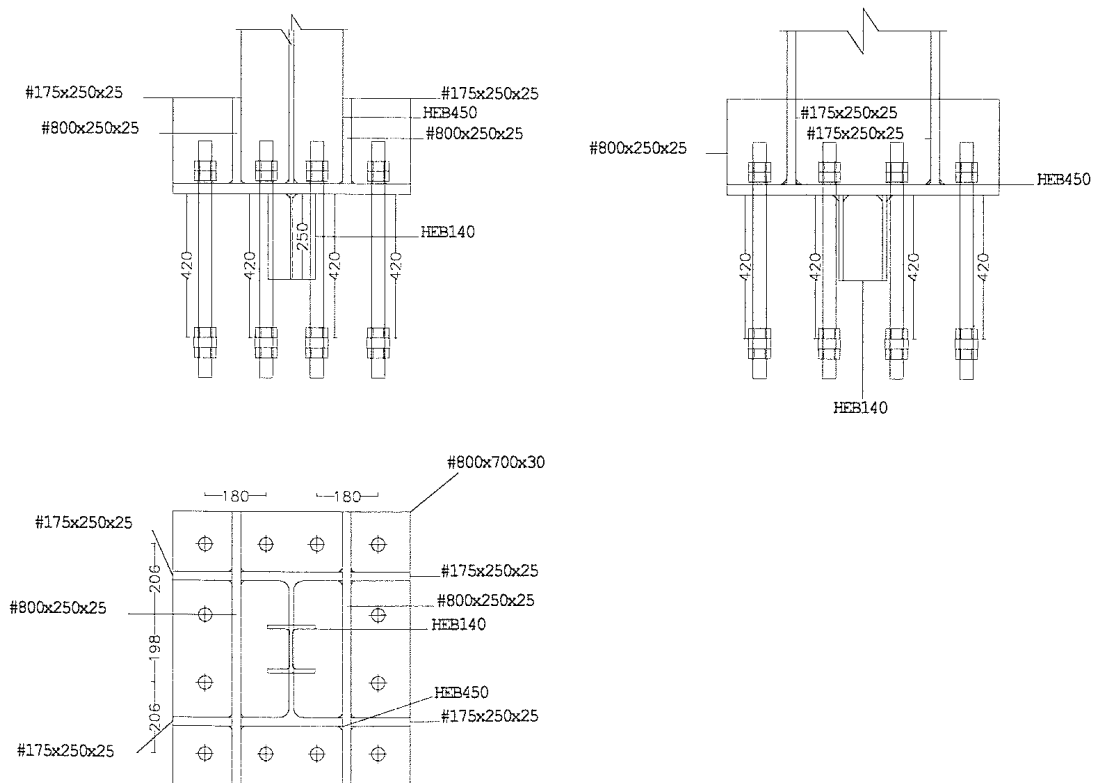
Όπως προαναφέρθηκε στην παράγραφο 6.4.3, οι συνδέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων έχουν σχεδιαστεί ώστε να λειτουργούν ως πακτώσεις και στους δύο άξονες εφόσον τα πλαίσια παραλαβής ροπών λειτουργούν και στις δύο κύριες διευθύνσεις.

Παρουσιάζεται ενδεικτικά η σύνδεση στην βάση του υποστυλώματος HE450B του περιμετρικού πλαισίου της βορειοδυτικής όψης του υπό μελέτη κτιρίου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.17.



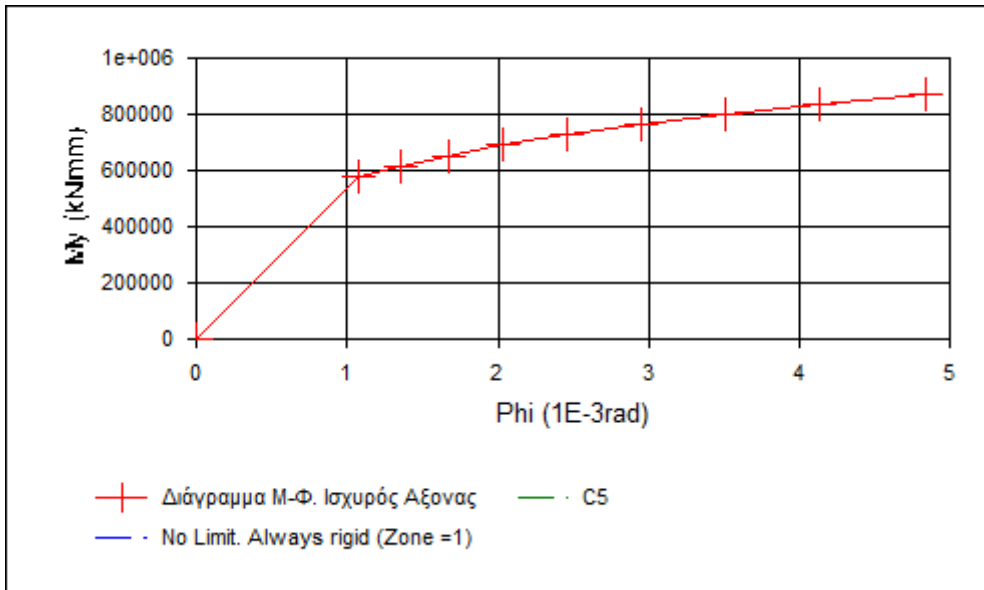
Σχήμα 6.17 : Θέση σύνδεσης βάσης του υποστυλώματος HE450B του περιμετρικού πλαισίου της βορειοδυτικής όψης του κτιρίου.

Στο Σχήμα 6.18 δίνεται η διαμόρφωση της σύνδεσης. Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκε μετωπική πλάκα PI 30x800x700mm (S235) και δώδεκα αγκύρια ποιότητας 10.9 και διαμέτρου M36. Επιπλέον, κάτω από την μετωπική πλάκα του υποστυλώματος έχει συγκολληθεί διατομή HE140B η οποία παραλαμβάνει όλη την τέμνουσα. Στον ισχυρό και ασθενή άξονα έχουν τοποθετηθεί ενισχυτικά ελάσματα πάχους 25mm και ύψους 250mm. Το θεμέλιο είναι από σκυρόδεμα C30/37 και έχει τοποθετηθεί διαμήκης οπλισμός και στις δύο διευθύνσεις Φ14/15 αλλά και εγκάρσιος οπλισμός Φ12/20 ποιότητας S500.

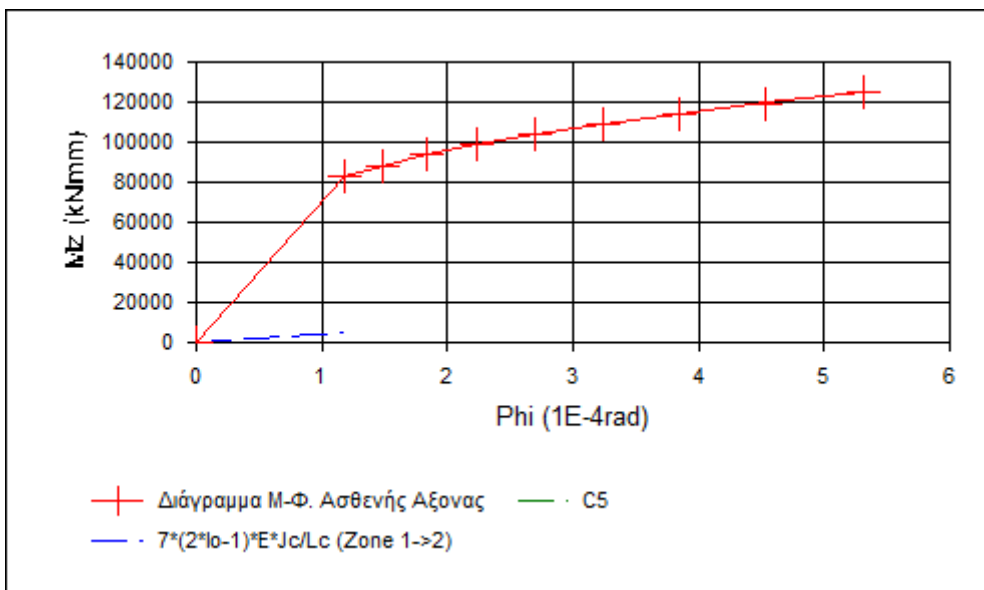


Σχήμα 6.18 : Διαμόρφωση της σύνδεσης.

Μέσω του προγράμματος πραγματοποιήθηκαν όλοι οι απαιτούμενοι έλεγχοι με βασικότερους τον έλεγχο αντοχής των συγκολλήσεων, τον έλεγχο της σύνδεσης σε διάτμηση, τον έλεγχο αντοχής των ενισχυτικών ελασμάτων, τον έλεγχο αντοχής της πλάκας έδρασης καθώς και τον έλεγχο της αγκύρωσης. Διαπιστώθηκε ότι η σύνδεση διαθέτει επαρκή αντοχή. Στα Σχήματα 6.19 και 6.20 δίνεται το διάγραμμα $M_j-\varphi$ για τον ισχυρό και ασθενή άξονα αντίστοιχα. Παρατηρούμε ότι ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία των ημιάκαμπτων κόμβων. Συνεπώς, η αρχική θεώρηση του κόμβου ως άκαμπτου είναι λανθασμένη και πρέπει να επαναληφθεί η ανάλυση του φορέα λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική στρωφική δυσκαμψία του κόμβου.



Σχήμα 6.19 : Κατάταξη κόμβου βάση στρωφικής δυσκαμψίας $S_{j,ini}$ στον ισχυρό άξονα.



Σχήμα 6.20 : Κατάταξη κόμβου βάση στρωφικής δυσκαμψίας $S_{j,ini}$ στον ασθενή άξονα.

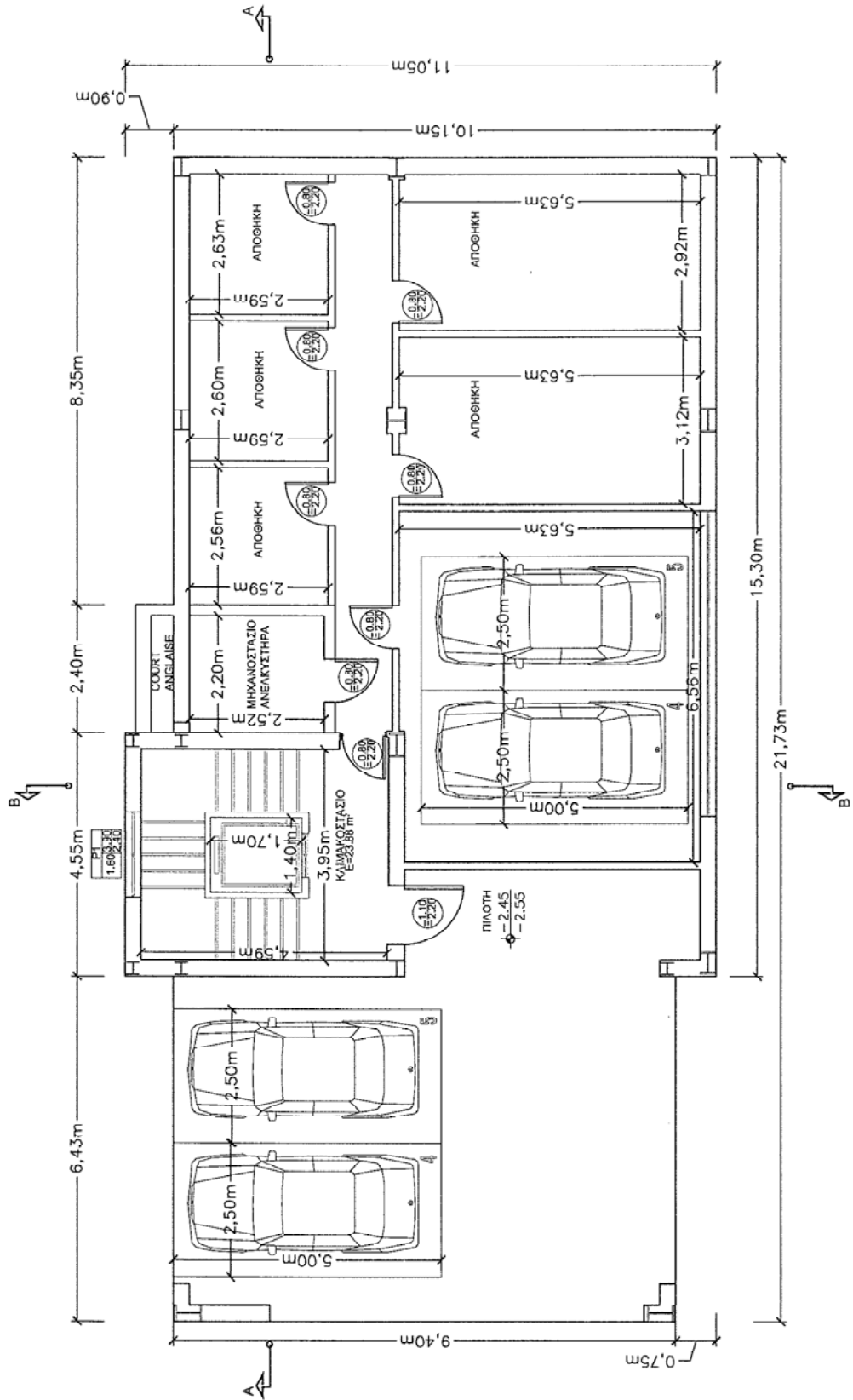
7 Συμπεράσματα

- Οι σύγχρονες απαιτήσεις στον κατασκευαστικό τομέα επιβάλλουν τον βιοκλιματικό σχεδιασμό των κτιρίων, ωστόσο η εφαρμογή των αρχών που τον διέπουν συχνά δυσχεραίνεται σε περιπτώσεις κατασκευής έργων σε ήδη αστικά διαμορφωμένο περιβάλλον.
- Οι αρχιτεκτονικοί περιορισμοί στο σχεδιασμό μιας μεταλλικής κατασκευής ενδέχεται να παίζουν καθοριστικό ρόλο στην επιλογή του στατικού συστήματος (εξασφάλιση πλευρικής ευστάθειας). Για το λόγο αυτό, στο υπό μελέτη κτίριο επιλέχθηκε το στατικό σύστημα να αποτελείται από "πλαίσια παραλαβής ροπών" και στις δύο διευθύνσεις καθώς η τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας κρίθηκε προβληματική.
- Στον σχεδιασμό πλαισίων ροπής οι έλεγχοι επιρροών 2^{ης} τάξεως και περιορισμού βλαβών αποτελούν κρίσιμες παραμέτρους καθώς είναι πιθανό να οδηγήσουν σε αύξηση των διατομών των μελών του φορέα οι οποίες μπορεί να είναι επαρκείς ως προς την αντοχή αλλά όχι ως προς την δυσκαμψία.
- Στα μεταλλικά κτίρια η υλοποίηση προβόλων μεγάλων διαστάσεων χρήζει ιδιαίτερης αντιμετώπισης διότι με την παρουσία τους προκαλείται αυξημένη καταπόνηση των γειτονικών κύριων στοιχείων και σημαντικές εντάσεις στην περιοχή των αντίστοιχων συνδέσεων.
- Στους μεταλλικούς φορείς πολλές φορές η επιλογή διατομών γίνεται λαμβάνοντας υπόψη κατασκευαστικά κριτήρια (π.χ υλοποίηση των συνδέσεων της κατασκευής).

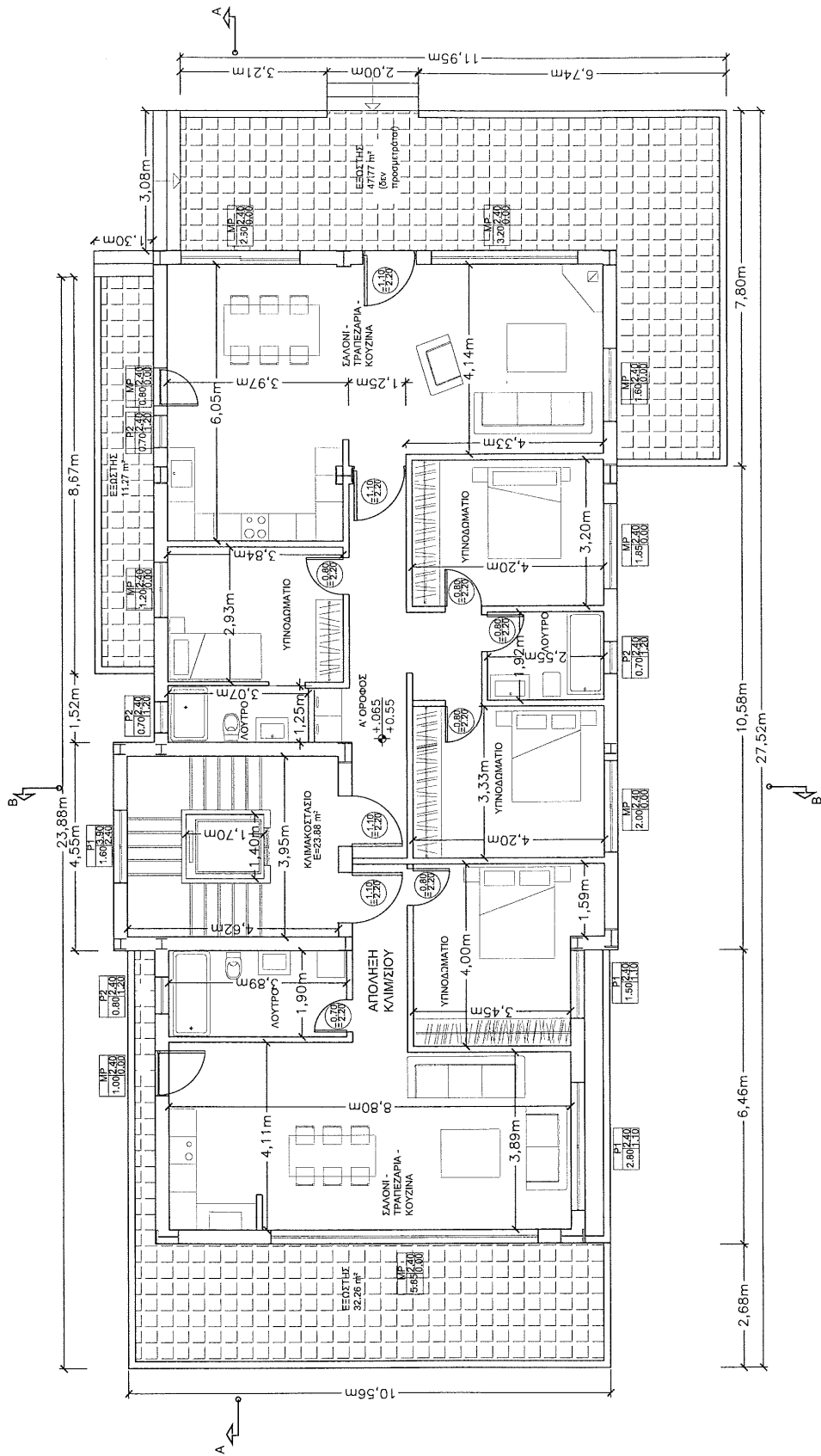
8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002.
5. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005.
6. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Μάιος 2005.
7. EN 1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων φορέων από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Σεπτέμβριος 2004.
8. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
9. Κλειώ Ν. Αξαρχή. (2009). «Ενεργειακός σχεδιασμός νέων και υφιστάμενων κτιρίων». Σημειώσεις για το μικρής διάρκειας σεμινάριο του Τμήματος Κεντρικής Μακεδονίας του Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας με γενικό τίτλο «Ενεργειακός σχεδιασμός νέων και υφιστάμενων κτιρίων».
10. Τ.Ο.ΤΕΕ 20702-5 /2010, Τεχνική Οδηγία Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, «Βιοκλιματικός σχεδιασμός κτηρίων, 1η Έκδοση», Αθήνα, Ιανουάριος 2011.
11. <http://www.csiberkeley.com> (SAP2000)

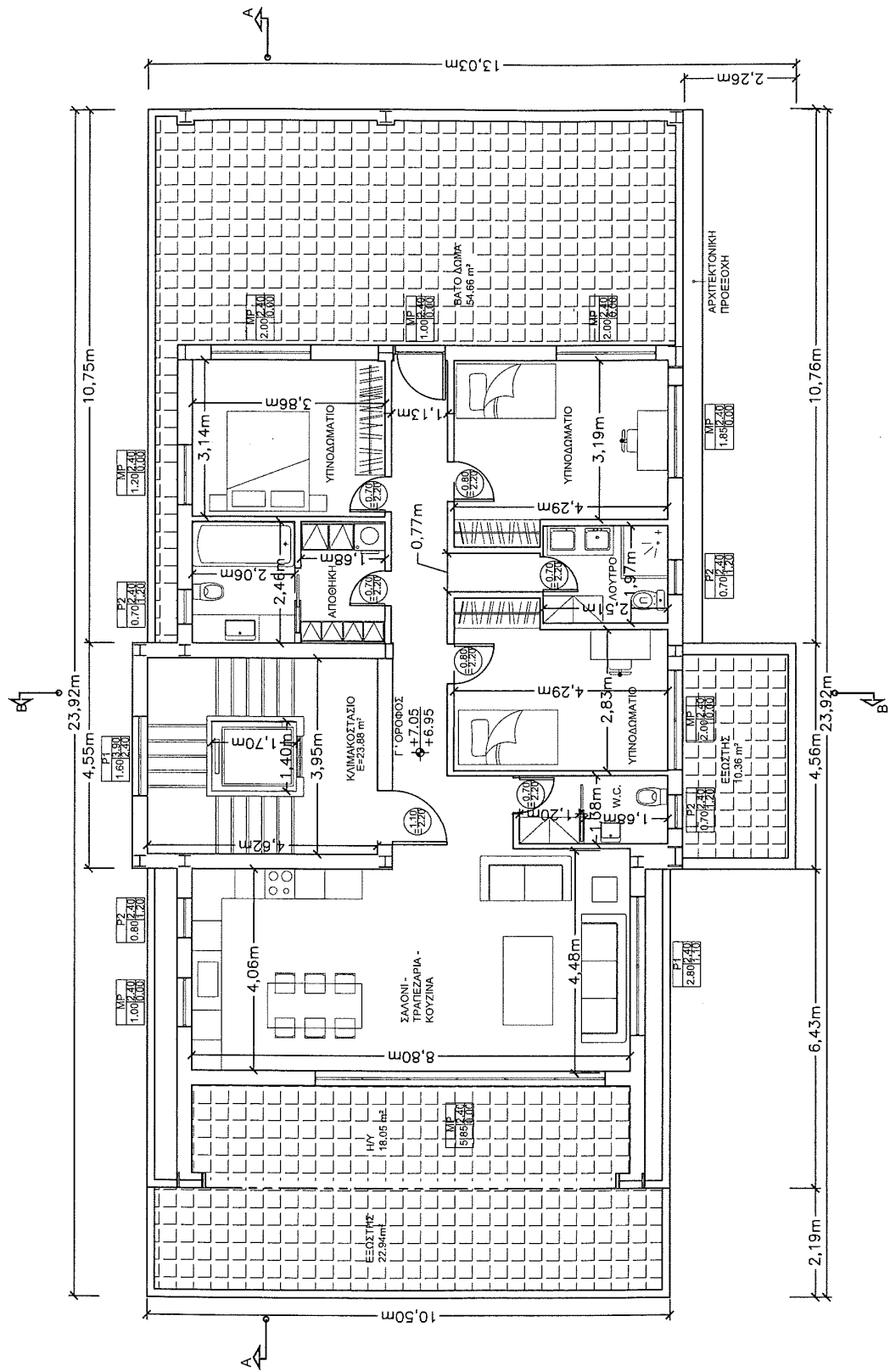
Παράρτημα Α. Αρχιτεκτονικά σχέδια του κτιρίου



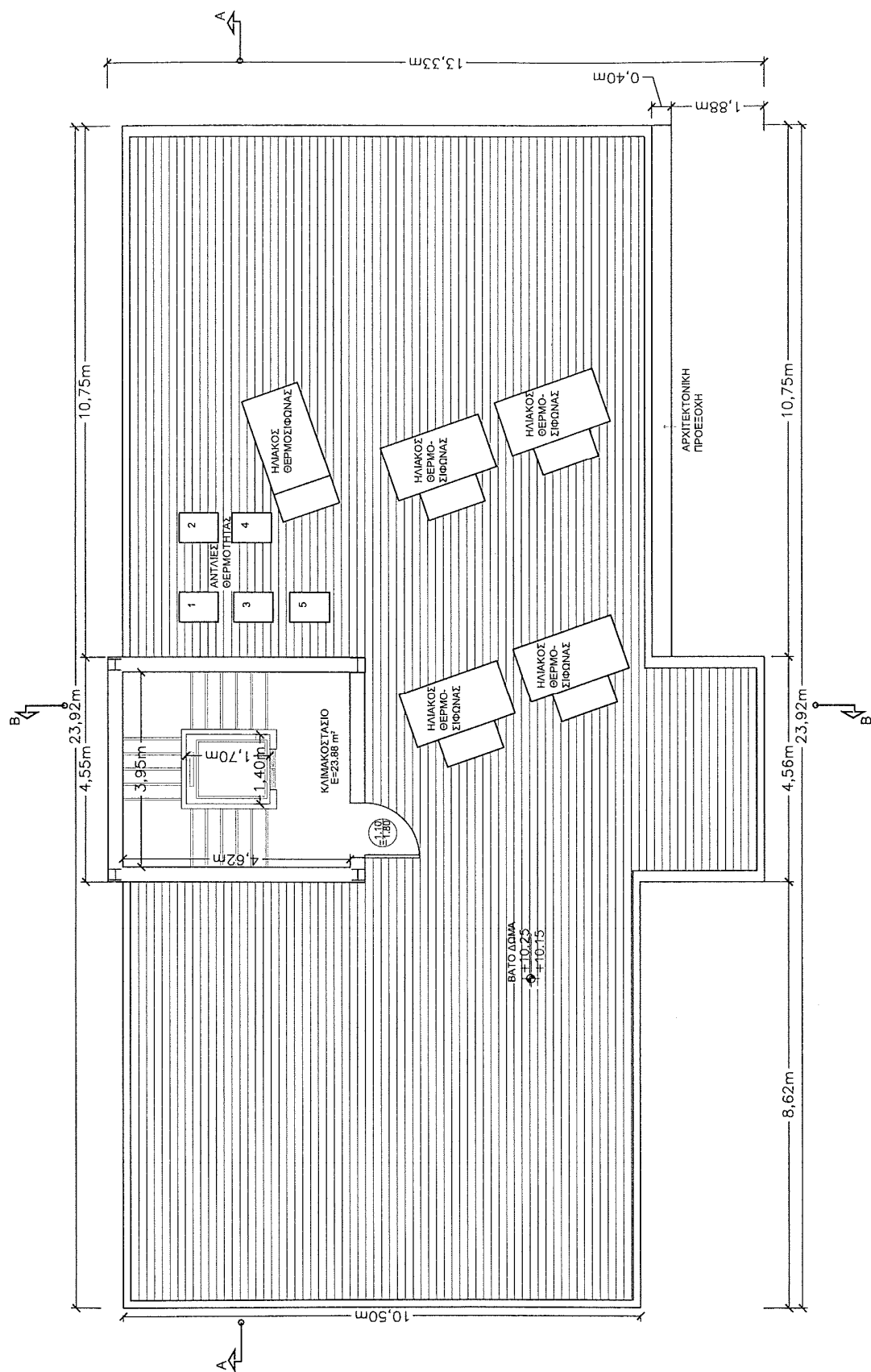
Σχήμα Α.1 : Κάτοψη πιλοτής.



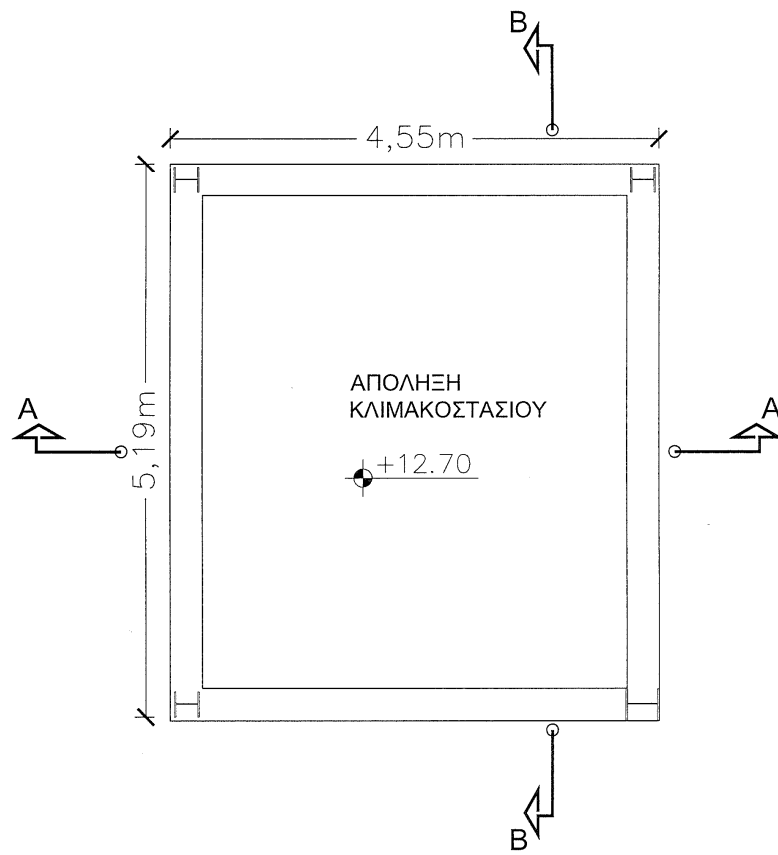
Σχήμα Α.2 : Κάτοψη πρώτου ορόφου.



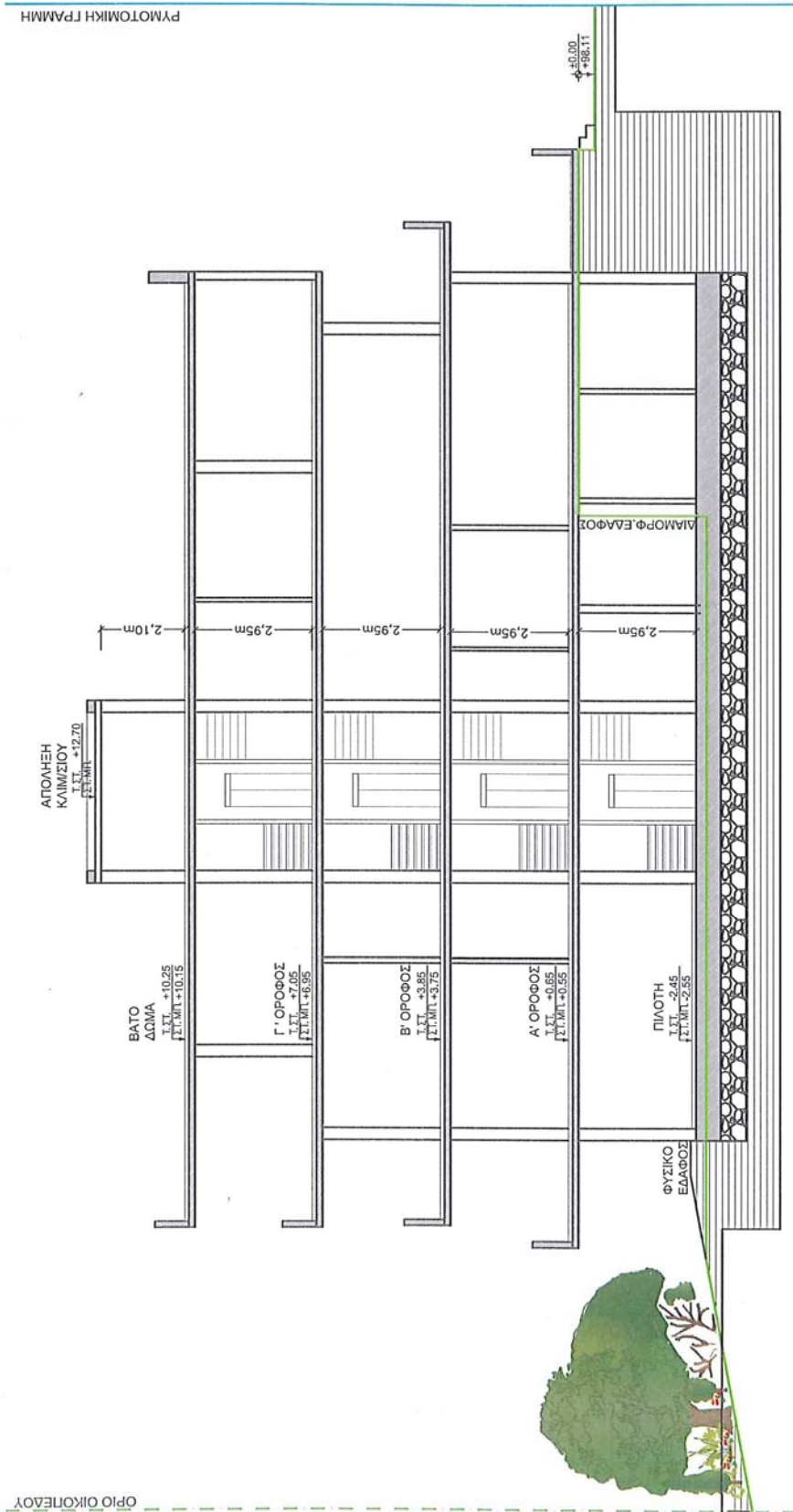
Σχήμα Α.4 : Κάτοψη τρίτου ορόφου.



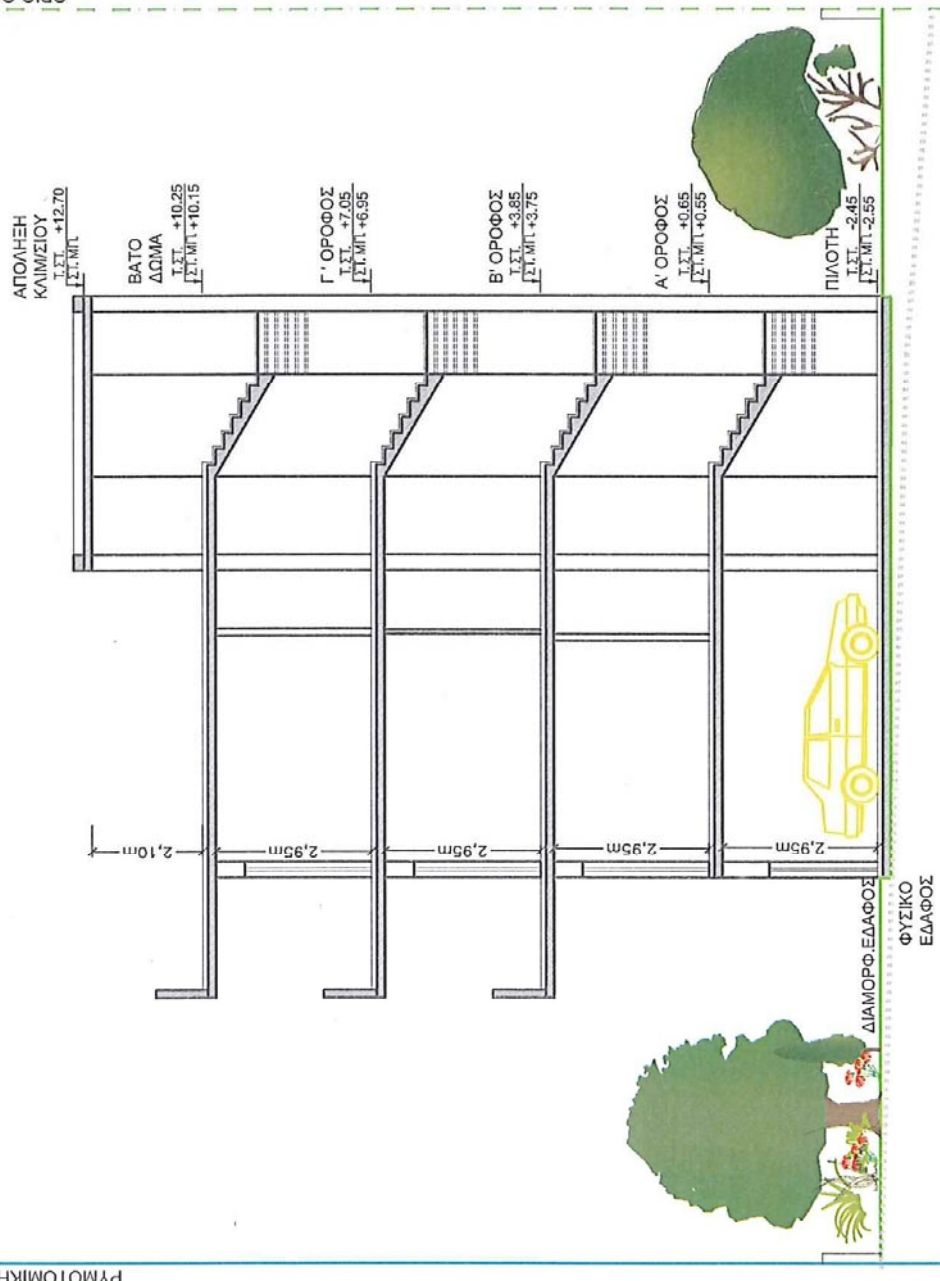
Σχήμα Α.5 : Κάτοψη βατού δώματος.



Σχήμα Α.6 : Κάτοψη απόληξης κλιμακοστασίου.

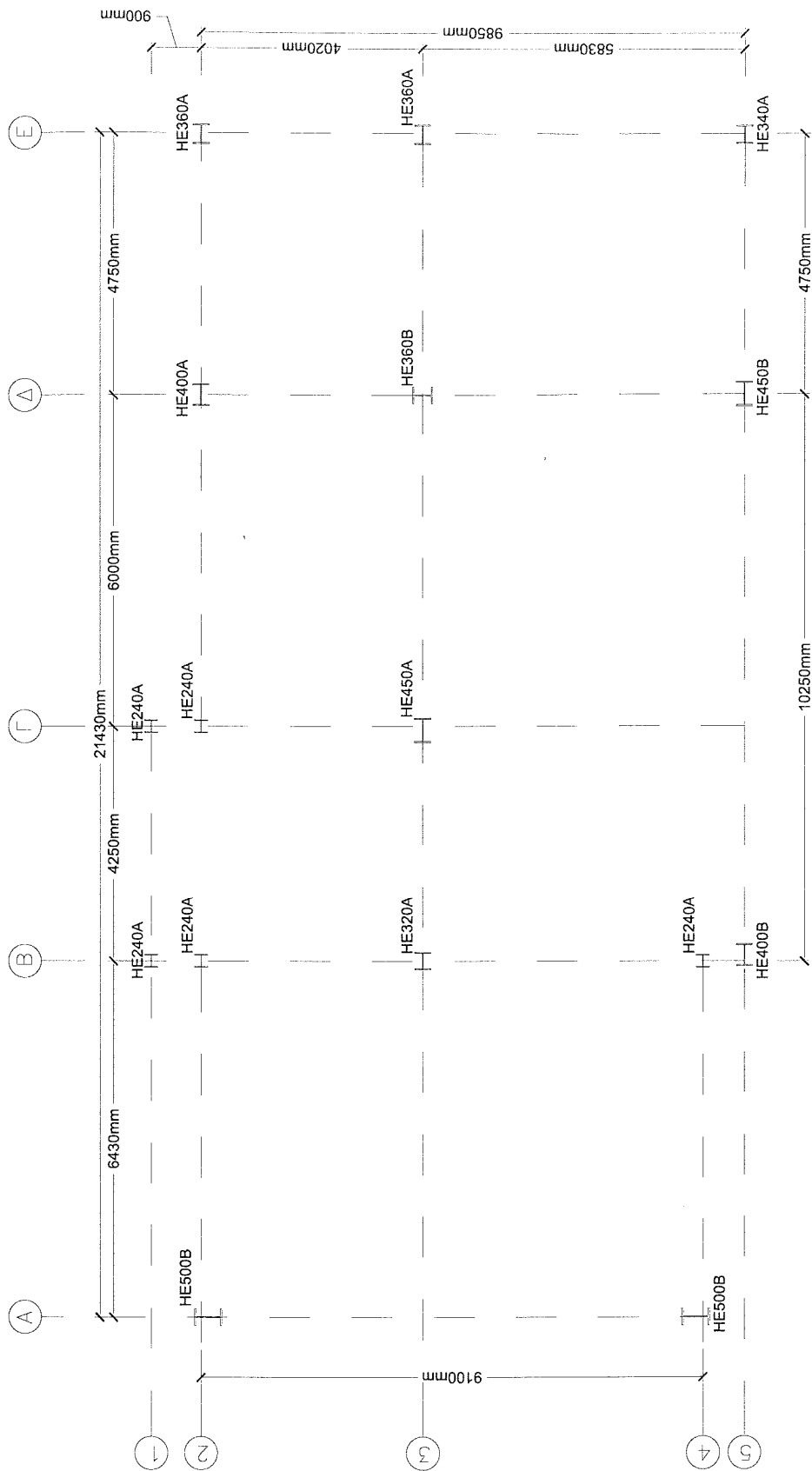


Σχήμα A.7 : Τομή A-A.

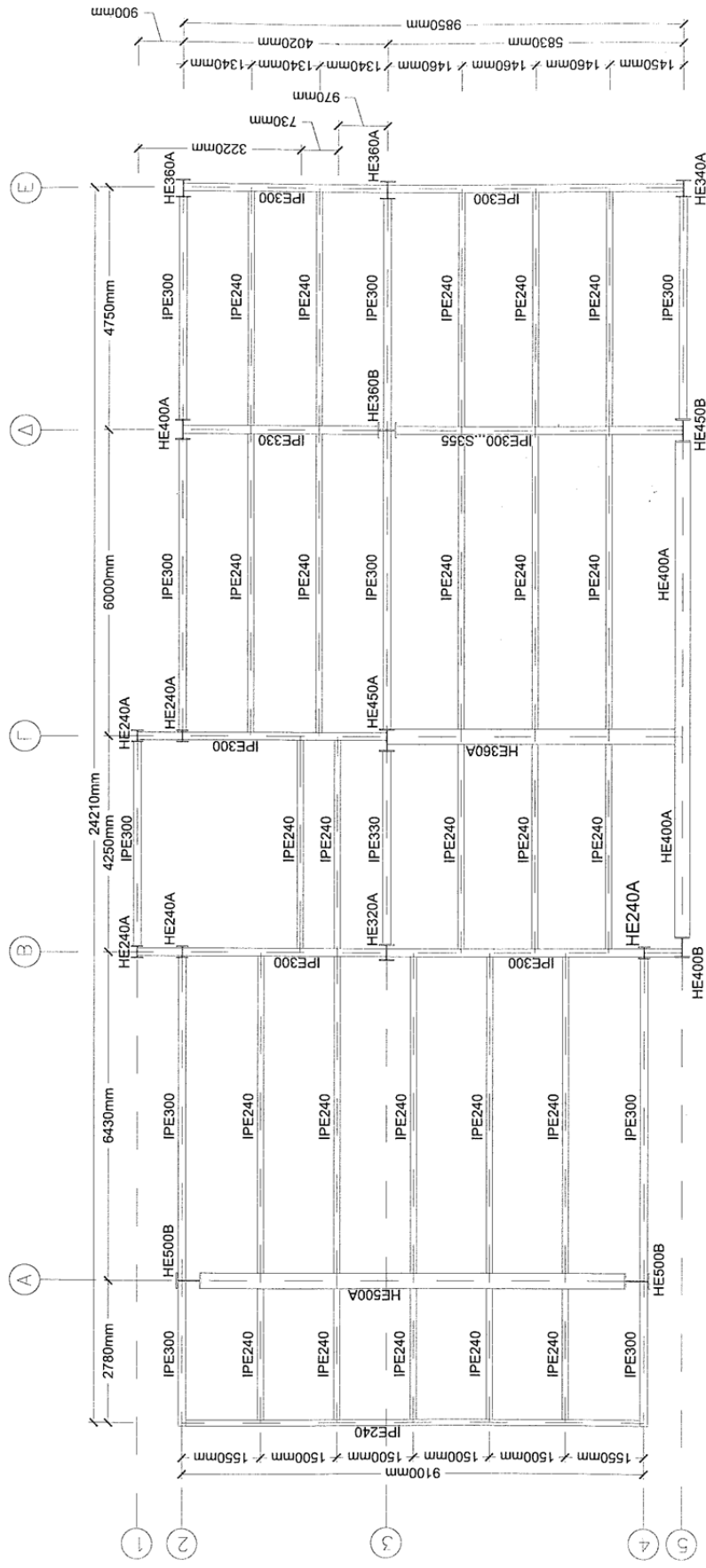


Σχήμα Α.8 : Τομή Β-Β.

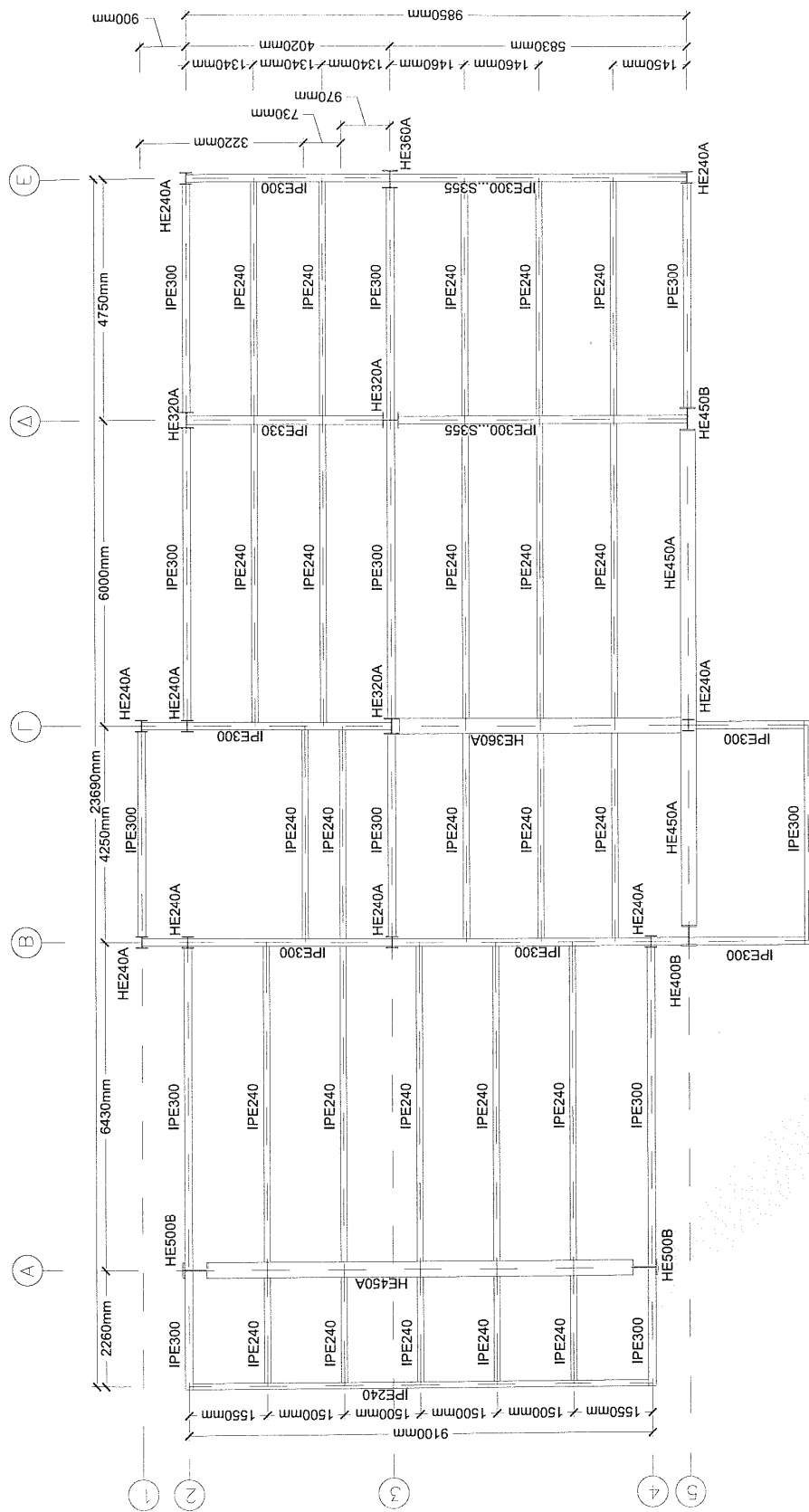
Παράρτημα Β. Μεταλλότυποι του κτιρίου



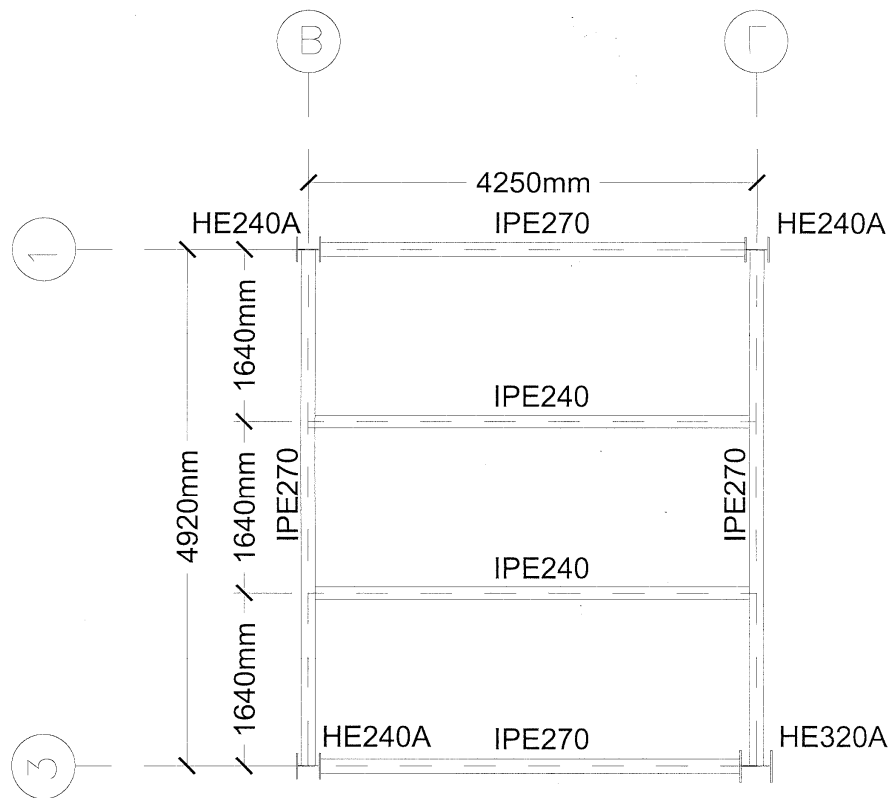
Σχήμα Β.1 : Κάτοψη θεμελίωσης μεταλλικού φορέα.



Σχήμα Β.2 : Μεταλλότυπος οροφής πρώτου ορόφου.



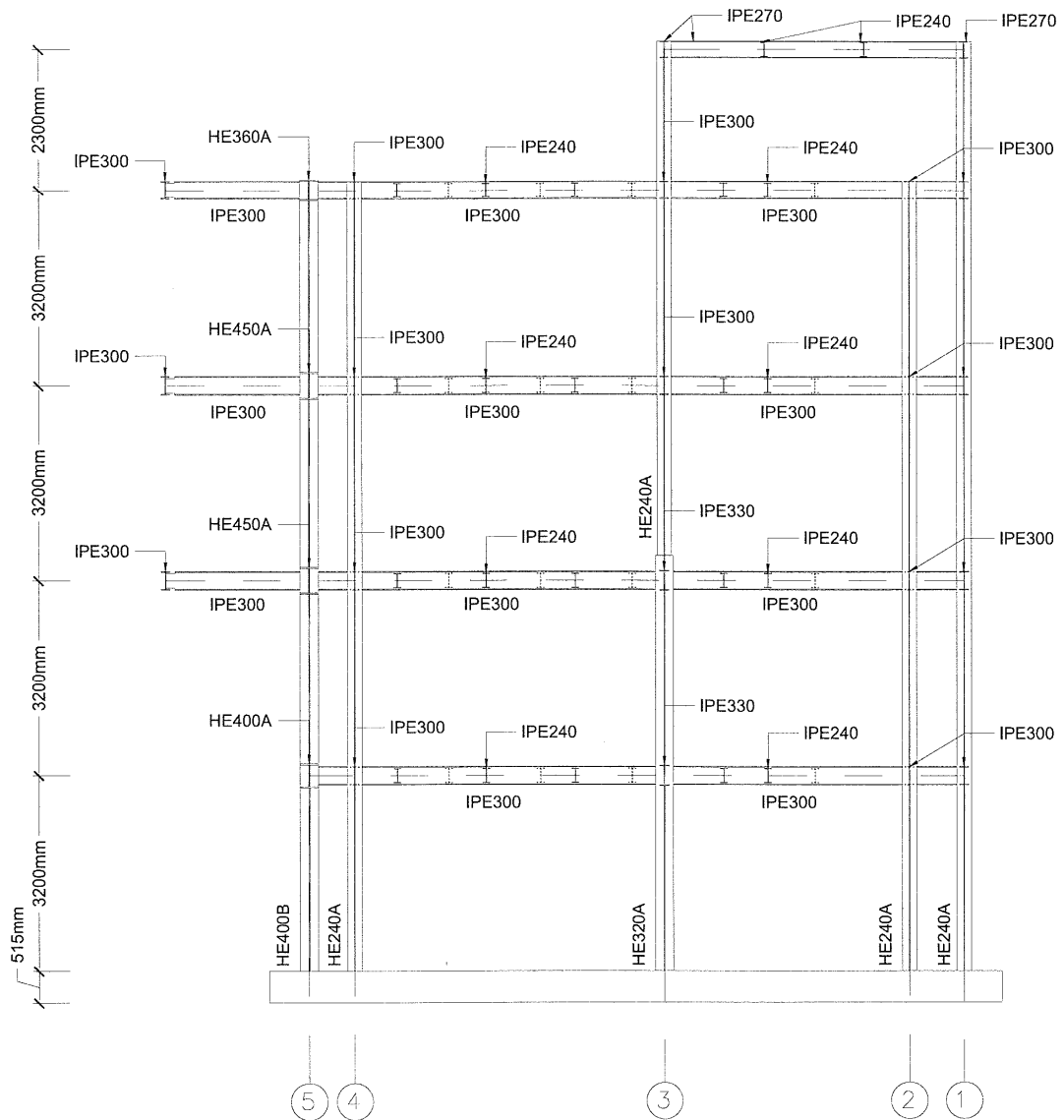
Σχήμα Β.4 : Μεταλλότυπος οροφής τρίτου ορόφου.



Σχήμα Β.6 : Μεταλλότυπος απόληξης κλιμακοστασίου.



Σχήμα Β.7 : Όψη πλαισίου άξονα 2.



Σχήμα Β.8 : Όψη πλαισίου άξονα Β.