

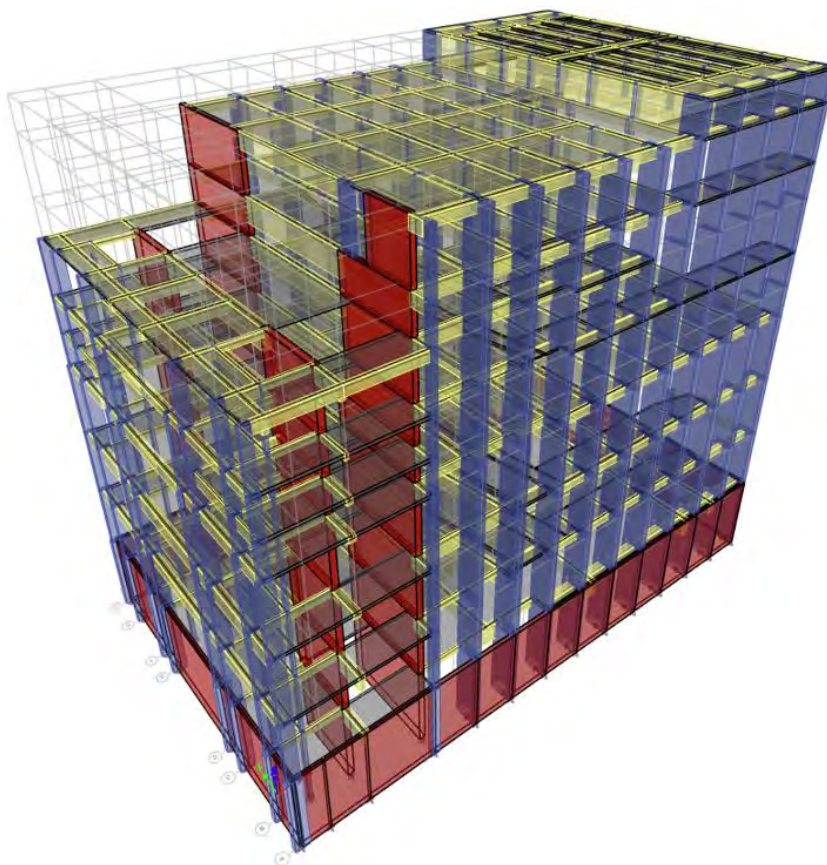


**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

Διπλωματική Εργασία

**ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ ΣΕΝΑΡΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ
ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

ΙΩΑΝΝΑ ΖΟΥΜΠΟΥΡΙΔΟΥ



Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των απαιτήσεων για την απόκτηση του
Διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού

ΒΟΛΟΣ 2024

© 2024 Ιωάννα Ζουμπουρίδου

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/32 αρ. 202 παρ. 2).

Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής:

Πρώτος Εξεταστής (Επιβλέπων) [Δρ. Ευριπίδης Μυστακίδης](#)
[Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας](#)

Πρώτος Εξεταστής [Δρ. Χρήστος Παπακωνσταντίνου](#)
[Αναπ. Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας](#)

Δεύτερος Εξεταστής (Συνεπιβλέπων) [Δρ. Ιωάννης Καλογεράς](#)
[Εντεταλμένος Διδάσκων, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας](#)

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, Καθηγητή κ. Ευριπίδη Μυστακίδη για την ανάθεση του θέματος, καθώς και τον Συνεπιβλέπων Καθηγητή, Εντεταλμένο Διδάσκοντα κ. Ιωάννη Καλογερό, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή του καθόλη τη διάρκεια της εκπόνησής της. Επίσης, είμαι ευγνώμων στον Αναπ. Καθηγητή κ. Παπακωνσταντίνου ως μέλος της εξεταστικής επιτροπής της διπλωματικής μου εργασίας, για την προσεκτική ανάγνωση της εργασίας και για τις πολύτιμες υποδείξεις του. Πάνω απ' όλα, είμαι ευγνώμων στην οικογένειά μου και στους φίλους μου για την ολόψυχη αγάπη και υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια.

Ιωάννα Ζουμπουρίδου

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ ΣΕΝΑΡΙΑ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Ιωάννα Ζουμπουρίδου

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2024

Επιβλέπων Καθηγητής: Ευριπίδης Μυστακίδης, Καθηγητής

Συνεπιβλέπων Καθηγητής: Ιωάννης Καλογεράς, Εντεταλμένος Διδάσκων

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία, με τίτλο “Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και σενάρια ενίσχυσης πολυώροφου ιστορικού κτιρίου οπλισμένου σκυροδέματος” εκπονήθηκε στα πλαίσια του προπτυχιακού προγράμματος σπουδών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας. Αντικείμενο της εν λόγω εργασίας αποτελεί η αποτίμηση και ο ανασχεδιασμός του Θεάτρου Ρεξ που βρίσκεται στην οδό Πανεπιστημίου 48, στην Αθήνα και αποτελείται από 10 ορόφους. Οικοδομήθηκε το 1937, δηλαδή προτού εκδοθεί ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός στην Ελλάδα (1959). Ο φέρων οργανισμός του υφιστάμενου κτιρίου αποτελείται από δοκούς, υποστυλώματα, πλάκες και τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Αρχικά, πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής με χρήση ελαστικής δυναμικής μεθόδου, με τα αποτελέσματα αυτής να παρουσιάζουν αστοχία στα περισσότερα δομικά στοιχεία. Στην συνέχεια, ακολούθησε ο ανασχεδιασμός του φορέα με ενίσχυση αυτού με χρήση τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος και τοπικές ενισχύσεις αντοχής μελών. Εν συνεχεία, πραγματοποιήθηκε ο επανέλεγχος της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου για να διαπιστωθεί η επάρκειά του. Για την αποτίμηση καθώς και τον ανασχεδιασμό του φορέα εφαρμόστηκε η μέθοδος ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης με χρήση του ενιαίου συντελεστή συμπεριφοράς (q), κάνοντας χρήση του λογισμικού ETABS και χωρικό μοντέλο. Η εκπόνηση της εργασίας πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις διατάξεις που ορίζει ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) καθώς και ο Ευρωκώδικας 8. Συμπερασματικά, ο αρχικός φορέας χαρακτηρίστηκε από σεισμική ανεπάρκεια στα δομικά στοιχεία του και για αυτόν τον λόγο παρουσιάστηκαν αποτελεσματικές προτάσεις ενίσχυσης για την σεισμική επάρκεια του πολυώροφου ιστορικού κτιρίου.

Λέξεις Κλειδιά: Αποτίμηση, Ανασχεδιασμός, Σεισμική Επάρκεια, Σενάρια Ενίσχυσης, Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Seismic Assessment and Strengthening Scenarios of a Multi-Story Historical Reinforced Concrete Building

Ioanna Zoumpouridou

University of Thessaly, Department of Civil Engineering, 2024

Supervisor: Evripidis Mystakidis, Professor

Co-supervisor: Ioannis Kalogeris, Contract Lecturer

Abstract

This thesis, titled “Seismic Assessment and Strengthening Scenarios of a Multi-Story Historical Reinforced Concrete Building,” was carried out as part of the undergraduate program of the Department of Civil Engineering at the University of Thessaly. The subject of this thesis is the assessment and redesign of the REX Theater, located at 48 Panepistimiou Street in Athens, a ten-story building constructed in 1937, before the first seismic code was issued in Greece (1959). The load-bearing structure of the existing building consists of reinforced concrete beams, columns, slabs, and walls. Initially, the seismic behavior of the structure was evaluated using the elastic dynamic method, with the results showing failure in most structural elements. Subsequently, the structure was redesigned with the addition of RC walls, as well as local member reinforcements, and the seismic adequacy of the building was re-evaluated to verify its adequacy. For the assessment and redesign of the structure, the elastic response spectrum analysis method with a uniform behavior factor (q) was applied, utilizing the ETABS software and a spatial model. The work was carried out according to the provisions of the Greek Intervention Code (KAN.EPE.) and Eurocode 8. In conclusion, the original structure was found to exhibit seismic deficiencies in its structural elements, and effective strengthening proposals were presented to improve the seismic adequacy of the multi-story historical building.

Keywords: *Assessment, Redesign, Seismic Adequacy, Structural Strengthening Scenarios, Reinforced Concrete*

Πίνακας περιεχομένων

Κεφάλαιο 1	Εισαγωγή	1
1.1	Γενικά.....	1
1.2	Αντικείμενο Διπλωματικής Εργασίας	1
Κεφάλαιο 2	Περιγραφή και Προσομοίωση Ιστορικού Κτιρίου	3
2.1	Ιστορική Αναδρομή Θεάτρου Ρεξ.....	3
2.2	Περιγραφή Υφιστάμενης Κατασκευής	6
2.2.1	Γεωμετρία Κατασκευής	6
2.2.2	Αυτοψία – Εργαστηριακή Διερεύνηση	10
2.2.3	Περιγραφή Διατομών.....	15
2.2.4	Υφιστάμενα Υλικά	19
2.2.5	Καθορισμός Φορτίσεων	21
2.3	Προσομοίωση Κτιρίου	21
Κεφάλαιο 3	Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς	24
3.1	Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ)	24
3.2	Επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας.....	25
3.3	Μέθοδος Καθολικού Δείκτη Συμπεριφοράς q	26
3.4	Μέθοδος Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φασματικής Απόκρισης	30
3.5	Φάσμα Σχεδιασμού	31
3.5.1	Εφαρμογή στο Λογισμικό ETABS.....	34
3.6	Αποτελέσματα Ανάλυσης Υφιστάμενης Κατασκευής	48
3.6.1	Ανίωση ασφαλείας.....	48
3.6.2	Αποτελέσματα Ανάλυσης Υφιστάμενης Κατασκευής	48
Κεφάλαιο 4	Προτάσεις Ενίσχυσης	53
4.1	Ενίσχυση Δυσκαμψίας μέσω Προσθήκης Τοιχωμάτων	53
4.1.1	Γενικά	53
4.1.2	Πρόταση Ανασχεδιασμού του Φορέα.....	55

4.2	Ενισχύσεις μέσω αύξησης Αντοχής	62
4.2.1	Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	62
4.2.2	Ενίσχυση Δοκών με χρήση F.R.P.	68
Κεφάλαιο 5	Συμπεράσματα	73
	Βιβλιογραφία	75
	Παράρτημα Α: Ξυλότυποι - Οπλισμοί Πλαισίων	76
	Παράρτημα Β: Αποτελέσματα Εργαστηριακής Ανάλυσης	88
	Παράρτημα Γ: Τοπικές Ενισχύσεις Υποστυλωμάτων με Μανδύα από Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα	94

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1: Δεδομένα ορόφων

Πίνακας 2.2: Διαστάσεις και οπλισμός κύριων υποστυλωμάτων

Πίνακας 2.3: Διαστάσεις και οπλισμός κύριων δοκών

Πίνακας 2.4: Κύρια τοιχώματα

Πίνακας 3.1: Καθορισμός ΣΑΔΓ και ΣΑΔΛ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

Πίνακας 3.2: Τιμές του λόγου q^*/q' αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό)

Πίνακας 3.3: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας B

Πίνακας 3.4: Δεδομένα εισαγωγής φάσματος σχεδιασμού

Πίνακας 3.5: Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση του φορέα

Πίνακας 3.6: Ιδιοπερίοδοι και συντελεστές κατεύθυνσης

Πίνακας 3.7: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη, για σεισμό κατά τη διεύθυνση x

Πίνακας 3.8: Μέγιστα μετακινησιακά μεγέθη, για σεισμό κατά τη διεύθυνση y

Πίνακας 3.9: Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων, για σεισμό κατά τη διεύθυνση x

Πίνακας 3.10: Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων, για σεισμό κατά τη διεύθυνση y

Πίνακας 4.1: Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση του ενισχυμένου φορέα

Πίνακας 4.2: Ιδιοπερίοδοι και συντελεστές κατεύθυνσης

Πίνακας 4.3: Ποσοστιαίος έλεγχος έναντι αστοχίας σε κάμψη και διάτμηση για την μέθοδο καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q

Κατάλογος Σχημάτων

Εικόνα 2.1: Ιστορικό κτίριο Ρεξ στην οδό Πανεπιστημίου 48

Εικόνα 2.2: Τομή κατά μήκος

Εικόνα 2.3: Ξυλότυπος 1ου ορόφου

Εικόνα 2.4: Ξυλότυπος 2ου ορόφου

Εικόνα 2.5: Ξυλότυπος 4ου ορόφου

Εικόνα 2.6: Γεωμετρία της κατασκευής μέσω του σχεδιαστικού περιβάλλοντος του ETABS

Εικόνα 2.7: Αρχή λειτουργίας μαγνητογράφου

Εικόνα 2.8: Όργανο μέτρησης

Εικόνα 2.9: Τομή ενανθρακωμένου σκυροδέματος

Εικόνα 2.10: Κύρια υποστυλώματα

Εικόνα 2.11: Κύριες δοκοί

Εικόνα 2.12: Κύρια τοιχώματα

Εικόνα 2.13: Ορισμός υλικού C13 στο λογισμικό ETABS

Εικόνα 2.14: Σχεδιαστικός κάναβος

Εικόνα 2.15: Ορισμός στηρίξεως πάκτωσης στο ETABS

Εικόνα 2.16: Προσομοίωση της κατασκευής στο λογισμικό ETABS

Εικόνα 3.1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (Πίνακας Σ2.1. ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Εικόνα 3.2: Εισαγωγή φάσματος Ευρωκώδικα 8 στο λογισμικό ETABS

Εικόνα 3.3: Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας, με βάση τον Ευρωκώδικα 8

Εικόνα 3.4: 1η ιδιομορφή με $T_1 = 1,469 \text{ sec}$

Εικόνα 3.5: 2η ιδιομορφή με $T_2 = 1,128 \text{ sec}$

Εικόνα 3.6: 3η ιδιομορφή με $T_3 = 0,528 \text{ sec}$

Εικόνα 3.7: Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά την διεύθυνση x

Εικόνα 3.8: Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά την διεύθυνση y

Εικόνα 3.9: Ορισμός συνδυασμού φόρτισης $D + 0,6L + RS_x + 0,3RS_y$

Εικόνα 3.10: Παραμορφωμένος φορέας με συνδυασμό δράσεων $D + 0,6L + RS_x - 0,3RS_y$

Εικόνα 3.11: Παραμορφωμένο σχήμα κατά RS_x

Εικόνα 3.12: Παραμορφωμένο σχήμα κατά RS_y

Εικόνα 3.13: Έλεγχος ανεπάρκειας υποστυλωμάτων

Εικόνα 3.14: Λόγος ανεπάρκειας υφιστάμενου υποστυλώματος

Εικόνα 3.15: Αστοχία υποστυλώματος σε διαξονική κάμψη με συνδυασμό δράσεων $1D + 0,3L + RS_x + 0,3RS_y$

Εικόνα 4.1: Ενίσχυση της δυσκαμψίας του κτιρίου με προσθήκη τοιχωμάτων κατά την x και την y διεύθυνση

Εικόνα 4.2: Υποστυλώματα που αστοχούν σε κάμψη

Εικόνα 4.3: Ποσοστό αστοχίας υποστυλωμάτων ενισχυμένου φορέα

Εικόνα 4.4: Απαιτήσεις σε διαμήκη οπλισμό για τις δοκούς του 1ου ορόφου

Εικόνα 4.5: Απαιτήσεις σε διατμητικό οπλισμό για τις δοκούς του 1ου ορόφου

Εικόνα 4.6: Ποσοστό αστοχίας δοκών ενισχυμένου φορέα

- Εικόνα 4.7:** Εφαρμογή της μεθόδου Gunitite (<https://vmbystrong.com/what-is-gunitite/>)
- Εικόνα 4.8:** Ανεπάρκεια υποστυλώματος C45/55 για την υφιστάμενη διατομή
- Εικόνα 4.9:** Επάρκεια ενισχυμένου υποστυλώματος C65/75
- Εικόνα 4.10:** Ανεπάρκεια υποστυλώματος C20/20 για την υφιστάμενη διατομή
- Εικόνα 4.11:** Επάρκεια ενισχυμένου υποστυλώματος C40/40
- Εικόνα 4.12:** Λειτουργία υποστυλμάτων C50/25 στην οροφή του κτιρίου Ρεξ ως αναρτήρες
- Εικόνα 4.13:** Τοποθέτηση FRPs (<https://sika.scene7.com/is/image/sika/glo-structural-strengthening-01:16-9?wid=1920&hei=1080&fit=crop%2C1>)
- Εικόνα 4.14:** Παράδειγμα ανεπάρκειας δοκού σε διάτμηση
- Εικόνα 4.15:** Διάγραμμα τεμνουσών για τη δοκό B45x100
- Εικόνα 4.16:** Πρόταση ενίσχυσης δοκού έναντι διάτμησης με φύλλα ΙΟΠ
- Εικόνα 4.17:** Πρόταση ενίσχυσης δοκού έναντι κάμψης με φύλλα ΙΟΠ

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Ο σεισμός είναι ένα από τα πλέον καταστροφικά φυσικά φαινόμενα, με την ικανότητα να προκαλέσει σοβαρές ζημιές στις υποδομές και απώλειες σε ανθρώπινες ζωές. Η Ελλάδα, ως μια από τις πιο σεισμογενείς περιοχές της Ευρώπης, αντιμετωπίζει συχνά ισχυρές σεισμικές δονήσεις. Αυτό αυξάνει την ανάγκη για την ανάπτυξη νέων, καινοτόμων αντισεισμικών μεθοδολογιών που μπορούν να εφαρμοστούν τόσο σε νέες όσο και σε υφιστάμενες κατασκευές. Ο συνεχώς εξελισσόμενος επιστημονικός και τεχνολογικός τομέας παρέχει πλέον εργαλεία και τεχνικές που καθιστούν δυνατό τον σχεδιασμό κατασκευών με αυξημένη ανθεκτικότητα, μειώνοντας έτσι τις πιθανές επιπτώσεις από μελλοντικούς σεισμούς. Η εφαρμογή αυτών των τεχνολογιών είναι κρίσιμη για τη διασφάλιση της ασφάλειας των πολιτών και της διατήρησης της κτιριακής υποδομής.

Στη σύγχρονη εποχή, παρατηρείται έντονη ανοικοδόμηση στην Ελλάδα, με τις νέες κατασκευές να ακολουθούν τις προδιαγραφές που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 8, διασφαλίζοντας έτσι την ασφάλεια τους έναντι σεισμικών δράσεων. Ωστόσο, ένας μεγάλος αριθμός υφιστάμενων κατασκευών χρονολογούνται πριν από την εφαρμογή αυτών των κανονισμών, με αποτέλεσμα να μην πληρούν τις απαιτήσεις αντισεισμικής προστασίας. Αυτές οι παλαιότερες κατασκευές συχνά παρουσιάζουν ελλείψεις στην αντισεισμική τους συμπεριφορά, γεγονός που καθιστά αναγκαία την αποτίμηση της τρωτότητάς τους και την εφαρμογή ενισχύσεων. Οι μηχανικοί καλούνται να αντιμετωπίσουν αυτή την πρόκληση με στόχο την αναβάθμιση της αντοχής των κτιρίων ώστε να μπορούν να ανταποκριθούν στα σεισμικά φορτία.

1.2 Αντικείμενο Διπλωματικής Εργασίας

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου του Εθνικού Θεάτρου Ρεξ, με χρήση ελαστικών μεθόδων ανάλυσης, καθώς και η μελέτη των απαραίτητων ενισχύσεων, ώστε η κατασκευή να πληροί τις σύγχρονες

αντισεισμικές διατάξεις. Το κτίριο, το οποίο κατασκευάστηκε το 1937, αποτελεί σημαντικό δείγμα της πολιτιστικής κληρονομιάς και είναι διατηρητέο, κάτι που καθιστά ιδιαίτερα σημαντική την εξισορρόπηση ανάμεσα στην προστασία της αρχιτεκτονικής του ταυτότητας και στη βελτίωση της δομικής του ασφάλειας. Η απουσία αντισεισμικών κανονισμών κατά την εποχή της κατασκευής του δημιουργεί την ανάγκη για προσεκτική αποτίμηση της σεισμικής του επάρκειας, σύμφωνα με τα σημερινά πρότυπα.

Στην εργασία αυτή, γίνεται χρήση των διατάξεων του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) και του Ευρωκώδικα 8, που αποτελούν τα βασικά κανονιστικά πλαίσια για την αντισεισμική αποτίμηση και ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Στο πλαίσιο αυτό, πραγματοποιείται ανάλυση της υπάρχουσας κατάστασης του πολυώροφου κτιρίου, με στόχο να εντοπιστούν οι τρωτότητες και οι τυχόν ανεπάρκειες στη σεισμική του συμπεριφορά. Η διαδικασία της αποτίμησης περιλαμβάνει την προσομοίωση της κατασκευής μέσω του λογισμικού ETABS, όπου δημιουργήθηκε ένα χωρικό προσομοίωμα που αποτυπώνει με ακρίβεια τη γεωμετρία και τα υλικά της κατασκευής.

Η φασματική μέθοδος απόκρισης, με τη χρήση του καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , επιλέχθηκε ως μέθοδος ανάλυσης, καθώς παρέχει τη δυνατότητα να ληφθεί υπόψη η μη γραμμική συμπεριφορά του κτιρίου υπό σεισμική φόρτιση με βάση τον συντελεστή q . Η φασματική ανάλυση επιτρέπει τον υπολογισμό των αποκρίσεων της κατασκευής με τη χρήση φασμάτων απόκρισης, που αντιπροσωπεύουν τα αναμενόμενα σεισμικά φορτία. Αφού πραγματοποιήθηκε η αποτίμηση, τα αποτελέσματα κατέδειξαν ορισμένες ανεπάρκειες του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τις απαιτήσεις των σύγχρονων κανονισμών.

Για την αντιμετώπιση αυτών των ανεπαρειών, μελετήθηκαν συγκεκριμένες προτάσεις ενίσχυσης, οι οποίες έχουν ως στόχο την αύξηση της φέρουσας ικανότητας και της σεισμικής αντοχής της κατασκευής. Οι μέθοδοι ενίσχυσης που εξετάστηκαν περιλαμβάνουν την προσθήκη νέων δομικών στοιχείων, την ενίσχυση υφιστάμενων δομικών στοιχείων και τη χρήση σύνθετων υλικών, ανάλογα με τις ανάγκες που προέκυψαν από τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Στόχος των ενισχύσεων είναι η συμμόρφωση της κατασκευής με τις απαιτήσεις των κανονισμών, εξασφαλίζοντας τη μακροχρόνια ανθεκτικότητά της σε μελλοντικούς σεισμούς, χωρίς να αλλοιώνεται η αρχιτεκτονική της φυσιογνωμία.

Κεφάλαιο 2 Περιγραφή και Προσομοίωση Ιστορικού Κτιρίου

2.1 Ιστορική Αναδρομή Θεάτρου Ρεξ

Η αρχική στατική μελέτη του Εθνικού Θεάτρου Ρεξ πραγματοποιήθηκε το 1935, δηλαδή προτού εκδοθεί ο πρώτος αντισεισμικός κανονισμός στην Ελλάδα (1959). Η ανέγερση του κτιρίου ολοκληρώθηκε το 1937 από τους αρχιτέκτονες Βασίλειο Κασσάνδρα και Λεωνίδα Μπόνη. Το Ρεξ αποτέλεσε ένα από τα πιο εμβληματικά δείγματα της αρχιτεκτονικής Art Déco στην Ελλάδα και οι εφημερίδες της εποχής το συνέκριναν με το «Ροκεφέλλερ Σίτυ» της Νέας Υόρκης. Η κεντρική του πρόσοψη και τα εσωτερικά του στοιχεία, με τις χαρακτηριστικές γεωμετρικές μορφές και τα εκλεπτυσμένα υλικά, το κατέστησαν σύμβολο της μοντέρνας αρχιτεκτονικής στη χώρα.

Το κτίριο κατασκευάστηκε κατόπιν παραγγελίας των αδελφών Σικιαρίδη, που στόχευαν να δημιουργήσουν έναν πολυχώρο ψυχαγωγίας. Το υπόγειο του κτιρίου σχεδιάστηκε αρχικά ως αίθουσα χορού, αλλά τελικά φιλοξένησε τον κινηματογράφο «Σινεάκ», έναν χώρο με 700 θέσεις, ο οποίος έγινε ιδιαίτερα δημοφιλής στους Αθηναίους. Στο ισόγειο, λειτουργούσε ο πολυτελής κινηματογράφος «Rex», ο οποίος θεωρείτο ο καλύτερος και ο πλέον υπερσύγχρονος κινηματογράφος της Ευρώπης, σύμφωνα με τις εφημερίδες της εποχής. Με 2000 θέσεις, ευρύχωρους διαδρόμους, τεχνολογικά προηγμένα συστήματα προβολής, φωτισμού και εξαερισμού, καθώς και εξαιρετική ακουστική, το «Rex» αποτελούσε πρότυπο ψυχαγωγίας και άνεσης.

Ακριβώς πάνω από τον κινηματογράφο, βρισκόταν το ιστορικό θέατρο της Μαρίκας Κοτοπούλη, ένα από τα σημαντικότερα θέατρα της Αθήνας. Το θέατρο διέθετε πλατεία με 626 θέσεις και περιμετρικό αμφιθεατρικό εξώστη με 222 θέσεις, 15 θεωρεία και υπερώο 276 θέσεων, προσφέροντας μια εξαιρετική εμπειρία θέασης για το κοινό. Η σκηνή του θεάτρου, με διαστάσεις 18,90 x 12,85 μέτρα, ήταν η μεγαλύτερη της Αθήνας για πολλές δεκαετίες και αποτέλεσε χώρο φιλοξενίας σημαντικών θεατρικών παραστάσεων. Μαζί με τους ευρύχωρους χώρους αναμονής και τα πολυτελή μπαρ, το «Rex» υπήρξε ένα πραγματικό στολίδι της αθηναϊκής πολιτιστικής σκηνής, προσφέροντας μια μοναδική εμπειρία τόσο στον κινηματογράφο όσο και στο θέατρο. Η επιβλητική του παρουσία και η προσεγμένη

αρχιτεκτονική του το κατέστησαν έναν από τους πιο εμβληματικούς πολυχώρους ψυχαγωγίας της πρωτεύουσας, αντανakλώντας την ακμή της ελληνικής αρχιτεκτονικής και τον πολιτιστικό πλούτο της εποχής.

Ωστόσο, το 1982 ξέσπασε μεγάλη πυρκαγιά στο κτίριο, καταστρέφοντας μεγάλο τμήμα του. Η καταστροφή αυτή επέφερε σοβαρές ζημιές κυρίως στο εσωτερικό του θεάτρου και οδήγησε σε σημαντικές επεμβάσεις τα επόμενα χρόνια. Το 1983, το Ρεξ χαρακτηρίστηκε διατηρητέο από το Υπουργείο Πολιτισμού, γεγονός που σηματοδότησε την αρχή της διαδικασίας αποκατάστασης και διατήρησης του κτιρίου, με στόχο την προστασία της αρχιτεκτονικής του ταυτότητας και της ιστορικής του αξίας. Η αποκατάσταση του κτιρίου προσπάθησε να επαναφέρει την αρχική λάμψη του, ενώ η θεατρική του σκηνή συνέχισε να αποτελεί έναν σημαντικό πολιτιστικό πυλώνα της Αθήνας.

Θεωρείται ευτύχημα το γεγονός ότι το Ρεξ δεν υπέστη σημαντικές ζημιές μετά τον καταστροφικό σεισμό της Αθήνας το 1999. Παρά το γεγονός ότι ο σεισμός προκάλεσε σοβαρές καταστροφές σε πολλές κτιριακές υποδομές της πόλης, το ιστορικό θέατρο Ρεξ διατηρήθηκε σχεδόν ανέπαφο. Η ανθεκτικότητα του κτιρίου σε μια τόσο ισχυρή σεισμική δόνηση αποτελεί απόδειξη της στιβαρής κατασκευής του και της υψηλής ποιότητας των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν.

Το Ρεξ δεν είναι μόνο ένα αρχιτεκτονικό ορόσημο της Art Déco στην Ελλάδα, αλλά και ένα κτίριο που αντικατοπτρίζει τις κοινωνικές και πολιτιστικές εξελίξεις της εποχής του. Η σημασία του για την πόλη της Αθήνας καθιστά την προστασία και την ενίσχυσή του έναν απαραίτητο στόχο για τη διασφάλιση της συνέχειάς του ως κεντρικό πολιτιστικό χώρο της πρωτεύουσας. Σήμερα, το Ρεξ εξακολουθεί να αποτελεί χώρο πολιτιστικής δραστηριότητας, φιλοξενώντας θεατρικές παραστάσεις και άλλες πολιτιστικές εκδηλώσεις, ενώ διατηρεί τη γοητεία και την ιστορική του αξία, παρά τις μεταγενέστερες τροποποιήσεις και τις φυσικές καταστροφές που έχει υποστεί.



Εικόνα 2.1: Ιστορικό κτίριο Ρεξ στην οδό Πανεπιστημίου 48

2.2 Περιγραφή Υφιστάμενης Κατασκευής

Η υπό μελέτη υφιστάμενη κατασκευή είναι ένα πολυώροφο κτίριο οπλισμένου σκυροδέματος. Πιο συγκεκριμένα, αποτελείται από 10 στάθμες και πρόκειται για το Εθνικό Θέατρο Ρεξ που βρίσκεται στην οδό Πανεπιστημίου 48, στην Αθήνα. Το θέατρο Ρεξ έχει δύο κύριους ορόφους για πλατείες των θεάτρων. Μεταξύ αυτών υπάρχουν ημιώροφοι που βρίσκονται τα διαζώματα και τα θεωρεία. Ακόμη, έχει δύο υπόγειες στάθμες, όπου υπάρχει ένα θέατρο καθώς και οι Η/Μ εγκαταστάσεις. Ο φέρων οργανισμός του δομήματος αποτελείται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος και αναπτύσσεται με κύρια πλαίσια δύο επιπέδων. Τα υφιστάμενα υλικά του κτιρίου είναι σκυρόδεμα κατηγορίας B225 (δηλαδή C16/20) και χάλυβας κατηγορίας StI (δηλαδή S220).

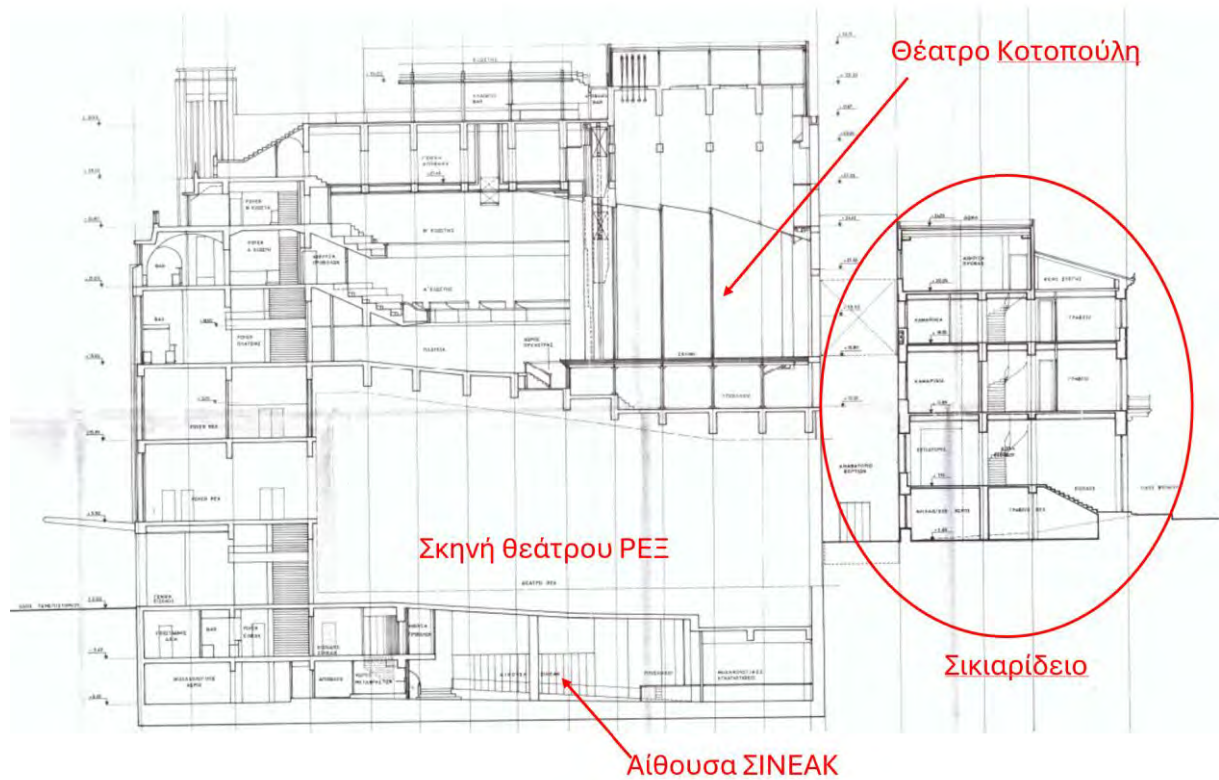
2.2.1 Γεωμετρία Κατασκευής

Το διατηρητέο κτίριο αποτελείται από δέκα ορόφους με διαφορετικό υψόμετρο ο καθένας, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1.

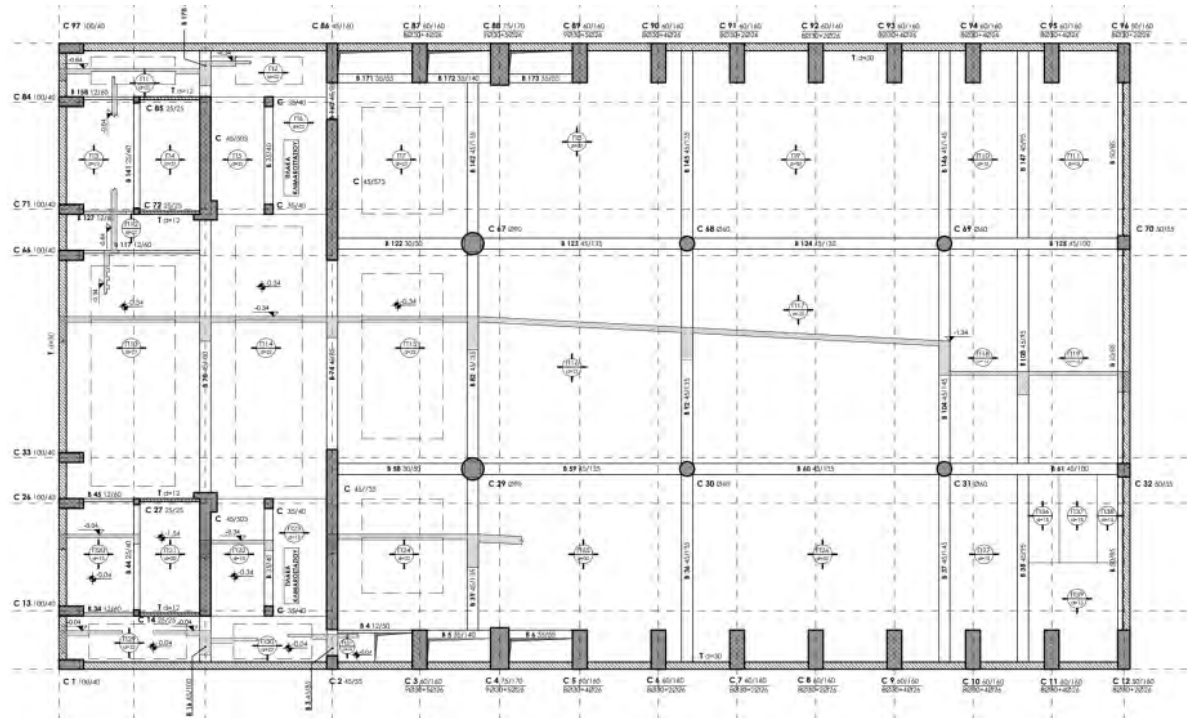
Πίνακας 2.1: Δεδομένα ορόφων

Όροφος	Ύψος ορόφου (m)	Στάθμη (m)
10 ^{ος}	2,20	33,50
9 ^{ος}	3,95	31,30
8 ^{ος}	2,60	27,35
7 ^{ος}	3,90	24,75
6 ^{ος}	2,70	20,85
5 ^{ος}	2,45	18,15
4 ^{ος}	5,40	15,70
3 ^{ος}	5,10	10,30
2 ^{ος}	4,86	5,20
1 ^{ος}	6,34	0,34
Βάση		-6,00

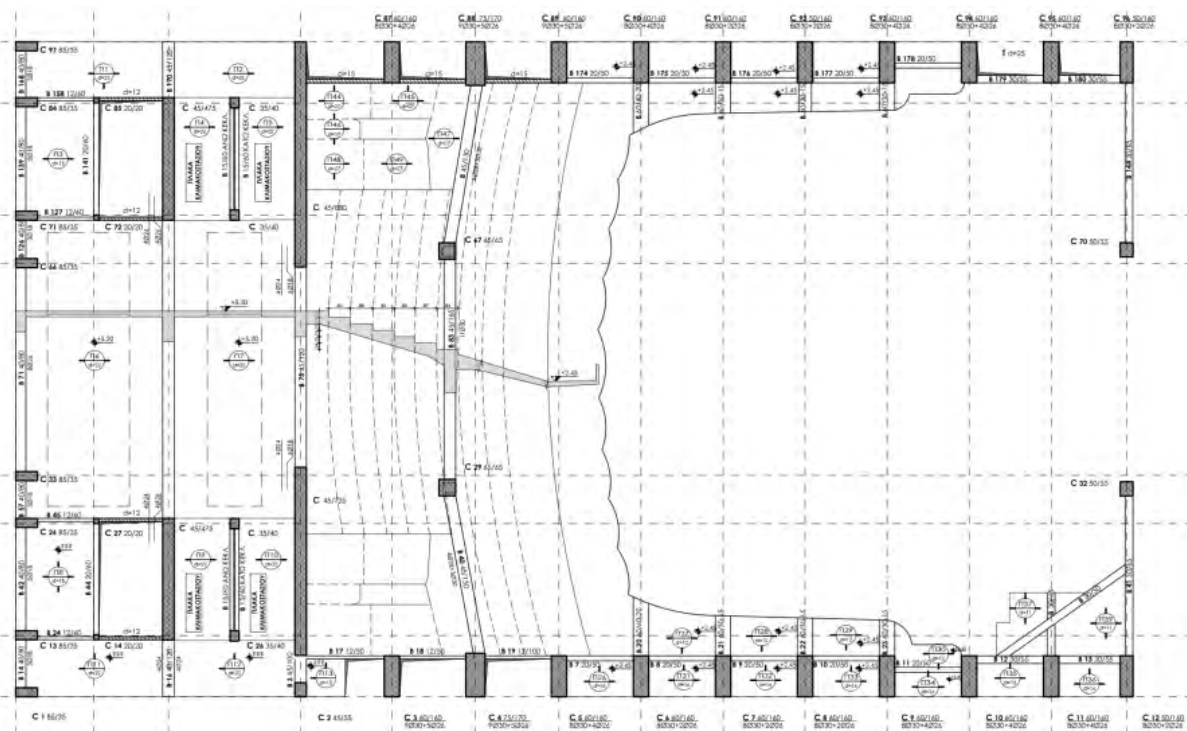
Στην Εικόνα 2.2 παρατίθεται μια τομή κατά μήκος του κτιρίου και στις Εικόνα 2.3 Εικόνα 2.4 Εικόνα 2.5 παρουσιάζονται ενδεικτικά οι ξυλότυποι του 1^{ου} ορόφου, του 2^{ου} και του 4^{ου} αντίστοιχα. Στην Εικόνα 2.6 παρουσιάζεται η γεωμετρία του φορέα, όπως αυτή σχεδιάστηκε στο περιβάλλον του λογισμικού ETABS.



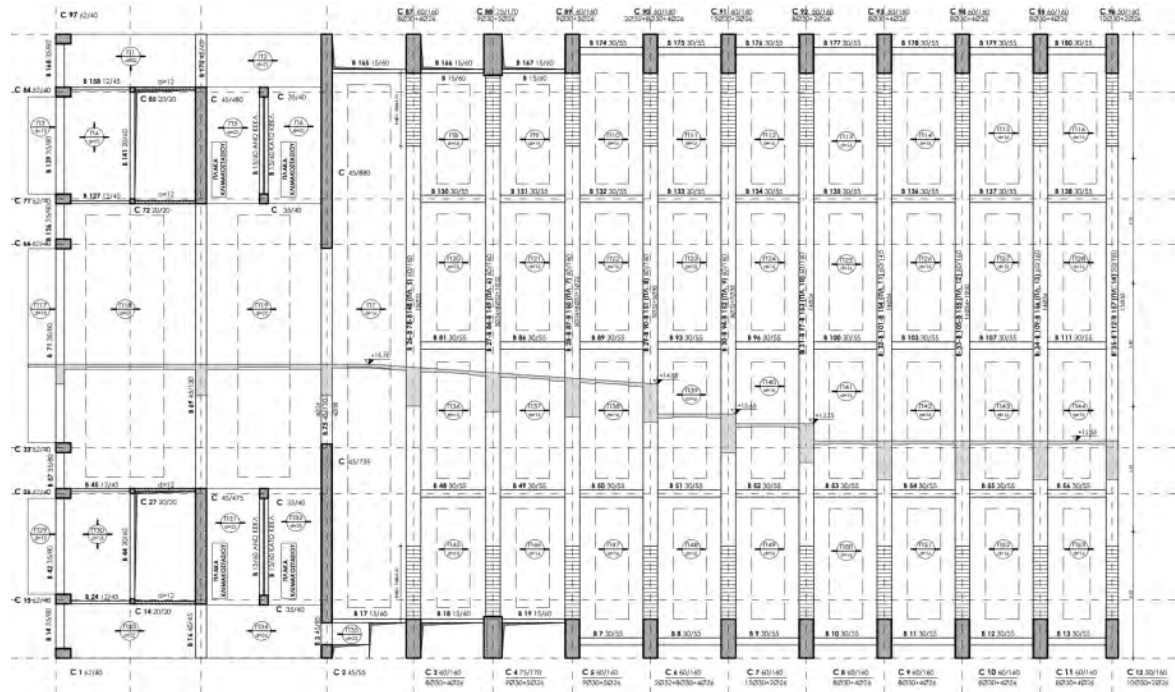
Εικόνα 2.2: Τομή κατά μήκος

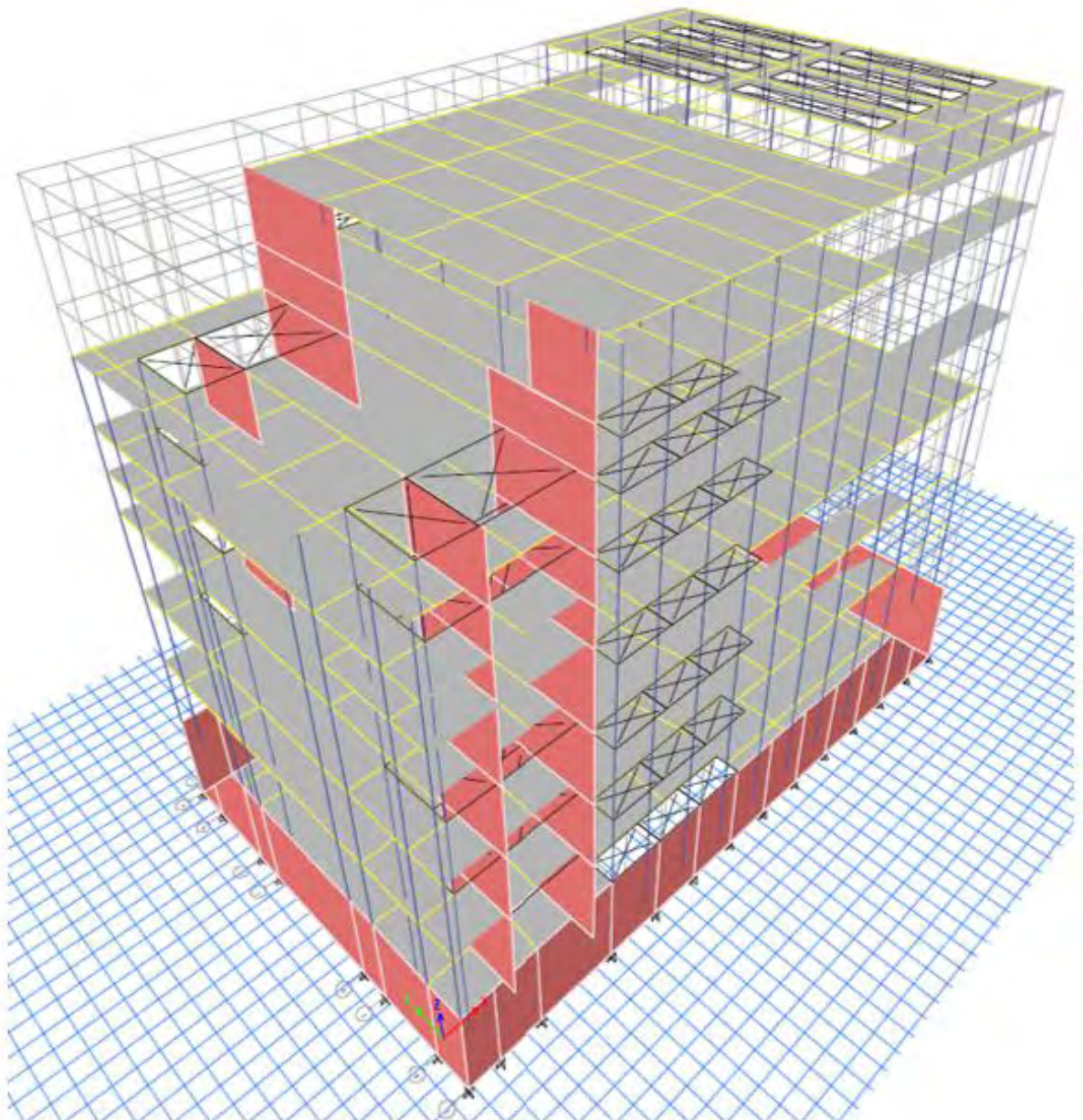


Εικόνα 2.3: Ξυλότυπος 1^{ου} ορόφου



Εικόνα 2.4: Ξυλότυπος 2^{ου} ορόφου

Εικόνα 2.5: Ξυλότυπος 4^{ου} ορόφου



Εικόνα 2.6: Γεωμετρία της κατασκευής μέσω του σχεδιαστικού περιβάλλοντος του ETABS

2.2.2 Αυτοψία – Εργαστηριακή Διερεύνηση

Τον Οκτώβριο του 2023 πραγματοποιήθηκε αυτοψία από τους μηχανικούς Ι. Καλογερή και Κ. Λουράντο στα πλαίσια ενός προσεισμικού ελέγχου του κτιρίου λόγω της παλαιότητας, αλλά και της σπουδαιότητας του. Κατά την αυτοψία διαπιστώθηκε ότι γενικά δεν υπάρχουν σημεία με εκτεταμένες βλάβες ή διαβρώσεις. Ωστόσο, παρατηρήθηκαν

τοπικές βλάβες στην περιοχή της οροφής του κτιρίου όπου εμφανίζονται σημαντικές διαβρώσεις και αποκόλληση επικαλύψεων στις πλάκες λόγω της έντονης παρουσίας υγρασίας από το υπερκείμενο δώμα. Παρατηρήθηκε επίσης έντονη ρηγμάτωση του σκυροδέματος σε ένα βοηθητικό κλιμακοστάσιο.

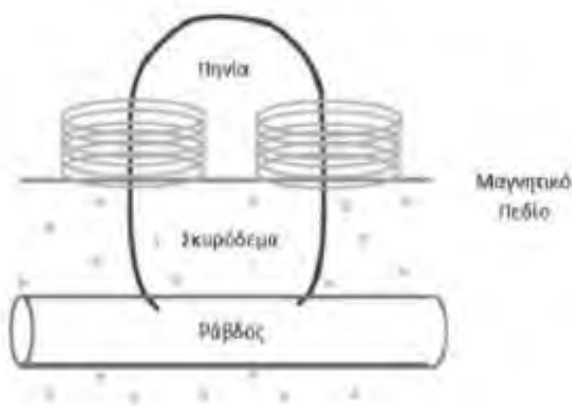
Στα πλαίσια της εν λόγω αυτοψίας διαπιστώθηκε και η ορθότητα των παλαιότερων σχεδίων που αφορούσαν στη γεωμετρία του φορέα. Ωστόσο, βρέθηκαν σημαντικές ελλείψεις, όπως για παράδειγμα η πλήρης απουσία σχεδίου θεμελίωσης (γεωμετρία και οπλισμοί), καθώς επίσης και ελλείψεις στην αναφορά οπλισμών στους παραπάνω ορόφους.

Για τις ανάγκες του προσεισμικού ελέγχου πραγματοποιήθηκε μικρής κλίμακας εργαστηριακή διερεύνηση για τον έλεγχο της ποιότητας των υλικών, τον βαθμό διάβρωσης του χάλυβα και τον βαθμό ενανθράκωσης της σκυροδέματος. Στη συνέχεια του κεφαλαίου παρατίθενται οι εργαστηριακοί έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν και τα αποτελέσματα αυτών, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν και στην παρούσα εργασία.

▪ Αποτύπωση Οπλισμών - Μαγνητική Μέθοδος

Σε κατασκευές σκυροδέματος πραγματοποιείται διερεύνηση οπλισμού, όπως καταγραφή θέσης, διαμέτρου και επικάλυψης των χαλύβδινων ράβδων μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, μέσω εξοπλισμού ηλεκτρομαγνητικών διατάξεων, με βάση το πρότυπο BS 1881:204 'Recommendation on the use of electromagnetic covermeters'.

Η αρχή λειτουργίας στηρίζεται σε τεχνολογία παραγωγής παλμών ηλεκτρομαγνητικής επαγωγής από πηνία που φορτίζονται περιοδικά από παλλόμενο ρεύμα που δημιουργεί το μαγνητικό πεδίο. Έπειτα, στην επιφάνεια ενός ηλεκτρικά αγώγιμου υλικού που είναι στην σφαίρα επιρροής του μαγνητικού πεδίου, παράγονται δινορεύματα που δημιουργούν ένα μαγνητικό πεδίο, κάθετο προς αυτό και αντίθετο προς την αρχική κατεύθυνση. Μέσω της διαφοροποίησης της ηλεκτρικής τάσης παρουσιάζονται δεδομένα που με τους απαραίτητους αλγόριθμους είναι ικανά για τον προσδιορισμό των μεταλλικών ράβδων.



Εικόνα 2.7: Αρχή λειτουργίας μαγνητογράφου

Το όργανο μέτρησης Proceq Profometer 650 AI μέσα από διαφορετικές διατάξεις πηνίου, δημιουργεί μαγνητικά πεδία και σε συνδυασμό με την προηγμένη επεξεργασία σήματος προσδιορίζει τον οπλισμό και αποτυπώνει μετρήσεις, δηλαδή την διάμετρο και την επικάλυψη. Αξίζει να αναφερθεί ότι ο συγκεκριμένος εξοπλισμός προορίζεται μόνο για αποτυπώσεις συμβατικού χαλύβδινου οπλισμού τοποθετημένου με σύρμα. Σε περίπτωση αποτύπωσης ηλεκτροσυγκολλημένων δομικών πλεγμάτων απαιτείται ειδική ρύθμιση του εξοπλισμού. Όσον αφορά τα τεχνικά χαρακτηριστικά του, το εύρος μέτρησης του είναι 0 – 180 mm, η εκτίμηση διαμέτρου οπλισμού είναι 63 mm και το μέγιστο πάχος επικάλυψης είναι ± 1 ονομαστική διάμετρος ράβδου.



Εικόνα 2.8: Όργανο μέτρησης

▪ Εκτίμηση Αντοχής Σκυροδέματος - Πυρηνοληψίες

Όσον αφορά την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος, κρίνεται απαραίτητη η διερεύνηση των δομικών υλικών, με βάση τις διατάξεις που ορίζει ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.).

Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος χρήζει ο προσδιορισμός της καμπύλης συσχέτισεως, η οποία προκύπτει μέσα από την πυρηνοληψία, που πρόκειται για άμεση καταστροφική μέθοδο. Επιπλέον, τα στοιχεία που λήφθηκαν προέκυψαν από τον συνδυασμό έμμεσων μη - καταστροφικών μεθόδων ελέγχου, όπως είναι η κρουσιμέτρηση, η υπερηχογράφιση και η εξόλκευση ήλου, καθώς και δεδομένων από την λήψη πυρήνων.

Στόχος της μεθόδου αυτής είναι η δυνατότητα αξιολόγησης σε περισσότερα σημεία της κατασκευής με όσο τον δυνατόν λιγότερες βλάβες σε σχέση με τις άμεσες και καταστροφικές λήψεις πυρήνων.

Για τα κατακόρυφα αλλά και τα οριζόντια δομικά στοιχεία ορίζεται η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ.) μέσω των απαιτήσεων του Κανονισμού Επεμβάσεων, προκειμένου να εκτιμηθεί ο απαραίτητος αριθμός μη - καταστροφικών δοκιμών.

Για την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας μιας κατασκευής, η κατηγορία αντοχής του διαστρωμένου σκυροδέματος την ημέρα που πραγματοποιείται ο έλεγχος προκύπτει από τον έλεγχο με πυρήνες. Αξίζει να αναφερθεί ότι η αντοχή των πυρήνων δεν συσχετίζεται

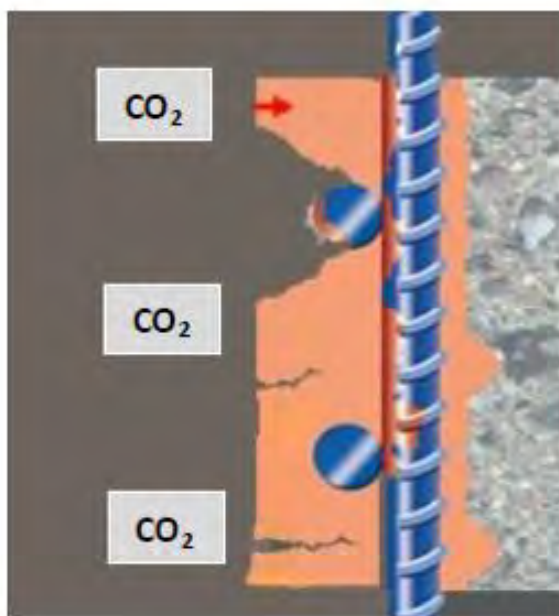
με την συμβατική αντοχή και συνεπώς από την κατηγορία αντοχής που προκύπτει με τον έλεγχο των πυρήνων δεν διαπιστώνεται η κατηγορία αντοχής στην οποία ανήκε το νωπό σκυρόδεμα την ημέρα της διάστρωσής του στο σύνολο της κατασκευής.

Με βάση τον ΚΑΝ.ΕΠΕ., για κτίρια με περισσότερους από δύο ορόφους το ελάχιστο απαιτούμενο πλήθος πυρήνων είναι $n = 3$ ανά δύο ορόφους από ομοειδή δομικά στοιχεία και τουλάχιστον οι 3 πυρήνες να είναι στον κρίσιμο όροφο. Ειδικότερα, για το Θέατρο Ρεξ επιλέχθηκαν εννέα πυρήνες, $n = 9$, όπως παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α.

▪ Ενανθράκωση

Κατά την διαδικασία της σκυροδέτησης, στην επιφάνεια του χαλύβδινου οπλισμού παράγεται μηχανισμός συνάφειας απαραίτητος για την ανθεκτικότητα και μονολιθικότητα της κατασκευής.

Λόγω της αυξημένης αλκαλικότητας (pH) του τσιμέντου προκύπτει και αυξημένη αλκαλικότητα σκυροδέματος που σταδιακά φθείρεται από έξω προς τα μέσα στο δομικό στοιχείο, το λεγόμενο φαινόμενο ενανθράκωσης, όπου ελαττώνεται το pH του νερού του πορώδους, λόγω της επίδρασης περιορισμού της διαλυτότητας του υδροξειδίου του ασβεστίου. Αναλυτικότερα, το φαινόμενο της ενανθράκωσης είναι μία χημική αντίδραση, που τα οξείδια του ασβεστίου με το ατμοσφαιρικό διοξείδιο του άνθρακα και την υγρασία μετατρέπονται σε ανθρακικό ασβέστιο. Η προοδευτική αποπαθητικοποίηση του χάλυβα έχει σαν αποτέλεσμα την εκκίνηση και εξέλιξη της ηλεκτροχημικής αντίδρασης της ομοιόμορφης διάβρωσης. Συνεπώς, δημιουργούνται ρωγμές, απολεπίσεις και αποφλοιώσεις της επικάλυψης του σκυροδέματος, λόγω των προϊόντων της οξείδωσης, με επακόλουθο την ελάττωση της διαμέτρου του οπλισμού και την απώλεια του μηχανισμού συνάφειας.



Εικόνα 2.9: Τομή ενανθρακωμένου σκυροδέματος

Για την αποτίμηση του βαθμού «γήρανσης» του σκυροδέματος, άρα και της εναπομένουσας προστασίας, προσδιορίζεται το βάθος του ενανθρακωμένου σκυροδέματος το οποίο συγκρίνεται με το πάχος της επικάλυψης σκυροδέματος. Συγκεκριμένα, για την εκτίμηση του βάθους ενανθρακωμένου σκυροδέματος έγιναν δοκιμές με χρήση ψεκασμού χρωματικού δείκτη διαλύματος φαινολαφθαλείνης, με βάση το Ευρωπαϊκό Πρότυπο: EN 14630: “Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method.”

Γενικώς, παρατηρήθηκε πως στο μεγαλύτερο μέρος των μετρήσεων, το βάθος του ενανθρακωμένου σκυροδέματος υπερβαίνει το κατασκευαστικό βάθος επικάλυψης.

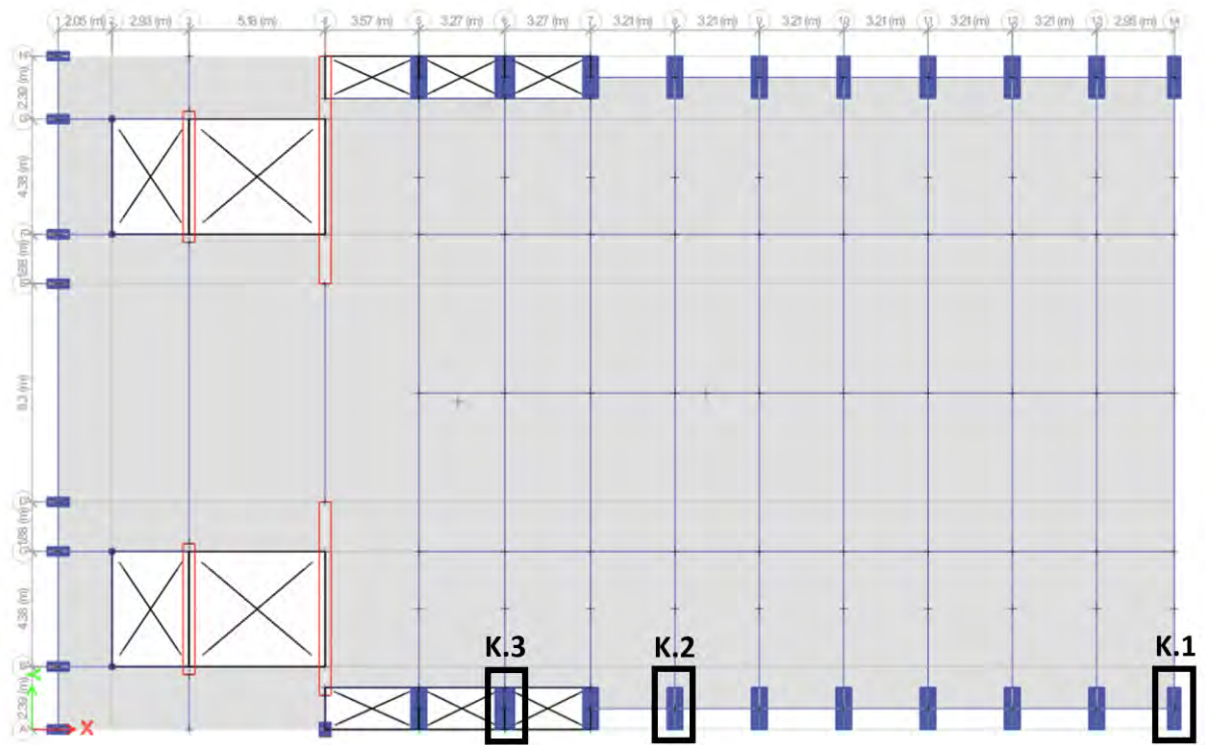
2.2.3 Περιγραφή Διατομών

Η κατασκευή του κτιρίου αποτελείται από τα βασικά δομικά μέλη, τα οποία κατηγοριοποιούνται σε υποστυλώματα, δοκούς και τοιχώματα. Οι διαστάσεις των διατομών αυτών των μελών προέκυψαν από τα διαθέσιμα σχέδια αποτύπωσης του κτιρίου, τα οποία επιβεβαιώθηκαν μέσω επιτόπιας αυτοψίας για να διασφαλιστεί η ακρίβειά τους. Κατά τη

διάρκεια της διαδικασίας αυτής, διαπιστώθηκαν ορισμένες ελλείψεις στις λεπτομέρειες όπλισης των μελών.

Για να αντιμετωπιστούν αυτές οι ελλείψεις, πραγματοποιήθηκε η προαναφερθείσα εργαστηριακή διερεύνηση με τη χρήση μαγνητογραφιών σε χαρακτηριστικά μέλη του φέροντος οργανισμού. Αυτή η μέθοδος προσέφερε σημαντικές πληροφορίες σχετικά με τη δομή του οπλισμού σε διάφορα τμήματα του κτιρίου. Παρόλο που δεν υπήρχε δυνατότητα να εξακριβωθεί με ακρίβεια ο οπλισμός κάθε δομικού μέλους, έγιναν ορισμένες εύλογες παραδοχές για τα μέλη στα οποία δεν υπήρχε επαρκής πληροφόρηση. Αυτές οι παραδοχές βασίστηκαν στην ομοιότητα των μελών με άλλα που είχαν ελεγχθεί, καθώς και σε λεπτομέρειες οπλισμού από υπερκείμενους ή υποκείμενους ορόφους, όπου υπήρχαν περισσότερα στοιχεία.

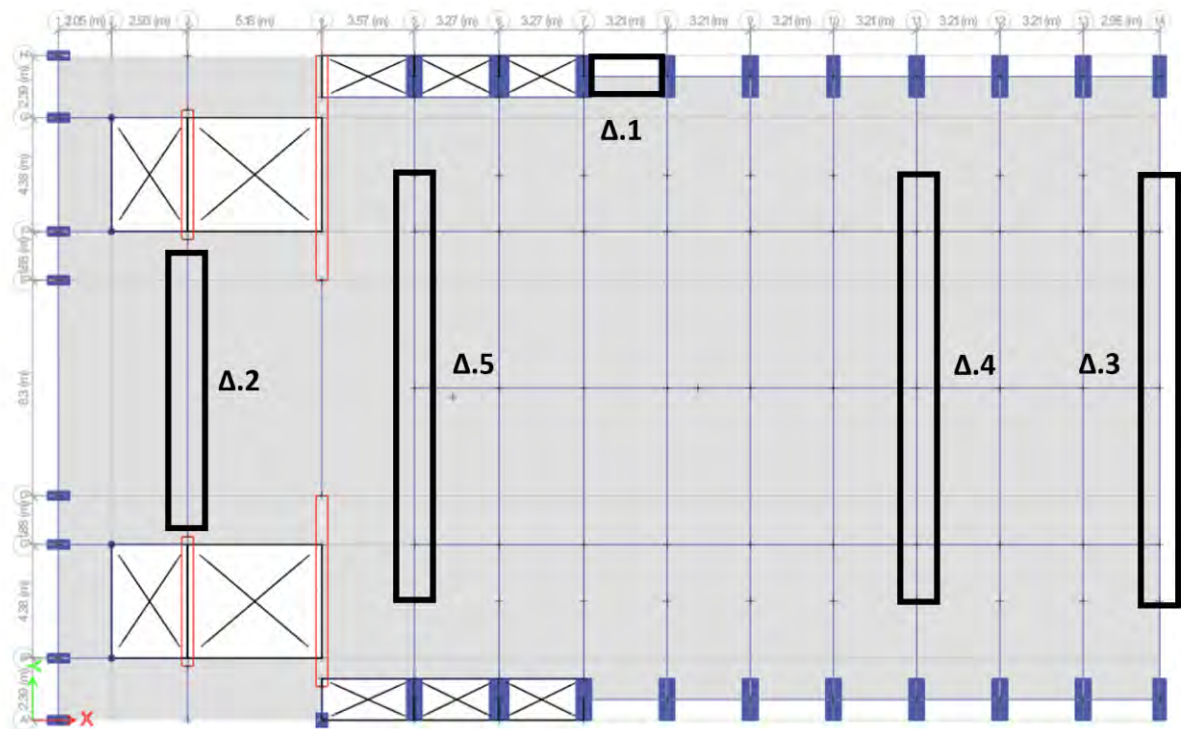
Για λόγους οικονομίας της διπλωματικής παρατίθενται ορισμένα ενδεικτικά στοιχεία, όπου έγινε επιλογή του 4^{ου} ορόφου, καθώς πρόκειται για πλήρη όροφο, με σκοπό να επισημανθούν οι κύριες διατομές του υπό μελέτη κτιρίου. Παρακάτω παρουσιάζεται η κάτοψη του ορόφου, στην οποία σημειώνονται τα κύρια στοιχεία και ακολουθεί επεξήγηση αυτών μέσα από Πίνακα.



Εικόνα 2.10: Κύρια υποστυλώματα

Πίνακας 2.2: Διαστάσεις και οπλισμός κύριων υποστυλωμάτων

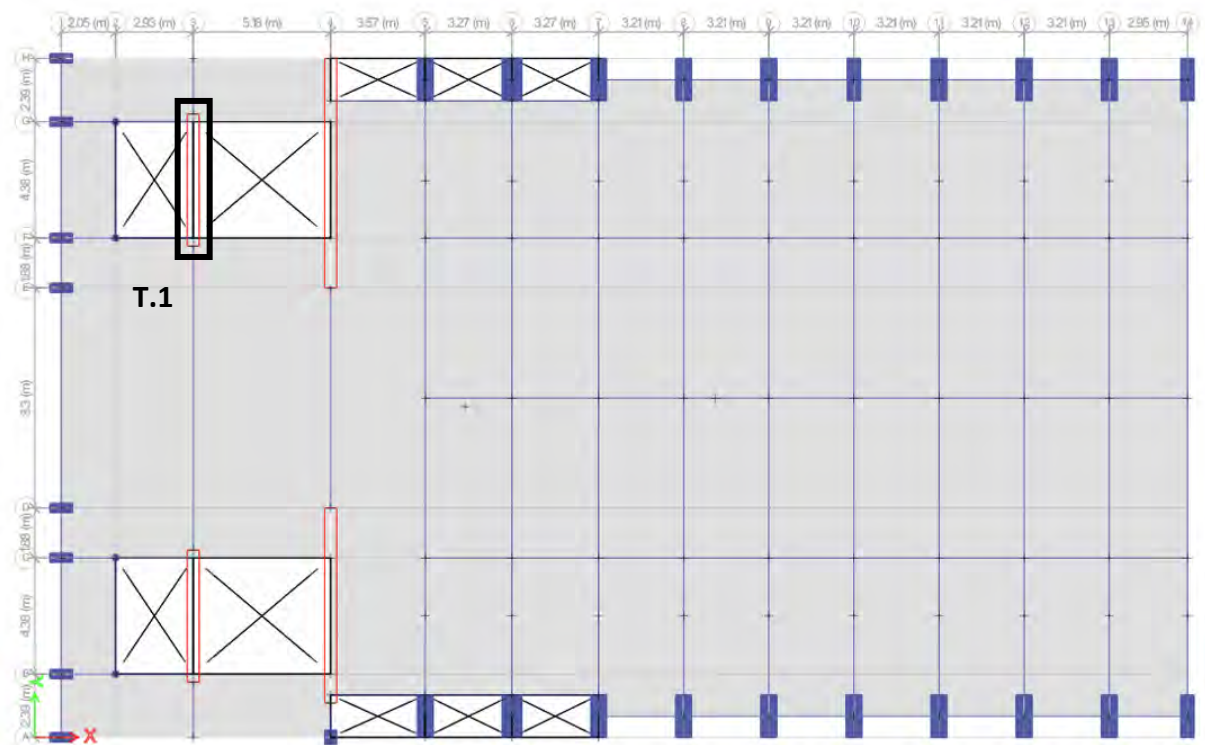
Υποστυλώματα				
A/A	Δομικό Στοιχείο	Διαστάσεις (cm)	Οπλισμός	Επικάλυψη (mm)
1	K.1	50x160	12Φ30 + 2Φ26	15
2	K.2	60x160	12Φ30 + 2Φ26	15
3	K.3	75x170	12Φ30 + 2Φ26	15



Εικόνα 2.11: Κύριες δοκοί

Πίνακας 2.3: Διαστάσεις και οπλισμός κύριων δοκών

Δοκοί				
A/A	Δομικό Στοιχείο	Διαστάσεις (cm)	Οπλισμός	Επικάλυψη (mm)
1	Δ.1	30x55	4Φ14	30
2	Δ.2	45x130	4Φ24 + 4Φ18	30
3	Δ.3	50x160	15Φ34 + 2Φ16	30
4	Δ.4	60x145	15Φ34 + 2Φ16	30
5	Δ.5	60x160	15Φ34 + 2Φ16	30



Εικόνα 2.12: Κύρια τοιχώματα

Πίνακας 2.4: Κύρια τοιχώματα

Τοιχώματα		
A/A	Δομικό Στοιχείο	Διαστάσεις (cm)
1	T.1	45

2.2.4 Υφιστάμενα Υλικά

Ο φέρων οργανισμός του υπό μελέτη κτιρίου αποτελείται από στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος. Αφορά, τις ιδιότητες του σκυροδέματος, από τα αποτελέσματα των εργαστηριακών μετρήσεων προσδιορισμού της θλιπτικής αντοχής, προέκυψε η μέση τιμή $f_{cm} = 16 \text{ MPa}$, με τυπική απόκλιση 3.20 MPa . Στην προσομοίωση στο ETABS λήφθηκε υπόψη ως χαρακτηριστική τιμή σκυροδέματος η μέση τιμή μείον μια τυπική απόκλιση, $f_{ck} = 13 \text{ MPa}$. Επίσης, θεωρήθηκε ειδικό βάρος $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ και μέτρο ελαστικότητας $E_{cm} = 29 \text{ GPa}$. Στην Εικόνα 2.13 φαίνεται ο τρόπος ορισμού του υλικού στο λογισμικό ETABS.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material C13. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
 - Material Name: C13
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: A red color swatch with a 'Change...' button.
 - Material Notes: A 'Modify/Show Notes...' button.
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density (selected) or Specify Mass Density.
 - Weight per Unit Volume: 24.9926 kN/m³
 - Mass per Unit Volume: 2548.538 kg/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 29000 MPa
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.00001 1/C
 - Shear Modulus, G: 12083.33 MPa
- Design Property Data:**
 - A button: 'Modify/Show Material Property Design Data...'
- Advanced Material Property Data:**
 - Buttons: 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'.
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:**
 - Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) (selected) or User Specified.

At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Εικόνα 2.13: Ορισμός υλικού C13 στο λογισμικό ETABS

Για τον οπλισμό, χρησιμοποιήθηκε λείος χάλυβας ποιότητας StI, με τάση διαρροής f_{yw} = 220 MPa και μέτρο ελαστικότητας E_s = 200 GPa. συνδυασμό με το έτος κατασκευής του.

2.2.5 Καθορισμός Φορτίσεων

Οι παραδοχές που πραγματοποιήθηκαν για τα φορτία του Θεάτρου Ρεξ, ήταν:

- Μόνιμα Φορτία
 - ο Ειδικό Βάρος: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
 - ο Φορτίο επικάλυψης δαπέδων: $g_{\text{επ}} = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Κινητά Φορτία
 - ο Κινητό φορτίο στέγης: $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$
 - ο Κινητό φορτίο δαπέδων: $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$

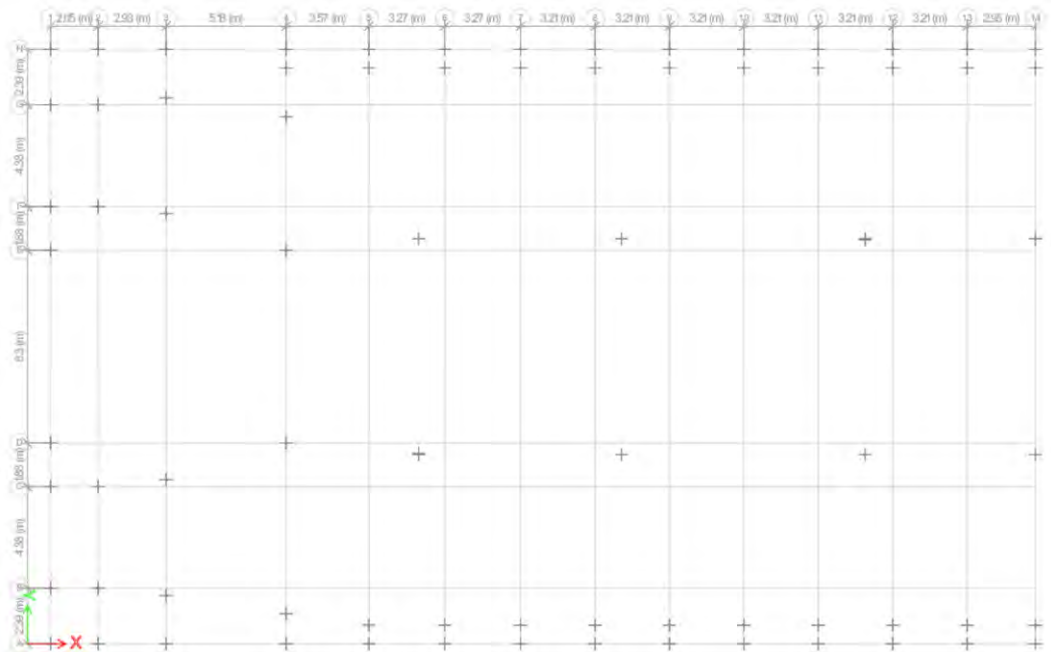
2.3 Προσομοίωση Κτιρίου

Το υφιστάμενο κτίριο αναλύθηκε με χρήση του λογισμικού ETABS με τριδιάστατη προσομοίωση, όπου για τις δοκούς και τα υποστυλώματα λήφθηκαν γραμμικά στοιχεία ενώ για τις πλάκες και τα τοιχώματα επιφανειακά στοιχεία κελυφών (shell-thin).

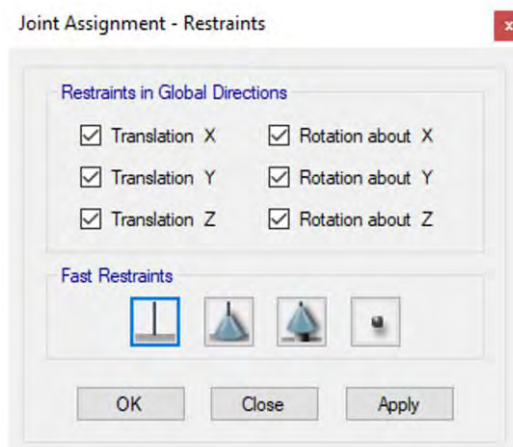
Αρχικά, ορίστηκε ο κάναβος της γεωμετρίας (Εικόνα 2.14) και τα ύψη των ορόφων του κτιρίου. Στη συνέχεια, ορίστηκαν οι ιδιότητες των υλικών καθώς και τα δομικά στοιχεία της κατασκευής, δηλαδή οι δοκοί, τα υποστυλώματα, οι πλάκες και τα τοιχώματα. Για τις διατομές των υποστυλωμάτων ορίστηκαν οι αντίστοιχοι οπλισμοί τους. Ακολούθησε η σχεδίαση των στοιχείων του κτιρίου αλλά και των ανοιγμάτων όπου απαιτούνταν. Για τα επιφανειακά στοιχεία του φορέα (πλάκες - τοιχώματα) πραγματοποιήθηκε μοντελοποίηση με χρήση δισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων κελύφους τύπου thin-shell. Σε κάθε όροφο του κτιρίου ορίστηκε ξεχωριστό διάφραγμα (semi-rigid diaphragm).

Σχετικά με την θεμελίωση της κατασκευής έγινε η παραδοχή πως τα υποστυλώματα συνδέονται με το έδαφος μέσω πακτώσεων, όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.14, καθώς υπήρχαν ελλιπείς πληροφορίες αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής. Το επόμενο βήμα ήταν η προσθήκη φορτίων στις πλάκες, όπου για τα μόνιμα φορτία επιλέχθηκε η τιμή 1 kN/m^2 και για τα κινητά φορτία 5 kN/m^2 .

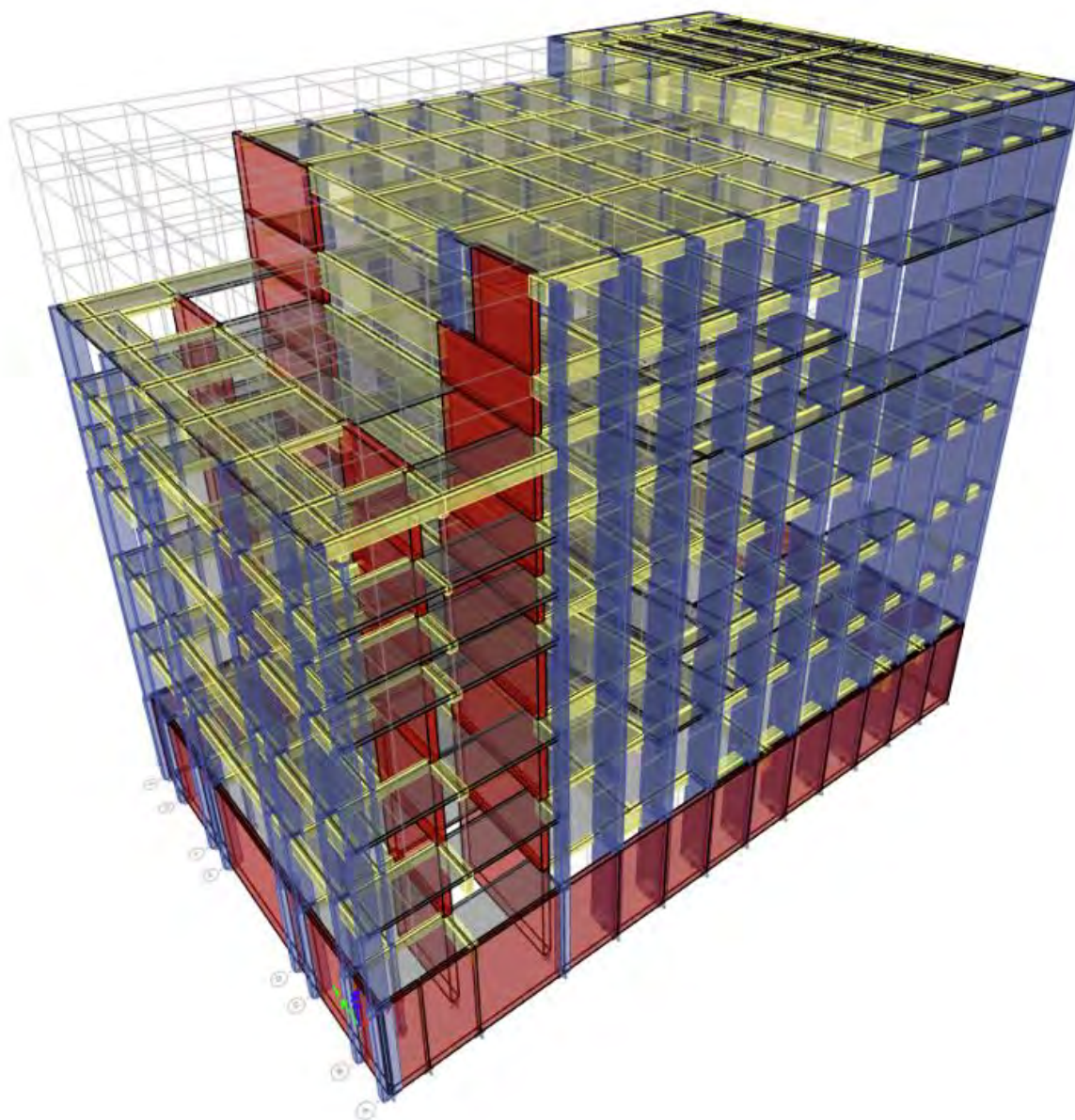
Το τελικό μοντέλο του κτιρίου παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.16.



Εικόνα 2.14: Σχεδιαστικός κίναβος



Εικόνα 2.15: Ορισμός στηρίξεως πάκτωσης στο ETABS



Εικόνα 2.16: Προσομοίωση της κατασκευής στο λογισμικό ETABS

Κεφάλαιο 3 Αποτίμηση Σεισμικής Συμπεριφοράς

3.1 Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (Σ.Α.Δ)

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παρ. 3.6.4.) ορίζονται τρεις στάθμες αξιοπιστίας δεδομένων: 1) Ανεκτή, 2) Ικανοποιητική και 3) Υψηλή. Τα κριτήρια καθορισμού τις Σ.Α.Δ. αφορούν στον επίπεδο γνώσης των υλικών (ΣΑΔ_Υ), της γεωμετρίας του φορέα (ΣΑΔ_Γ) και των κατασκευαστικών λεπτομερειών (ΣΑΔ_Λ). Επιπρόσθετα, το κριτήριο ως προς τη γεωμετρία χωρίζεται σε 2 υποκατηγορίες: ΣΑΔ_{Γ1} και ΣΑΔ_{Γ2}.

Πίνακας 3.1: Καθορισμός ΣΑΔ_Γ και ΣΑΔ_Λ κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

ΣΧΕΔΙΑ ΑΡΧΙΚΗΣ ΜΕΛΕΤΗΣ		ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΟΥ	ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	ΔΕΔΟΜΕΝΑ								
				ΣΑΔ _Γ (= η δυσμενέστερη μεταξύ των ΣΑΔ _{Γ1} & ΣΑΔ _{Γ2})						ΣΑΔ _Λ		
				ΕΙΔΟΣ ΚΑΙ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ή ΑΝΩΔΟΜΗΣ (ΣΑΔ _{Γ1})			ΠΑΧΗ, ΒΑΡΗ κ.λπ. ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ, ΕΠΕΝΔΥΣΕΩΝ κ.λπ. (ΣΑΔ _{Γ2})			ΔΙΑΤΑΞΗ ΚΑΙ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΕΣ ΟΠΛΙΣΗΣ		
				Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή	Ανεκτή	Ικανοποιητική	Υψηλή
✓		1	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει αποδοθέντα εφαρμοστεί χωρίς τροποποιήσεις	(1)		✓			✓			✓
✓		2	Δεδομένο που προέρχεται από σχέδιο της αρχικής μελέτης η οποία έχει εφαρμοστεί με λίγες τροποποιήσεις	(2)		✓			✓		✓	✓
✓		3	Δεδομένο που προέρχεται από αναφορά (π.χ. υπόμνημα σε σχέδιο της αρχικής μελέτης)	(3)	✓		✓			✓		
	✓	4	Δεδομένο που έχει διαπιστωθεί ή/και μετρηθεί ή/και αποτυπωθεί σκόπιμα	(4)		✓		✓	✓		✓	✓
	✓	5	Δεδομένο που έχει προσδιοριστεί με έμμεσον αλλά επαρκώς αξιόπιστον τρόπο	(5)	✓	✓	✓	✓		✓	✓	
	✓	6	Δεδομένο που έχει ελεγχθεί θεωρητικά κατά την κρίση Μηχανικού	(6)	✓	✓	✓	✓		✓	✓	

Με βάση τα υπάρχοντα σχέδια (ξυλοτύπους) της αρχικής μελέτης, την αυτοψία των μηχανικών Ι. Καλογερά και Κ. Λουράντου και τα επικαιροποιημένα σχέδια που συνέταξαν, καθώς και τους εργαστηριακούς ελέγχους, προκύπτουν τα εξής για κάθε ΣΑΔ:

- ΣΑΔ_{Γ1}: Δεν διαπιστώθηκαν αποκλίσεις στις διαστάσεις των μελών από τα σχέδια της αρχικής μελέτης και την κατασκευή, επομένως η ΣΑΔ_{Γ1} χαρακτηρίζεται ως «Υψηλή».

- ΣΑΔ_{Γ2}: Έπειτα από αυτοψία εξακριβώθηκαν τα πάχη και το υλικό των τοίχων και διαπιστώθηκε το πάχος των επιστρώσεων των πλακών, τα οποία δεν παρουσίαζαν σημαντικές αποκλίσεις από τους ξυλοτύπους και τα αρχιτεκτονικά σχέδια του κτιρίου. Επομένως, η ΣΑΔ_{Γ2} χαρακτηρίζεται ως «Ικανοποιητική».
Άρα, η ΣΑΔ_Γ χαρακτηρίζεται ως «Ικανοποιητική».
- ΣΑΔ_Λ: Στον ξυλότυπο της αρχικής μελέτης της κατασκευής αναγράφονται οπλισμοί για ορισμένα μόνο μέλη του φορέα. Με μεθόδους μαγνητογραφίας διαπιστώθηκε η διάμετρος και η ποσότητα αυτών, και ελήφθησαν πληροφορίες και για επιπλέον μέλη. Επομένως η ΣΑΔ_Λ χαρακτηρίζεται ως «Ικανοποιητική».
- ΣΑΔ_Υ: Έγιναν πυρηνοληψίες και λοιπές μη-καταστροφικές μετρήσεις σε ικανό πλήθος στοιχείων σε κάθε στάθμη, καθιστώντας την ΣΑΔ_Υ «Ικανοποιητική».

3.2 Επιλογή στάθμης επιτελεστικότητας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ορίζονται 3 στάθμες επιτελεστικότητας συναρτήσει του βαθμού βλάβης, ως εξής:

«Περιορισμένες βλάβες» (Α) : Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ήπιες ζημιές, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν υποστεί σημαντική διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι αμελητέες.

«Σημαντικές βλάβες» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές, αλλά επισκευάσιμες ζημιές, με τα δομικά στοιχεία να διατηρούν εναπομένονσα αντοχή και δυσκαμψία, ικανή να υποστηρίξει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μέτριας έκτασης. Ο φέρων οργανισμός είναι σε θέση να αντέξει μετασεισμούς μέτριας έντασης.

«Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σοβαρές και εκτεταμένες ζημιές, οι οποίες είναι κατά κύριο λόγο μη επισκευάσιμες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός διατηρεί την ικανότητα να υποστηρίξει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία κατά τη διάρκεια και για λίγο μετά τον

σεισμό, χωρίς ωστόσο να έχει ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και σε περίπτωση μετασεισμών μέτριας έντασης.

Στην Εικόνα 3.1 που ακολουθεί παρουσιάζεται η συσχέτιση της στάθμης επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού με την αντίστοιχη ανηγμένη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση.

$a_g / a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού		
	A «Περιορισμένες Βλάβες»	B «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
1.80	A0	B0	Γ0
1.30	A1 ⁺	B1 ⁺	Γ1 ⁺
1.00	A1	B1	Γ1
0.75	A2 ⁺	B2 ⁺	Γ2 ⁺
0.60	A2	B2	Γ2
0.45	A3 ⁺	B3 ⁺	Γ3 ⁺
0.35	A3	B3	Γ3
0.25	A4 ⁺	B4 ⁺	Γ4 ⁺
<0.25	A4	B4	Γ4

Εικόνα 3.1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (Πίνακας Σ2.1. ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε η στάθμη επιτελεστικότητας A1 («Περιορισμένες Βλάβες» και $a_g / a_{g,ref} = 1.00$) για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό του φορέα.

3.3 Μέθοδος Καθολικού Δείκτη Συμπεριφοράς η

Οι γραμμικές μέθοδοι όπως η Ελαστική Στατική Ανάλυση και Ελαστική Δυναμική Ανάλυση (Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης), η οποία παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 3.3., δεν λαμβάνουν υπόψη τη μετελαστική συμπεριφορά του κτιρίου μετά την διαρροή. Αυτό απλοποιεί σημαντικά τη διαδικασία της ανάλυσης, ωστόσο οδηγεί σε έναν αρκετά συντηρητικό σχεδιασμό. Για το λόγο αυτό, εισάγεται ένας συντελεστής η , ο οποίος διαιρεί τις

σεισμικές δράσεις, με στόχο να ληφθεί έμμεσα υπόψη η μετελαστική συμπεριφορά του φορέα.

Στα πλαίσια της διαδικασίας της αποτίμησης και του ανασχεδιασμού γίνεται η επιλογή χρήσης του ενιαίου δείκτη συμπεριφοράς q για το σύνολο της κατασκευής, όπου η τιμή του υπολογίζεται με βάση τους παράγοντες που συνεργούν στην κατανάλωση σεισμικής ενέργειας. Επιπλέον, με βάση την στάθμη επιτελεστικότητας του υφιστάμενου κτιρίου λαμβάνονται οι τροποποιημένες τιμές q^* , όπως φαίνονται στον Πίνακα 3.2, με τιμή αναφοράς q' που εξαρτάται από τη στάθμη επιτελεστικότητας. Όπως προαναφέραμε, στην παρούσα εργασία επιλέχθηκε στάθμη επιτελεστικότητας Α, δηλαδή «Περιορισμένες Βλάβες» (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022, §4.6.1).

Πίνακας 3.2: Τιμές του λόγου q^*/q' αναλόγως του στόχου επανελέγχου (για τον φέροντα οργανισμό)

Στάθμη Επιτελεστικότητας		
«Περιορισμένες Βλάβες» Α	«Σημαντικές Βλάβες» Β	«Οιονεί Κατάρρευση» Γ
0,6 πάντως δε $1,0 < q^* < 1,5$	1,0	1,4

Ειδικότερα, επιλέγοντας τη στάθμη επιτελεστικότητας Α, έπεται ότι $q^*/q' = 0,6$.

Ο ενιαίος δείκτης συμπεριφοράς q , ποικίλλει ανάλογα με το αν το δόμημα έχει αντισεισμική συμπεριφορά με βάση αυτόν.

Όσον αφορά την αποτίμηση του δομήματος, η τιμή q' εξαρτάται από τις ακόλουθες προϋποθέσεις (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022, §4.6.2).

- Την επάρκεια των Κανονισμών κατά την περίοδο μελέτης και κατασκευής του κτιρίου.
- Την τυχόν ύπαρξη ουσιωδών βλαβών (και φθορών), κυρίως σε πρωτεύοντα δομικά στοιχεία.
- Την κανονικότητα κατανομής των εντός ορόφου αλλά και κατ' όροφον υπεραντοχών (καθ' ύψος του δομήματος) και τον βαθμό αποκλεισμού δημιουργίας «μαλακού» ορόφου.

- Το πλήθος δομικών στοιχείων στα οποία αναμένεται να εμφανιστούν πλαστικές αρθρώσεις, και το οποίο εξαρτάται από την υπερστατικότητα και την κανονικότητα του δομήματος.
- Την ιεράρχηση της εμφάνισης αστοχιών και τον βαθμό αποκλεισμού τους στα πρωτεύοντα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία και στους κόμβους.
- Τους τρόπους αστοχίας (πλάστιμοι ή ψαθυροί).
- Την διαθέσιμη τοπική πλαστιμότητα στις περιοχές ελέγχου του κάθε δομικού στοιχείου.
- Τους διαθέσιμους επικουρικούς και βοηθητικούς μηχανισμούς αντισεισμικής συμπεριφοράς, όπως είναι οι τοιχοπληρώσεις, τα διαφράγματα κλπ.

Ωστόσο, όταν δεν διατίθενται λεπτομερέστερα στοιχεία, επιτρέπεται να εφαρμοστούν ως μέγιστες οι τιμές του Πίνακα 3.3, αναλόγως των βλαβών και των τοιχοπληρώσεων στο σύνολο της κατασκευής.

Πίνακας 3.3: Τιμές του δείκτη συμπεριφοράς q' για την στάθμη επιτελεστικότητας Β

Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί μελέτης (και κατασκευής)	Ευμενής παρουσία ή απουσία τοιχοπληρώσεων		Δυσμενής (γενικώς) παρουσία τοιχοπληρώσεων	
	Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία		Ουσιώδεις βλάβες σε πρωτεύοντα στοιχεία	
	Όχι	Ναι	Όχι	Ναι
$1995 \leq \dots$	3,0	2,3	2,3	1,7
$1985 \leq \dots < 1995$	2,3	1,7	1,7	1,3
$\dots < 1985$	1,7	1,3	1,3	1,1

Το υπό μελέτη κτίριο έχει ευμενή παρουσία τοιχοπληρώσεων διότι αφ' ενός δεν δημιουργούν κοντά υποστυλώματα και αφ'ετέρου, δεν εντοπίστηκαν βλάβες, καθιστώντας έτσι ικανά να παραλάβουν μέρος της σεισμικής τέμνουσας, τουλάχιστον για τις πρώτες ανακυκλίσεις του σεισμού. Επιπλέον, το κτίριο κατασκευάστηκε πριν το έτος 1985, και ως εκ τούτου, μπορεί να επιλεγεί $q' = 1.7$. Όμως, το κτίριο χαρακτηρίζεται ως στρεπτικά ευαίσθητο

και σε αυτή την περίπτωση ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. συστήνει την απομείωσή του στα $2/3$ της τιμής, δηλαδή $q' = 2/3 * 1.7 = 1.13$. Επομένως, $q^* = 1.13 * 0.6 = 0.678$ για στάθμη επιτελεστικότητας Α, ωστόσο με βάση τον Πίνακα 3.2 προκύπτει ότι $q^* = 1$, αφού αυτή είναι η κατώτατη τιμή που μπορεί να λάβει ο δείκτης συμπεριφοράς.

Αξίζει, επιπλέον να αναφερθεί ότι όσον αφορά τον ανασχεδιασμό της κατασκευής, σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. ισχύουν τα παρακάτω:

- α. Σε περιπτώσεις διάταξης ισχυρών νέων φορέων ή και αναβάθμισης / τροποποίησης υφιστάμενων στοιχείων μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση $q' = q$ των σύγχρονων Κανονισμών, σε συνδυασμό με τις αντίστοιχες δέσμες των επιμέρους κριτηρίων, κανόνων, διατάξεων κλπ. που ισχύουν για τον σχεδιασμό νέων δομημάτων. Σε περίπτωση έλλειψης ακριβέστερων στοιχείων, ο νέος ή τελικός «σκελετός» θα θεωρείται επαρκής αν:
 - ο Υπάρχουν τουλάχιστον δύο μη – συνεπίπεδα και σταθερά καθ' ύψος νέα στοιχεία προς δύο κάθετες μεταξύ τους κατευθύνσεις, αναλόγως του μεγέθους, της γεωμετρίας και της κανονικότητας του δομήματος.
 - ο Ο λόγος V_R / V_S για το σύνολο αυτών των νέων στοιχείων είναι τουλάχιστον ίσος με 0,75 σε κάθε όροφο και προς κάθε κατεύθυνση, όπου V_R είναι η συνολική ανθιστάμενη τέμνουσα δύναμη των νέων στοιχείων και V_S είναι η δρώσα τέμνουσα δύναμη. Στις περιπτώσεις όπου $0,60 \leq V_R / V_S \leq 0,75$, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τιμές $q' = \frac{4}{5} q$, υπό την προϋπόθεση ότι θα ληφθεί συντελεστής $\gamma_{sd} = 1,10$.
 - ο Γίνεται έλεγχος των συνδέσεων των νέων στοιχείων με τον υφιστάμενο φέροντα οργανισμό, έτσι ώστε αυτές να αποκρίνονται οιονεί – ελαστικώς.
 - ο Γίνεται έλεγχος των θεμελιώσεων, έτσι ώστε να αποκρίνονται και αυτές οιονεί – ελαστικώς, για τον σεισμό σχεδιασμού.
- β. Σε περιπτώσεις «ήπιων» αλλά εκτεταμένων επεμβάσεων, ή / και διάταξης νέων ισχυρών τοιχοπληρώσεων στο σύνολο του κτιρίου με αξιόπιστα ευμενή και θετικό ρόλο, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τον ανασχεδιασμό

αντιστοίχως κατάλληλες τιμές q' , μεγαλύτερες αυτών που εφαρμόστηκαν κατά την αποτίμηση.

- γ. Σε κάθε περίπτωση, κατά τον ανασχεδιασμό, λαμβάνεται υπόψη η κατάλληλη τιμή του κρίσιμου ποσοστού απόσβεσης ξ , για το υλικό των πρωτευόντων στοιχείων, μέσω του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης η .

(ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2022, §4.6.3)

Επομένως, ο κανονισμός δίνει τη δυνατότητα προσαύξησης του συντελεστή q για τον ανασχεδιασμένο φορέα, και άρα έναν ευμενέστερο έλεγχο, υπό τις προϋποθέσεις που αναφέρονται παραπάνω.

3.4 Μέθοδος Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φασματικής Απόκρισης

Η μέθοδος ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης (Ελαστική Δυναμική Ανάλυση κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.) περιλαμβάνει την πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του υπό μελέτη συστήματος, μέσω του φάσματος σχεδιασμού, αλλά και των διατάξεων του Ευρωκώδικα 8. Πρόκειται για μια απλοποιημένη μέθοδο επαλληλίας των ιδιομορφών, μέσω της οποίας προσδιορίζονται οι μέγιστες τιμές των σεισμικών αποκρίσεων κάθε μίας ιδιομορφής. Έπειτα, με χρήση πιθανοτικών μεθόδων, όπως η μέθοδος της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS – Square Root of the Sum of the Squares – Κανόνας Απλής Τετραγωνικής Επαλληλίας) προσεγγίζεται η μέγιστη απόκριση του φορέα.

Μια σημαντική παρατήρηση έχει ωστόσο να κάνει με τις προϋποθέσεις εφαρμογής της μεθόδου, οι οποίες διατυπώνονται στην Παράγραφο 5.6.1 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και παρατίθενται στη συνέχεια:

(α) Το πεδίο εφαρμογής της δυναμικής ελαστικής μεθόδου ορίζεται από τη συνθήκη πως για όλα τα κύρια στοιχεία προκύπτει $\lambda \leq 2.5$, ή για ένα ή περισσότερα από αυτά προκύπτει $\lambda > 2.5$ και το κτίριο είναι μορφολογικά κανονικό.

(β) Ανεξαρτήτως της ισχύος των συνθηκών της προηγούμενης παραγράφου, αλλά υπό την προϋπόθεση ότι δεν υπάρχουν ουσιώδεις βλάβες, επιτρέπεται για τους σκοπούς (μόνον) της αποτίμησης η εφαρμογή της δυναμικής ελαστικής μεθόδου. Στην περίπτωση αυτή οι

συντελεστές ασφαλείας προσομοιώματος γ_{sd} αυξάνονται κατά 0.15 (15% προσαύξηση των δράσεων σχεδιασμού).

Ωστόσο, θέτοντας ως στόχο αποτίμησης την στάθμη επιτελεστικότητας A, η εν λόγω μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί χωρίς προϋποθέσεις.

Τέλος, η ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και ο υπολογισμός των βασικών ιδιοπεριόδων πραγματοποιούνται αυτόματα από το λογισμικό, με την προϋπόθεση να διατυπωθεί το είδος της φόρτισης με μηδενικές αρχικές συνθήκες, καθώς και ο μέγιστος αριθμός των ιδιομορφών που θα ληφθούν υπόψη. Το κριτήριο για τον καθορισμό του απαιτούμενου αριθμού των ιδιομορφών είναι το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών να υπερβαίνουν το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής.

3.5 Φάσμα Σχεδιασμού

Σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, υπολογίζεται με βάση τις ακόλουθες σχέσεις.

$$S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad 0 \leq T \leq T_B \quad (3.1)$$

$$S_d(T) = a_g S \frac{2,5}{q}, \quad T_B \leq T \leq T_C \quad (3.2)$$

$$S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad (3.3)$$

$$S_d(T) \begin{cases} = a_g S \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta a_g \end{cases} \quad T_D \leq T \quad (3.4)$$

Όπου:

- ο S_d : το φάσμα σχεδιασμού
- ο T : η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
- ο α_g : η επιτάχυνση σχεδιασμού για έδαφος κατηγορίας Α και σπουδαιότητα γ_I
- ο S : ο συντελεστής εδάφους
- ο T_B : η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- ο T_C : η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- ο T_D : η περίοδος που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
- ο q : ο συντελεστής συμπεριφοράς (≥ 1)
- ο β : ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Τα δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν για να εισαχθεί το φάσμα σχεδιασμού στο μοντέλο, φαίνονται συνοπτικά στον Πίνακα 3.4 καθώς και στην Εικόνα 3.2.

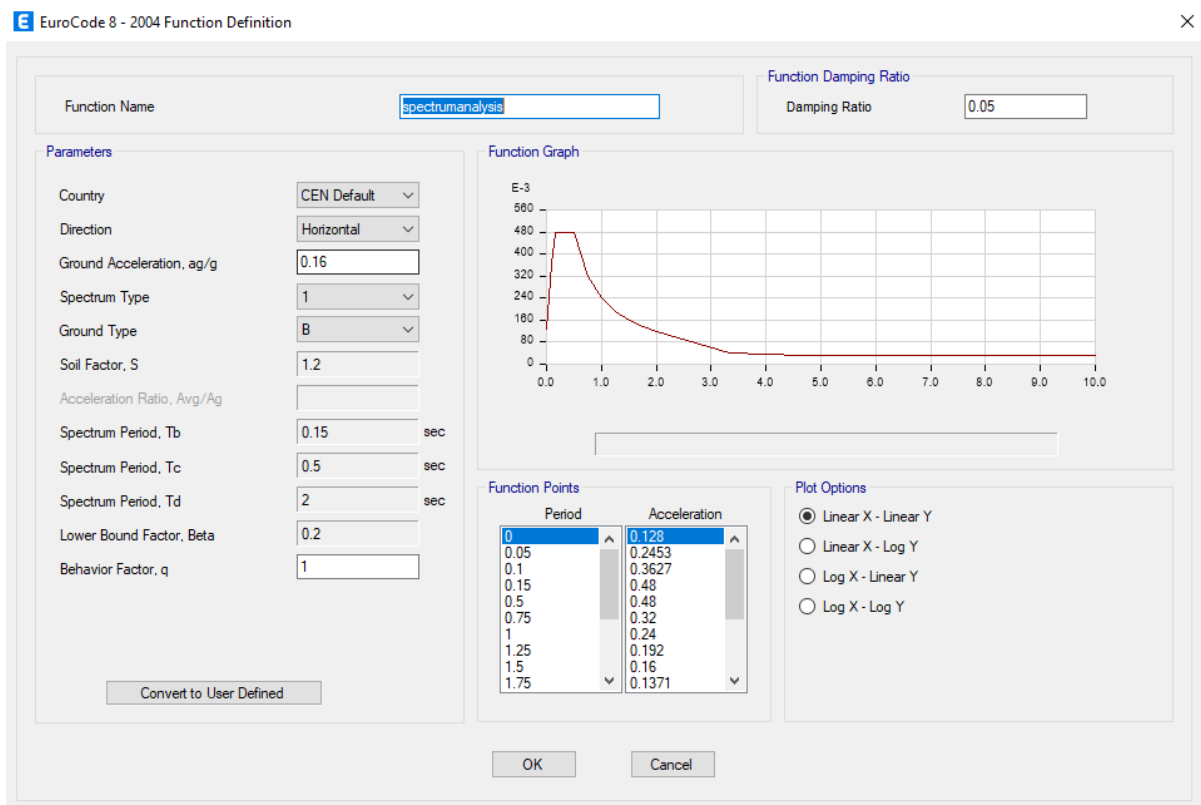
Αναλυτικότερα, το Θέατρο Ρεξ ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι, με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ίση με $\alpha_{gR} = 0,16g$. Στην συγκεκριμένη περιοχή που βρίσκεται η κατασκευή, το έδαφος κατατάσσεται στην κατηγορία Β, από το οποίο προκύπτουν οι τιμές των περιόδων $T_B = 0,15 \text{ sec}$, $T_C = 0,5 \text{ sec}$ και $T_D = 2 \text{ sec}$ καθώς και η τιμή του συντελεστή εδάφους $S = 1,2$. Στο φάσμα επιταχύνσεων, ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι ίσος με $q = 1,0$. Ακόμη, ο συντελεστής σπουδαιότητας ισούται με $\gamma_I = 1,0$, και ο συντελεστής κατώτατου ορίου $\beta = 0,2$.

Συνεπώς, η εδαφική επιτάχυνση α_g προκύπτει:

$$\alpha_g = \gamma_I \alpha_{gR} = 0,16g \quad (3.5)$$

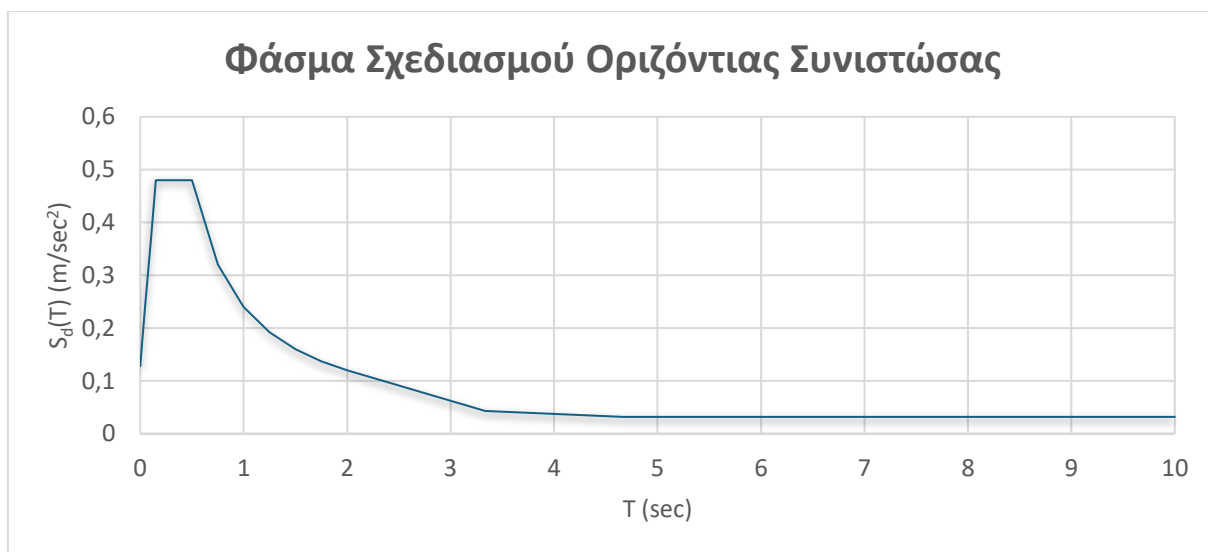
Πίνακας 3.4: Δεδομένα εισαγωγής φάσματος σχεδιασμού

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, I	α_{gR}	0,16g
Κατηγορία Εδάφους B	T_B (sec)	0,15
	T_C (sec)	0,5
	T_D (sec)	2
	S	1,2
Συντελεστής συμπεριφοράς, q		1,0
Συντελεστής σπουδαιότητας, γ_i		1,0
Συντελεστής κατώτατου ορίου, β		0,2
Εδαφική επιτάχυνση, α_g/g		0,16
Συντελεστής απόσβεσης, ξ		0,05



Εικόνα 3.2: Εισαγωγή φάσματος Ευρωκώδικα 8 στο λογισμικό ETABS

Στην συνέχεια, παρατίθεται το φάσμα σχεδιασμού της οριζόντιας συνιστώσας.



Εικόνα 3.3: Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιας συνιστώσας, με βάση τον Ευρωκώδικα 8

3.5.1 Εφαρμογή στο Λογισμικό ETABS

Αρχικά, έγινε καθορισμός των συνθηκών της ιδιομορφικής ανάλυσης θέτοντας ως μέγιστο αριθμό ιδιομορφών ίσο με σαράντα. Το άθροισμα της συμμετοχής των δρώσων ιδιομορφικών μαζών κάλυπτε το κριτήριο του 90% της συνολικής μάζας του φορέα σε κάθε κατεύθυνση.

Στον Πίνακα 3.5 Πίνακας 3.4 που ακολουθεί παρουσιάζονται για κάθε μία ιδιομορφή, οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι καθώς και οι δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση της κατασκευής.

Πίνακας 3.5: Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση του φορέα

Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	RZ
1	1,469	0,652	0	0	1,76E-06
2	1,128	0	0,2817	0	0,3735
3	0,528	3,52E-06	0,3766	0	0,2587
4	0,471	0,0903	1,01E-05	0	2,94E-05
5	0,32	1,62E-06	0,0377	0	0,0541
6	0,253	0,0011	6,6E-06	0	8,24E-06
7	0,253	1,6E-05	0,0006	0	0,0005
8	0,212	0,0294	2,91E-06	0	0
9	0,169	1,57E-05	0,0186	0	0,0002
10	0,162	0,0215	4,87E-06	0	0
11	0,158	8,98E-06	0	0	0
12	0,158	0	4,76E-05	0	0,0003
13	0,14	6,01E-07	0,0607	0	0,0666
14	0,13	0	0,0315	0	0,0007
15	0,127	1,94E-06	0,0005	0	0,0002
16	0,126	1E-06	0,0005	0	0,0003
17	0,119	0,0036	1,32E-06	0	0
18	0,108	2,76E-06	0,01	0	0,0018
19	0,099	1,47E-06	0	0	0
20	0,098	0	2,23E-05	0	0,0005
21	0,096	0,0045	0	0	0
22	0,095	2,89E-06	0,0001	0	0,0011
23	0,094	0,0082	7,82E-07	0	0
24	0,086	6,17E-07	0,0372	0	0,0003
25	0,085	5,03E-07	0,0201	0	0,0071
26	0,083	0,0004	4,97E-05	0	1,27E-05
27	0,083	0,0089	0	0	3,1E-06
28	0,075	1,79E-05	0,0105	0	0,0004
29	0,074	0,0003	0,0005	0	0,0001
30	0,074	2,95E-06	3,2E-05	0	0,022

Συμπερασματικά, από την ιδιομορφική ανάλυση του πακτωμένου φορέα προκύπτει ότι:

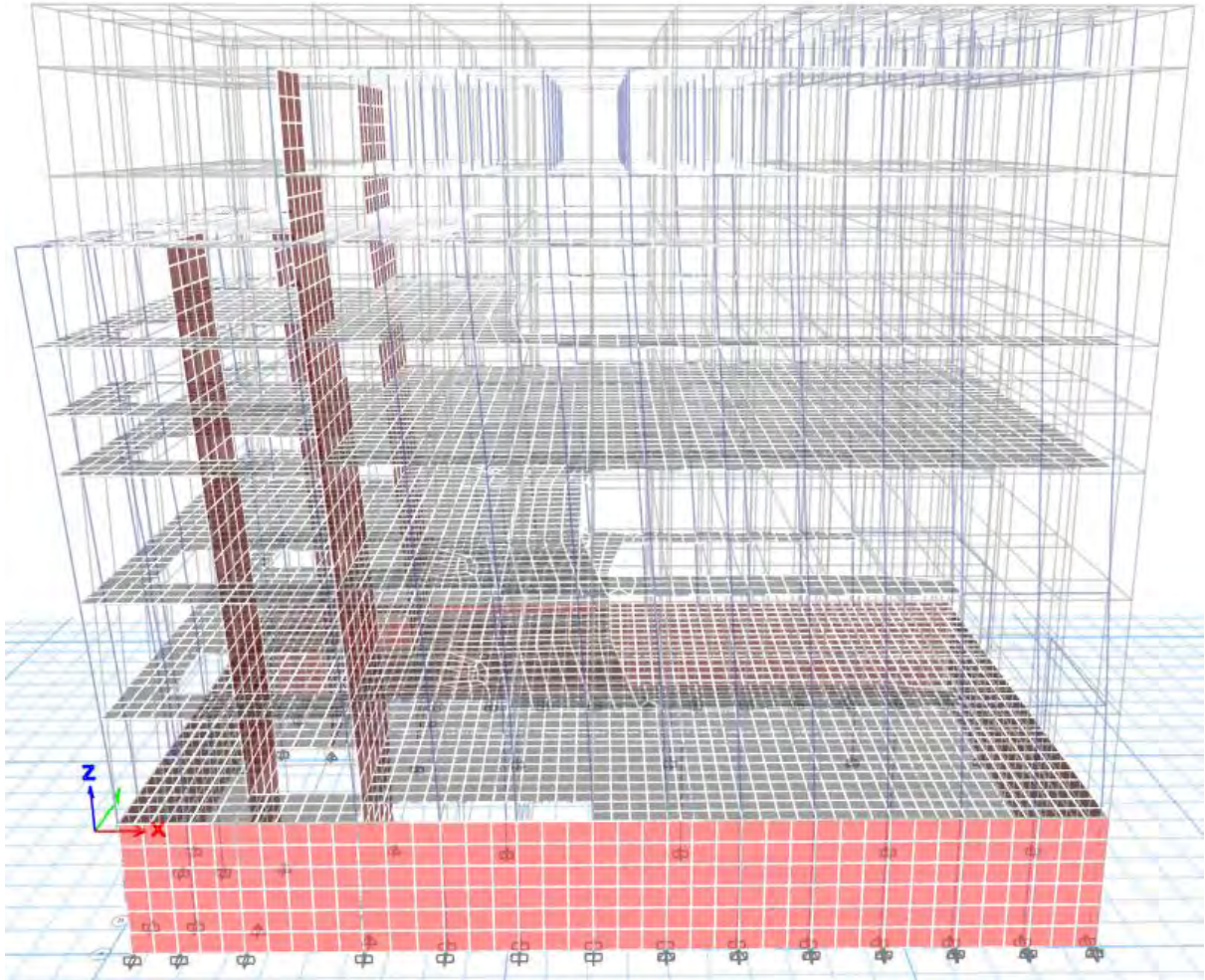
- Η 1^η ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική κατά την διεύθυνση X, με δρώσα ιδιομορφική μάζα 65,20 % και ιδιοπερίοδο $T = 1,469$ sec.
- Η 2^η ιδιομορφή είναι κυρίως περιστροφική ως προς τον άξονα Z, με δρώσα ιδιομορφική μάζα 37,35 % και ιδιοπερίοδο $T = 1,128$ sec.

- Η 3^η ιδιομορφή είναι κυρίως μεταφορική κατά την διεύθυνση Υ, με δρώσα ιδιομορφική μάζα 37,66 % και ιδιοπερίοδο $T = 0,528$ sec.

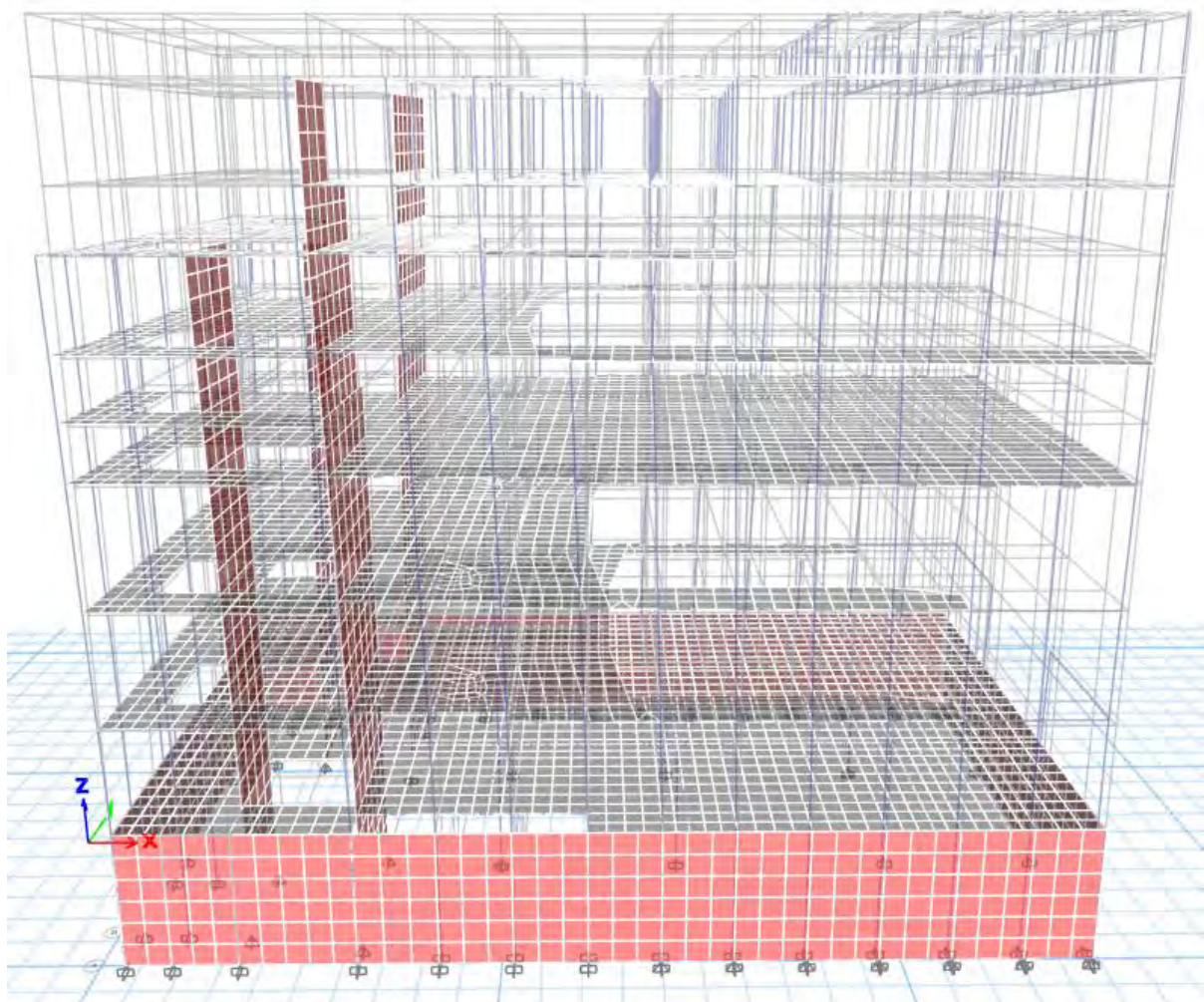
Πίνακας 3.6: Ιδιοπερίοδοι και συντελεστές κατεύθυνσης

Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	RZ
1	1,469	1	0	0	0
2	1,128	0	0,604	0	0,396
3	0,528	0	0,591	0	0,409
4	0,471	1	0	0	0
5	0,32	0	0,515	0	0,485
6	0,253	0,994	0,003	0	0,003
7	0,253	0,031	0,545	0	0,425
8	0,212	1	0	0	0
9	0,169	0,001	0,295	0	0,704
10	0,162	1	0	0	0
11	0,158	0,967	0	0	0,033
12	0,158	0	0,001	0	0,999
13	0,14	0	0,557	0	0,443
14	0,13	0	0,298	0	0,702
15	0,127	0	0,225	0	0,774
16	0,126	0	0,286	0	0,714
17	0,119	0,999	0	0	0,001
18	0,108	0,001	0,123	0	0,876
19	0,099	0,899	0,033	0	0,069
20	0,098	0	0,448	0	0,552
21	0,096	1	0	0	0
22	0,095	0,023	0,158	0	0,819
23	0,094	1	0	0	0
24	0,086	0	0,512	0	0,488
25	0,085	0,001	0,54	0	0,459
26	0,083	0,963	0,021	0	0,016
27	0,083	1	0	0	0
28	0,075	0,011	0,161	0	0,828
29	0,074	0,911	0,009	0	0,08
30	0,074	0,007	0,097	0	0,896

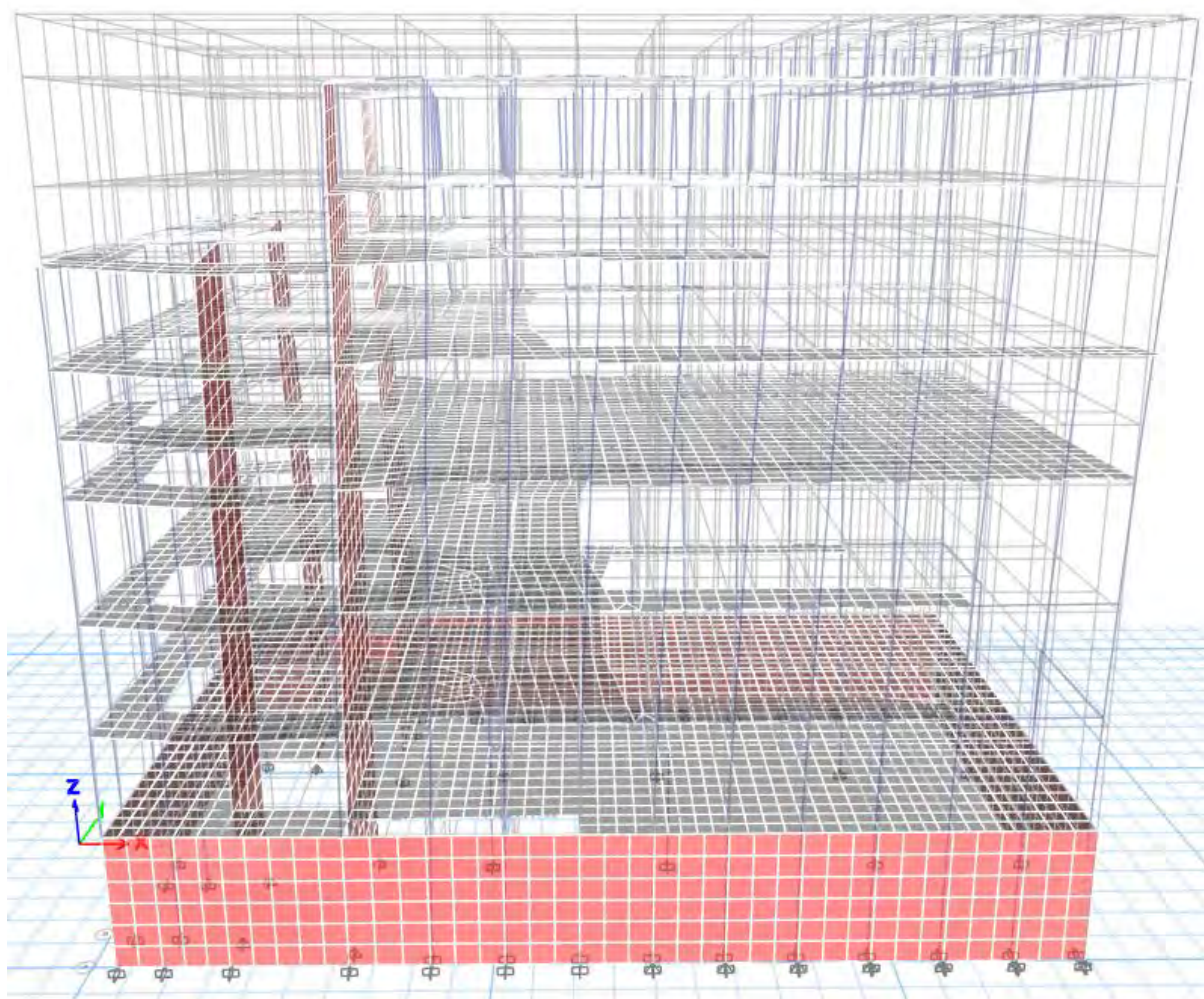
Με βάση τους παραπάνω Πίνακες, φαίνονται σχηματικά οι τρεις πρώτες ιδιομορφές της κατασκευής.



Εικόνα 3.4: 1^η ιδιομορφή με $T_1 = 1,469$ sec



Εικόνα 3.5: 2^η ιδιομορφή με $T_2 = 1,128$ sec

Εικόνα 3.6: 3^η ιδιομορφή με $T_3 = 0,528 \text{ sec}$

Στην συνέχεια, ορίστηκε το φάσμα σχεδιασμού της οριζόντιας συνιστώσας στο λογισμικό ETABS επιλέγοντας φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 και έγινε εισαγωγή των δεδομένων που προαναφέρθηκαν στον Πίνακα 3.4 Πίνακας 3.3.

Έπειτα, εισήχθησαν οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού RSx και RSy, όπως παρουσιάζονται στις Εικόνα 3.7 Εικόνα 3.8, καθώς η κατακόρυφη συνιστώσα μπορεί να αγνοηθεί. Η επαλληλία των ιδιομορφών πραγματοποιήθηκε με βάση την μέθοδο CQC (Complete Quadratic Combination – Κανόνας Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας), ενώ οι χωρικές επαλληλίες με βάση την μέθοδο SRSS (Square Root of the Sum of the Squares – Κανόνας Απλής Τετραγωνικής Επαλληλίας).

Load Case Data													
General													
Load Case Name	RSx	<button>Design...</button>											
Load Case Type	<select value="Response Spectrum"></select>	<button>Notes...</button>											
Mass Source	Previous (MsSrc1)												
Analysis Model	Default												
Loads Applied													
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Load Type</th> <th>Load Name</th> <th>Function</th> <th>Scale Factor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Acceleration</td> <td>U1</td> <td>spectrumanalysis</td> <td>9806.65</td> </tr> <tr> <td colspan="4"></td> </tr> </tbody> </table>	Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Acceleration	U1	spectrumanalysis	9806.65					Add Delete ☐ Advanced
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor										
Acceleration	U1	spectrumanalysis	9806.65										
Other Parameters													
Modal Load Case	<select value="Modal"></select>												
Modal Combination Method	<select value="CQC"></select>												
☐ Include Rigid Response	Rigid Frequency, f1												
	Rigid Frequency, f2												
	Periodic + Rigid Type												
Earthquake Duration, td													
Directional Combination Type	<select value="SRSS"></select>												
Absolute Directional Combination Scale Factor													
Modal Damping	Constant at 0.05	<button>Modify/Show...</button>											
Diaphragm Eccentricity	0 for All Diaphragms	<button>Modify/Show...</button>											
OK Cancel													

Εικόνα 3.7: Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά την διεύθυνση x

E Load Case Data ✕

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	spectrumanalysis	9806.65

Add
Delete
☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

OK
Cancel

Εικόνα 3.8: Ορισμός σεισμικής φόρτισης κατά την διεύθυνση γ

Αξιοσημείωτο είναι ότι για την δυναμική ανάλυση ορίστηκαν συνδυασμοί δράσεων με ταυτόχρονη δράση του σεισμού κατά τις διευθύνσεις x και y , όπως απαιτείται. Παρακάτω φαίνεται ενδεικτικά ένας από τους 8 συνδυασμούς δράσεων που ορίστηκαν στο λογισμικό.

E Load Combination Data

General Data

Load Combination Name:

Combination Type:

Notes:

Auto Combination:

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Dead	1
Live	0.6
RSx	1
RSy	0.3

Εικόνα 3.9: Ορισμός συνδυασμού φόρτισης $D + 0,6L + RSx + 0,3RSy$

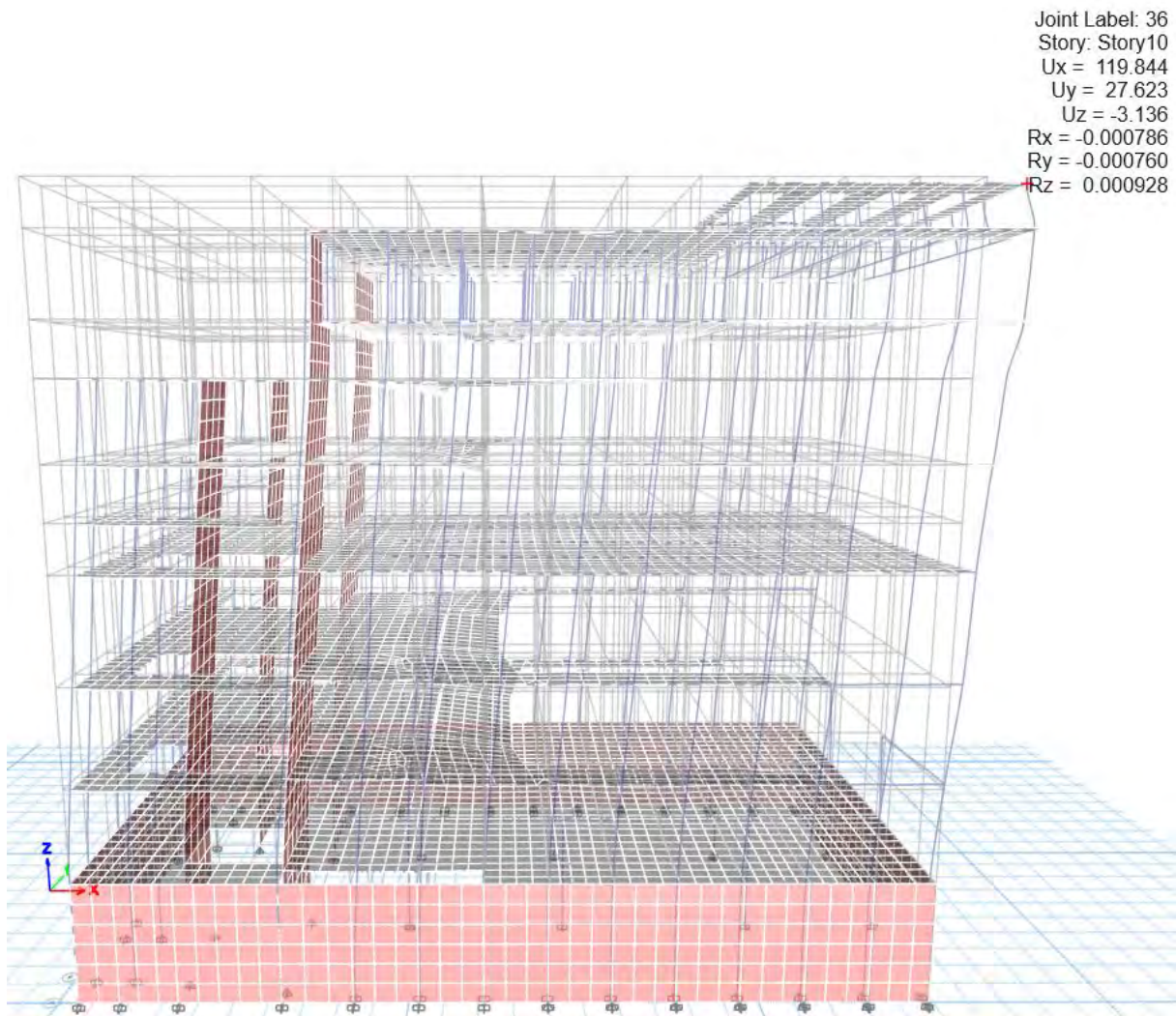
Συγκεκριμένα, οι 8 συνδυασμοί δράσεων προκύπτουν από τον γραμμικό συνδυασμό των στατικών και σεισμικών δράσεων.

Κατά την διεύθυνση x :

- ο $D + 0,6L + RSx + 0,3RSy$
- ο $D + 0,6L + RSx - 0,3RSy$
- ο $D + 0,6L - RSx + 0,3RSy$
- ο $D + 0,6L - RSx - 0,3RSy$

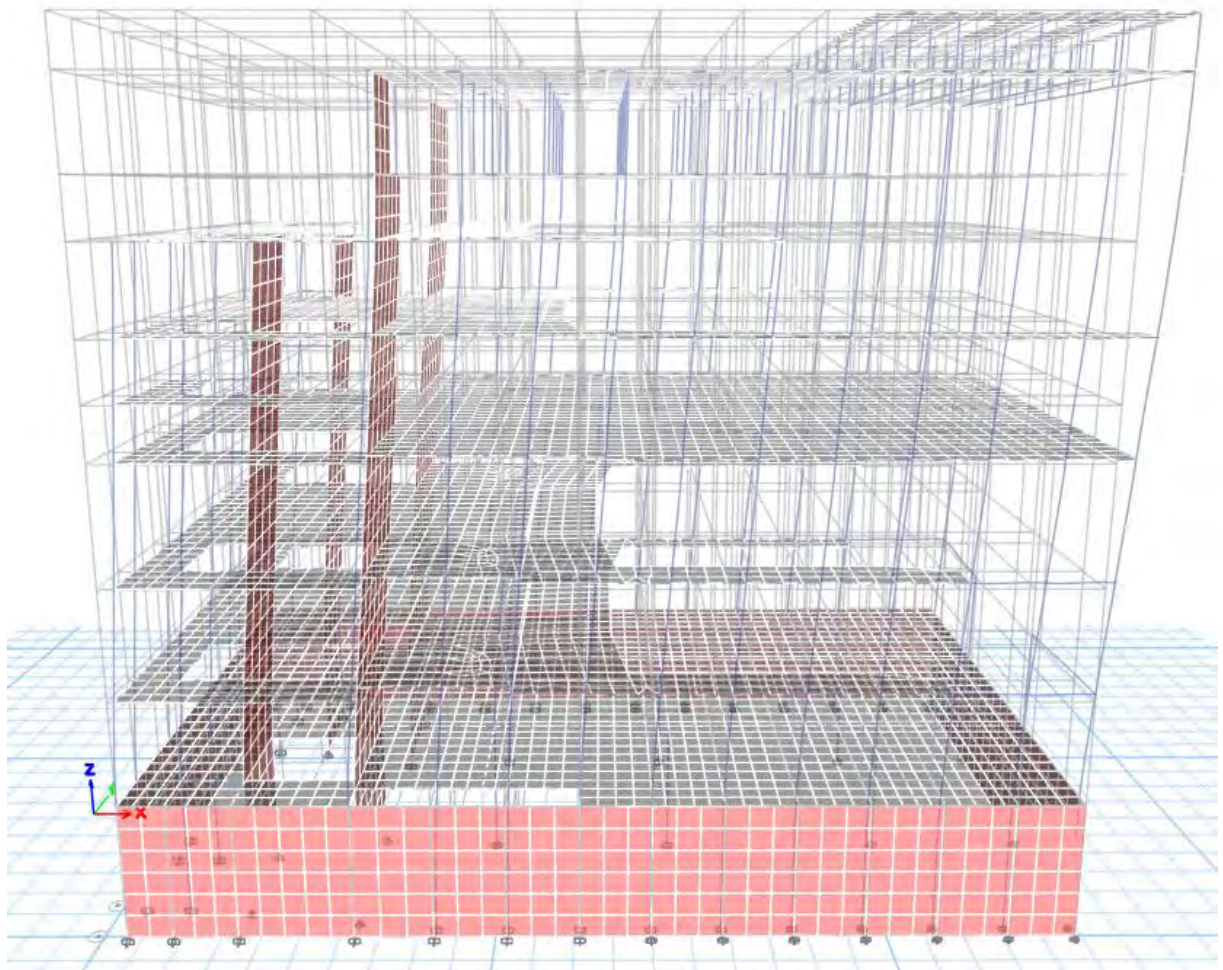
Κατά την διεύθυνση γ:

- ο $D + 0,6L + 0,3RSx + RSy$
- ο $D + 0,6L - 0,3RSx + RSy$
- ο $D + 0,6L + 0,3RSx - RSy$
- ο $D + 0,6L - 0,3RSx - RSy$

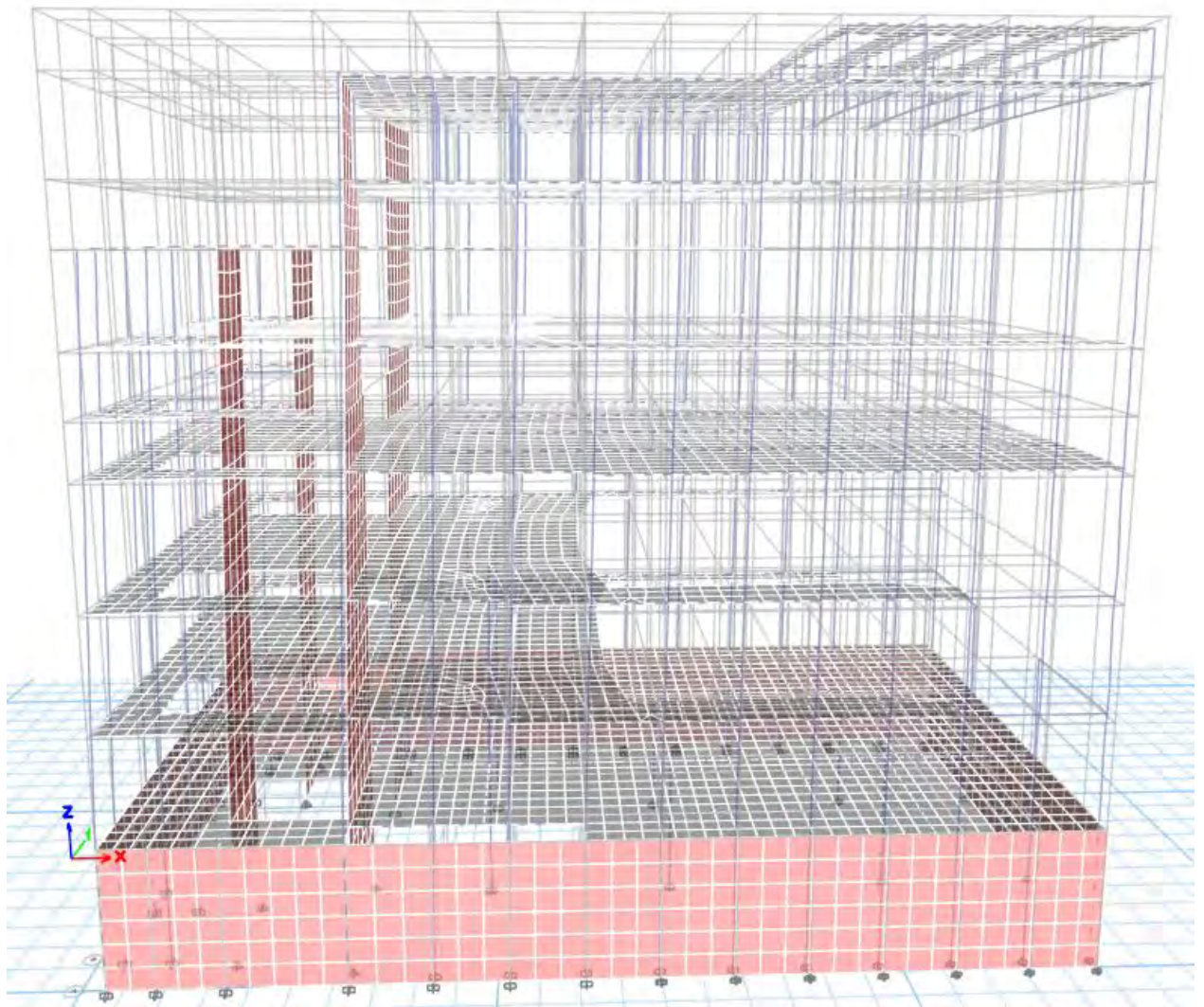


Εικόνα 3.10: Παραμορφωμένος φορέας με συνδυασμό δράσεων $D + 0.6L + RSx - 0.3RSy$

Ακολούθησε η ανάλυση του μοντέλου, όπου από τα αποτελέσματα αυτής πάρθηκε το παραμορφωμένο σχήμα της κατασκευής κατά RSx και RSy , όπως απεικονίζεται παρακάτω.



Εικόνα 3.11: Παραμορφωμένο σχήμα κατά RSx



Εικόνα 3.12: Παραμορφωμένο σχήμα κατά RSy

Έπειτα, παρουσιάζονται οι Πίνακες με τα αποτελέσματα από τα μέγιστα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη, ανά όροφο και διεύθυνση για τις μεμονωμένες περιπτώσεις των δράσεων RSx και RSy.

Πίνακας 3.7: Μέγιστα παραμορφωσιακά μεγέθη, για σεισμό κατά τη διεύθυνση x

Όροφος	Ux (mm)	Uy (mm)	Uz (mm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
10 ^{ος}	69.295	0.07	0.829	8.7E-05	0.00044	0.00013
9 ^{ος}	67.143	0.102	0.689	7.7E-05	0.00083	0.0003
8 ^{ος}	63.226	0.102	0.707	0.00016	0.00137	0.00026
7 ^{ος}	59.821	0.156	6.254	0.00148	0.00222	0.00007
6 ^{ος}	50.645	0.223	2.621	0.00081	0.00298	0.0001
5 ^{ος}	43.988	0.205	0.734	0.00011	0.00309	0.00023
4 ^{ος}	37.646	0.122	2.048	0.00017	0.00259	0.00014
3 ^{ος}	27.635	0.359	2.625	0.00071	0.00257	0.0001
2 ^{ος}	16.618	0.273	4.832	0.00075	0.00262	0.00072
1 ^{ος}	6.635	0.134	1.053	0.00016	0.00181	0.00013
Βάση	0	0	0	1.9E-05	0.0005	4E-06

Πίνακας 3.8: Μέγιστα μετακινησιακά μεγέθη, για σεισμό κατά τη διεύθυνση y

Όροφος	Ux (mm)	Uy (mm)	Uz (mm)	Rx (rad)	Ry (rad)	Rz (rad)
10 ^{ος}	26.441	58.82	0.777	0.00043	0.00023	0.00197
9 ^{ος}	24.492	57.532	4.044	0.00098	0.00063	0.00195
8 ^{ος}	22.606	52.495	4.063	0.00166	0.00068	0.00178
7 ^{ος}	20.955	47.92	4.391	0.00195	0.00079	0.00166
6 ^{ος}	17.496	40.217	4.663	0.00206	0.00096	0.00138
5 ^{ος}	15.024	34.932	4.81	0.00192	0.00098	0.00122
4 ^{ος}	12.855	30.604	4.778	0.00166	0.0009	0.00108
3 ^{ος}	9.131	18.793	4.356	0.00245	0.00086	0.00081
2 ^{ος}	5.937	7.364	3.613	0.0019	0.00092	0.00056
1 ^{ος}	2.593	2.152	1.492	0.00072	0.00066	0.00035
Βάση	0	0	0	0.00021	0.00012	3.3E-05

Πίνακας 3.9: Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων, για σεισμό κατά τη διεύθυνση x

Όροφος	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
10 ^{ος}	50.5052	47.5943	94.2263	5.4113	86.469	27.9162
9 ^{ος}	78.0736	50.6328	132.0411	5.5192	191.9759	102.1527
8 ^{ος}	214.2523	42.3034	386.6441	7.3762	464.1105	50.0368
7 ^{ος}	441.8825	83.9108	259.6291	7.3762	467.5964	211.5875
6 ^{ος}	438.2743	73.8946	185.0358	38.3763	236.4053	157.1912
5 ^{ος}	438.2743	65.4985	189.293	38.3763	621.7708	161.4944
4 ^{ος}	421.4832	41.7685	224.1353	20.5481	533.8062	169.1292
3 ^{ος}	716.0158	212.6298	303.0225	28.8406	930.8259	491.6216
2 ^{ος}	994.1532	208.5723	190.4154	18.5462	700.2475	641.7764
1 ^{ος}	813.6174	189.3227	130.0144	22.4899	566.3003	365.393

Πίνακας 3.10: Μέγιστα εντατικά μεγέθη υποστυλωμάτων, για σεισμό κατά τη διεύθυνση y

Όροφος	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	T (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
10 ^{ος}	114.0592	119.4509	64.1353	18.4282	70.2147	1058.6182
9 ^{ος}	131.804	224.9001	123.6384	35.6717	183.1253	1119.2956
8 ^{ος}	327.6909	152.5513	147.8896	69.681	192.1869	710.5857
7 ^{ος}	327.6909	139.4824	84.5998	69.681	148.0969	478.6106
6 ^{ος}	452.3553	202.5558	74.729	60.8051	100.2537	546.7638
5 ^{ος}	587.0161	213.0578	92.9475	60.8051	238.4581	903.5491
4 ^{ος}	899.7372	236.2212	66.8403	103.4364	162.4286	1026.2993
3 ^{ος}	1432.3439	253.5192	128.6332	98.283	325.0838	1175.08
2 ^{ος}	2120.0009	205.4072	97.6317	62.8949	231.586	1851.9028
1 ^{ος}	2838.1624	595.341	53.1167	62.8949	192.9537	1820.8322

3.6 Αποτελέσματα Ανάλυσης Υφιστάμενης Κατασκευής

3.6.1 Ανίσωση ασφαλείας

Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ, η ανίσωση ασφαλείας που εφαρμόζεται κατά την αποτίμηση ή τον ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων, λαμβάνει τη γενική μορφή:

$$S_d < R_d$$

όπου,

- $S_d = \gamma_{sd} \cdot (S_k \cdot \gamma_f)$: Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις
- $R = (1/\gamma_{Rd} \cdot (R_k/\gamma_m))$: Οι τιμές σχεδιασμού (και επανελέγχου) των εντατικών ή παραμορφωσιακών μεγεθών που προκαλούνται από τις δράσεις

Ο έλεγχος επάρκειας των μελών γίνεται με βάση το δείκτη ανεπάρκειας λ , ο οποίος ορίζεται ως:

$$\lambda = \frac{S}{R}$$

όπου,

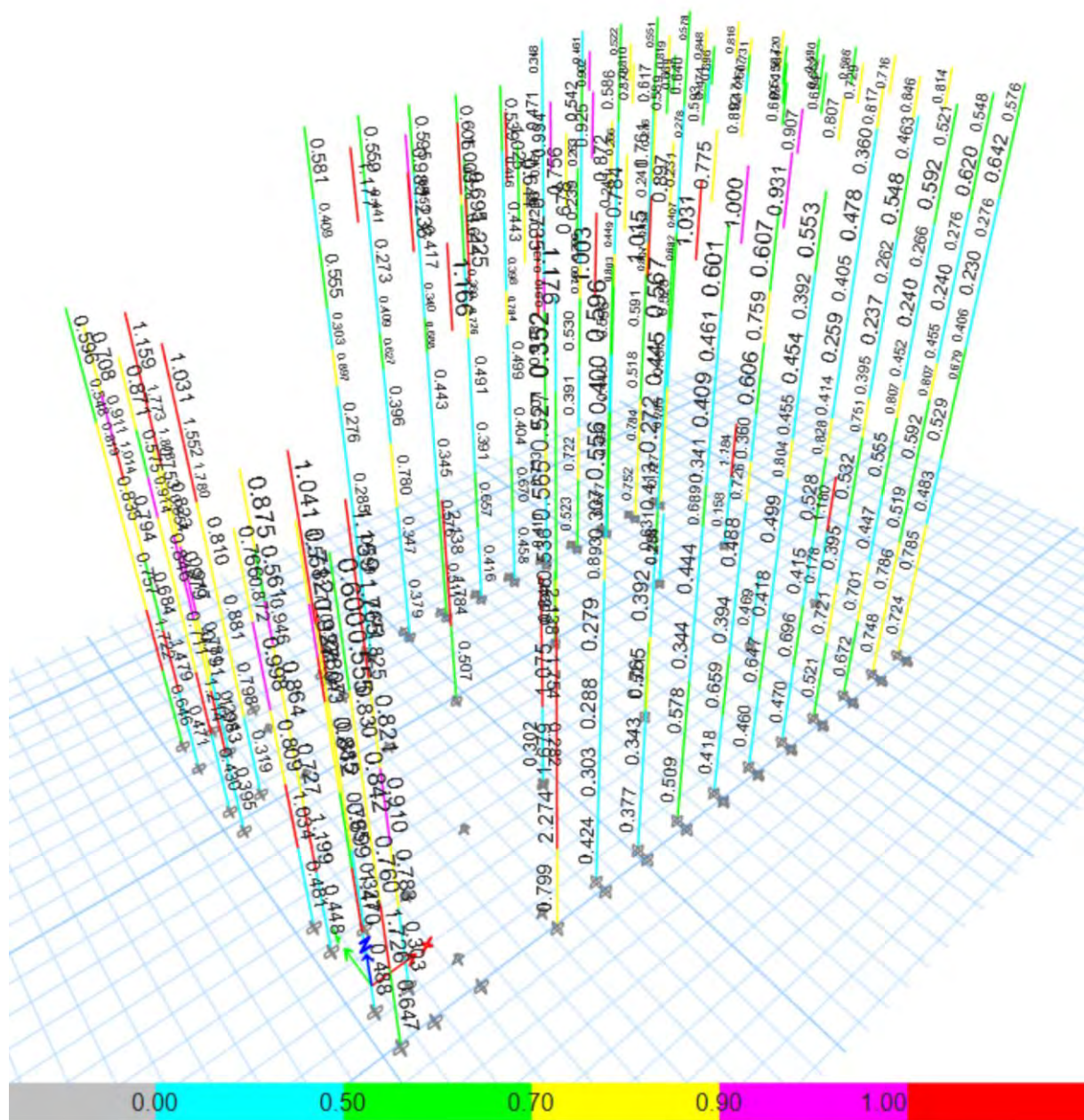
- S : Η εφαρμοζόμενη δράση (ροπή λόγω των δράσεων του σεισμικού γεγονότος ή τέμνουσα).
- R : Η αντίστοιχη διαθέσιμη αντοχή του στοιχείου.

Οι δείκτες ανεπάρκειας λ υπολογίζονται για κάθε κύριο στοιχείο και για κάθε τύπο έντασης (καμπτική, διατμητική). Κρίσιμο στοιχείο θεωρείται εκείνο για το οποίο εμφανίστηκε η μέγιστη τιμή του δείκτη λ .

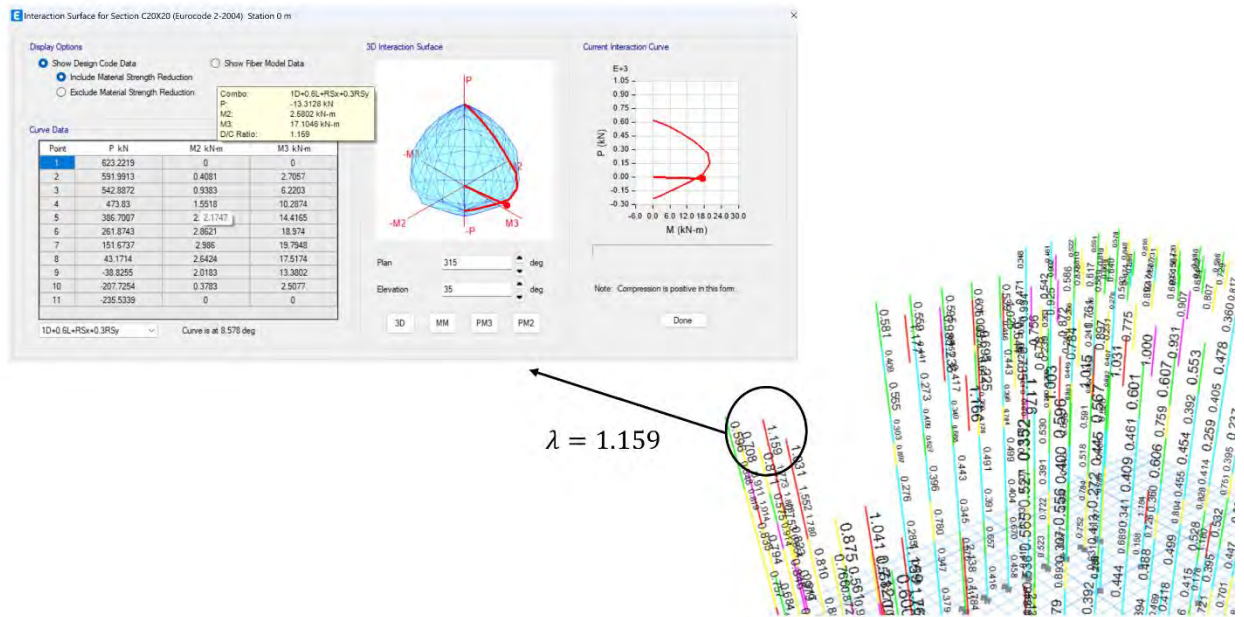
3.6.2 Αποτελέσματα Ανάλυσης Υφιστάμενης Κατασκευής

Έπειτα, ακολούθησε η ανάλυση της κατασκευής θεωρώντας $q = 1.0$, με βάση τα προαναφερθέντα της Παραγράφου 3.3. Παρακάτω φαίνονται οι ανεπάρκειες των υποστυλωμάτων που προέκυψαν με την ανάλυση του δομήματος (Εικόνα 3.13) και

ακολουθεί ενδεικτικά επεξήγηση για μία περίπτωση αστοχίας υποστυλώματος σε διαξονική κάμψη για τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων $Dead + 0.6Live \pm RSx \pm 0.3RSy$ και $Dead + 0.6Live \pm 0.3RSx \pm RSy$ (Εικόνα 3.14). Ειδικότερα, το συγκεκριμένο υποστύλωμα του 7^{ου} ορόφου διατομής $20\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ εμφανίζει αναλογία ζήτησης (Demand) – ικανότητας (Capacity), δηλαδή πόσο απαιτεί με πόσα διαθέτει η κατασκευή, ίση με τον λόγο $D/C = 1.159$. Αξίζει να επισημανθεί πως για να μην αστοχεί το υποστύλωμα σε διαξονική κάμψη θα πρέπει η αναλογία D/C να είναι μικρότερη της μονάδας ($\lambda < 1$).

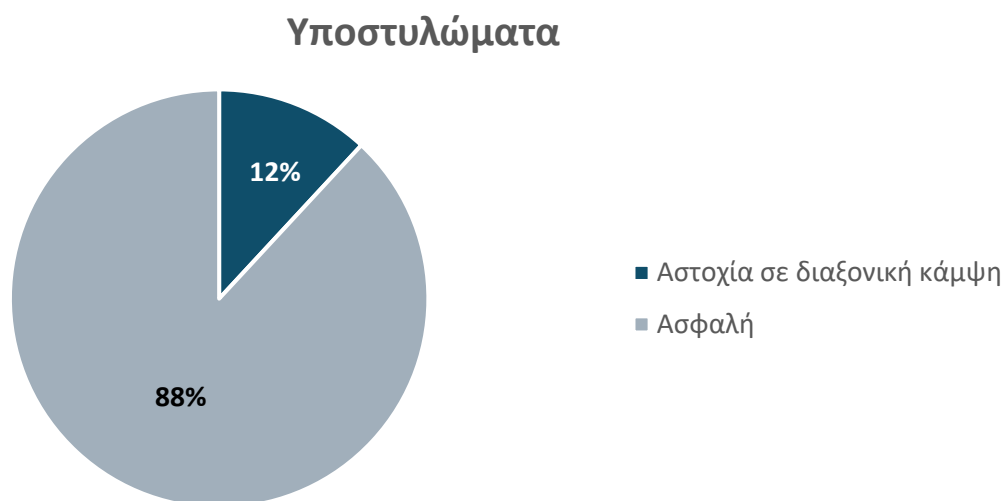


Εικόνα 3.13: Έλεγχος ανεπάρκειας υποστυλωμάτων



Εικόνα 3.14: Λόγος ανεπάρκειας υφιστάμενου υποστυλώματος

Στην Εικόνα 3.15 παρουσιάζονται τα ποσοστά αστοχίας των υποστυλωμάτων σε διαξονική κάμψη και παρατηρείται ότι το μεγαλύτερο ποσοστό καταλαμβάνουν τα ασφαλή υποστυλώματα, που δεν χρήζουν επεμβάσεων. Αναλυτικότερα, τα ασφαλή υποστυλώματα καταλαμβάνουν το 88%, ενώ το υπόλοιπο 12% εμφανίζει αστοχία σε διαξονική κάμψη.



Εικόνα 3.15: Ποσοστό αστοχίας υποστυλωμάτων υφιστάμενου φορέα

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης γίνεται εμφανές ότι τα υποστυλώματα του κτιρίου εμφανίζουν σημαντικές και αρκετές στο πλήθος ανεπάρκειες, κάτι το οποίο άλλωστε ήταν αναμενόμενο καθώς το κτίριο είχε σχεδιαστεί χωρίς μέριμνα για αντισεισμική προστασία. Ο έλεγχος της συμπεριφοράς των δοκών στο στάδιο αυτό δεν κρίνεται απαραίτητος, διότι η συμπεριφορά των υποστυλωμάτων έναντι των σεισμικών δράσεων ήδη κατέδειξε την ανάγκη κατάστροφης μιας στρατηγικής ενίσχυσης του κτιρίου. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί διαπιστώθηκαν σημαντικές ανεπάρκειες στα υποστυλώματα της πρόσοψης του κτιρίου (Εικόνα 3.13), γεγονός ιδιαίτερα προβληματικό, καθώς οποιαδήποτε τοπική ενίσχυσή τους θα αλλοίωνε την αισθητική της πρόσοψης. Τέλος, δεν παρατηρήθηκαν αστοχίες έναντι τέμνουσας για τα υποστυλώματα.

Κεφάλαιο 4 Προτάσεις Ενίσχυσης

Από την αποτίμηση της συμπεριφοράς της υφιστάμενης κατασκευής μέσω ελαστικών μεθόδων συμπεραίνεται ότι δεν ικανοποιούνται οι προβλεπόμενες απαιτήσεις του ΚΑΝ.ΕΠΕ. καθώς και του Ευρωκώδικα 8, και για αυτόν τον λόγο το κτίριο χρήζει επεμβάσεων.

Για να πραγματοποιηθεί η ενίσχυση του υπό μελέτη κτιρίου οφείλεται να ληφθούν υπόψιν κάποιοι παράγοντες, όπως είναι η οικονομική επιβάρυνση, ο διαθέσιμος χρόνος αλλά και πόσο άμεσα πρέπει να ολοκληρωθούν οι απαραίτητες επεμβάσεις. Με βάση την προηγούμενη ανάλυση, παρατηρήθηκε ένας μεγάλος αριθμός μελών που πρέπει να ενισχυθούν και μια στρατηγική τοπικής ενίσχυσης του κάθε μέλους ξεχωριστά κρίνεται ασύμφορη. Επιπλέον, οι ανεπάρκειες των υποστυλωμάτων της πρόσοψης του κτιρίου απαιτούν λύσεις που δεν θα αλλοιώσουν της αισθητικής της πρόσοψης. Επομένως, μια στρατηγική ενίσχυσης του φορέα μέσω νέων κατακόρυφων στοιχείων (τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος), τα οποία θα επιφέρουν μια ευμενέστερη κατανομή των σεισμικών δράσεων, κρίνεται ως απαραίτητη.

4.1 Ενίσχυση Δυσκαμψίας μέσω Προσθήκης Τοιχωμάτων

4.1.1 Γενικά

Η προσθήκη τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελεί μια μέθοδο ριζικής ενίσχυσης όταν η ανάλυση ενός κτιρίου αποκαλύπτει γενικευμένες αδυναμίες, όπως συμβαίνει και στην παρούσα περίπτωση. Τα τοιχώματα συμβάλλουν στη μείωση των συνολικών μετατοπίσεων του κτιρίου κατά τη διάρκεια σεισμικών δονήσεων, περιορίζοντας τις παραμορφώσεις σε επίπεδα που θεωρούνται ανεκτά για τα υφιστάμενα δομικά στοιχεία. Κατ' αυτόν τον τρόπο, ένα κτίριο που αρχικά μπορεί να θεωρηθεί εύκαμπτο, αποκτά μεγαλύτερη ευστάθεια, μειώνοντας την επίδραση των φαινομένων δευτέρας τάξης, ενώ παράλληλα αποφεύγονται πιθανές ζημιές σε δευτερεύοντα στοιχεία όπως τοίχοι πλήρωσης, υαλοστάσια, ή ακόμα και προβλήματα με γειτονικά κτίρια κατά τη διάρκεια ενός μελλοντικού σεισμού.

Επιπλέον, τα τοιχώματα συνεισφέρουν στην ενίσχυση των επιμέρους πλαισίων του κτιρίου, αυξάνοντας την αντοχή τους. Αυτό είναι κρίσιμο, καθώς η έλλειψη αντοχής και

πλαστιμότητας των πλαισίων μπορεί να προκαλέσει σοβαρές βλάβες, ιδιαίτερα στα υποστυλώματα, που αποτελούν βασικά στοιχεία της κατασκευής. Τα τοιχώματα επιτρέπουν επίσης τη μεταφορά μέρους των επιβαλλόμενων δυνάμεων, αναλαμβάνοντας σημαντικά φορτία που διαφορετικά θα επιβάρυναν τα υποστυλώματα. Ως αποτέλεσμα, η συνολική αντοχή της κατασκευής βελτιώνεται, και οι δυνάμεις μεταφέρονται πιο σταθερά στη θεμελίωση. Αυτό εξαλείφει πολλές αβεβαιότητες σχετικά με τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου, εξασφαλίζοντας μια πιο αξιόπιστη και ασφαλή κατασκευή.

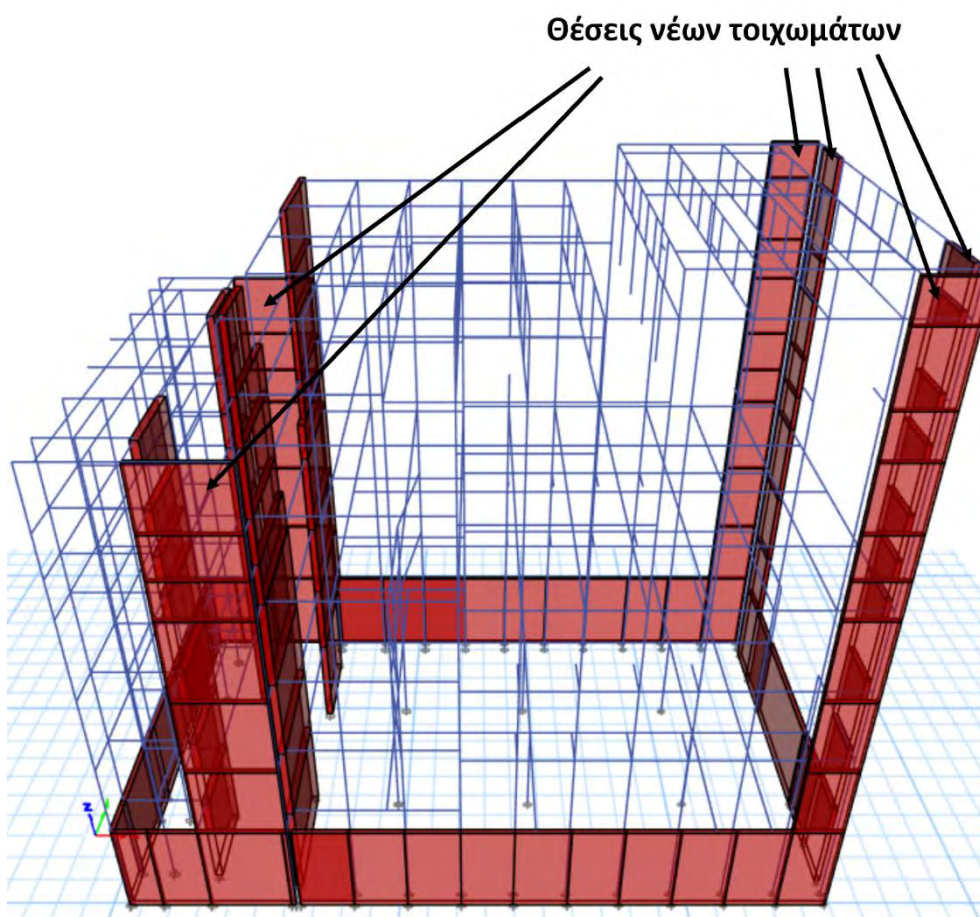
Επιπλέον, τα τοιχώματα παίζουν καθοριστικό ρόλο στην αντιμετώπιση των προβλημάτων που προκύπτουν από την έκκεντρη τοποθέτηση των δύσκαμπτων στοιχείων στην κάτοψη κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, μειώνοντας έτσι τα φαινόμενα έντονης στρέψης. Συγκεκριμένα, η προσθήκη τοιχωμάτων μπορεί να συμβάλλει στην ευθυγράμμιση του κέντρου μάζας με το κέντρο δυσκαμψίας του κτιρίου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την αποφυγή επιβολής πρόσθετων δυνάμεων λόγω στρέψης στα επιμέρους δομικά στοιχεία του φορέα, μειώνοντας σημαντικά τον κίνδυνο βλαβών και βελτιώνοντας τη συνολική στατική και δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής σε σεισμικές καταπονήσεις. Αυτό έχει μεγάλη σημασία στη συγκεκριμένη μελέτη καθώς το κτίριο έχει χαρακτηριστεί ως στρεπτικά εύκαμπτο.

Τέλος, η προσθήκη τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να συνεισφέρει ουσιαστικά στην αντιμετώπιση προβλημάτων που προκύπτουν από σφάλματα στον αρχικό σχεδιασμό του κτιρίου. Για παράδειγμα, είναι πιθανό οι δυνάμεις που αναπτύσσονται σε ορισμένα δομικά μέλη κατά τη διάρκεια του σεισμού να υπερβαίνουν την ικανότητα που είχε προβλεφθεί κατά τον αρχικό σχεδιασμό, είτε λόγω έλλειψης οπλισμού είτε λόγω των μικρών διαστάσεων των μελών. Η ενίσχυση μέσω των τοιχωμάτων βοηθά στην ανάληψη αυτών των πρόσθετων φορτίων, βελτιώνοντας τη συνολική στατική επάρκεια της κατασκευής.

Όλα τα παραπάνω τεκμηριώνουν πλήρως την καταλληλότητα της συγκεκριμένης μεθόδου επέμβασης για το κτίριο αυτό. Όπως διαπιστώθηκε στο Κεφάλαιο 3 της παρούσας εργασίας, τα κύρια χαρακτηριστικά της κατασκευής είναι η ευκαμψία, η οποία οδηγεί σε μεγάλες μετακινήσεις, και ο ανεπαρκής σχεδιασμός των υποστυλωμάτων. Η ενίσχυση με τοιχώματα είναι μια λύση που αντιμετωπίζει αποτελεσματικά αυτά τα προβλήματα, διασφαλίζοντας τη βελτιωμένη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου.

4.1.2 Πρόταση Ανασχεδιασμού του Φορέα

Για να επιτευχθεί η ενίσχυση της δυσκαμψίας του φορέα, επιλέχθηκε η προσθήκη δύο τοιχωμάτων σε κάθε πλευρά του κτιρίου κατά την ασθενή διεύθυνση του (διεύθυνση Χ), και δύο κατά τη διεύθυνση Υ. Στην Εικόνα 4.1 απεικονίζεται η μορφή του ενισχυμένου φορέα. Τα τοιχώματα αυτά αποτελούνται από σκυρόδεμα κατηγορίας C25 και το πάχος τους ορίστηκε στα 30 cm. Αξίζει να σημειωθεί, ότι για το προσομοίωμα του ανασχεδιασμένου φορέα θεωρήθηκε ο συντελεστής ασφαλείας των δράσεων $\gamma_{sd} = 1.10$, σύμφωνα με τον πίνακα Σ 4.2 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Παρ. 4.5), καθότι οι επεμβάσεις στην κατασκευή θεωρήθηκαν ελαφρές και τοπικές.



Εικόνα 4.1: Ενίσχυση της δυσκαμψίας του κτιρίου με προσθήκη τοιχωμάτων κατά την x και την y διεύθυνση

Η προσθήκη των τοιχωμάτων έχει σαν αποτέλεσμα, τόσο την μείωση των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων, όσο και την συνολική μετατόπιση και παραμόρφωση της κατασκευής. Ακόμη, με την προσθήκη των τοιχωμάτων παρατηρείται αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου, και επιπλέον, αίρεται η στρεπτική ευαισθησία του κτιρίου. Επομένως, αναμένεται να μειωθούν περαιτέρω και οι λόγοι ανεπάρκειας των στοιχείων που καταπονούνται σεισμικά.

Ως προς τα ιδιομορφικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, στον Πίνακα 4.1 παρατίθενται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης για τον ενισχυμένο φορέα.

Πίνακας 4.1: Ιδιοπερίοδοι και δρώσες ιδιομορφικές μάζες ανά διεύθυνση του ενισχυμένου φορέα

Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	RZ
1	1.184	0.6299	0.0024	0	0.0011
2	0.931	0.0031	0.3579	0	0.3035
3	0.521	0.0001	0.3441	0	0.2913
4	0.428	8.823E-07	0.001	0	0.001
5	0.427	1.793E-06	0.001	0	0.0011
6	0.317	0.1071	4.964E-05	0	0.0001
7	0.292	2.758E-06	0.0023	0	0.0003
8	0.267	0.0001	0.0009	0	0.0035
9	0.256	1.898E-05	0.0119	0	0.0249
10	0.252	0.0001	1.956E-06	0	0
11	0.244	0.0001	0.038	0	0.0332
12	0.177	0.0088	0.0003	0	0.0006
13	0.168	0.005	0.0009	0	1.72E-05
14	0.167	0.0038	0.0005	0	0.0002
15	0.165	0.0131	0.0005	0	0.0001
16	0.164	0.002	0.016	0	0.0051
17	0.159	0.0002	2.147E-05	0	4.432E-05
18	0.158	2.26E-05	0.0005	0	4.757E-06
19	0.157	2.082E-05	0.0068	0	0.0001
20	0.138	0.0001	0.0393	0	0.0179
21	0.136	0.0001	0.0338	0	0.026
22	0.13	0.0004	0.0006	0	0.0003
23	0.124	0.0277	4.902E-05	0	0.0001
24	0.11	0.016	0.0007	0	0.0058
25	0.108	0.0038	0.0032	0	0.0263
26	0.107	0.0006	0.001	0	4.717E-05
27	0.105	0.0003	0.008	0	0.0013

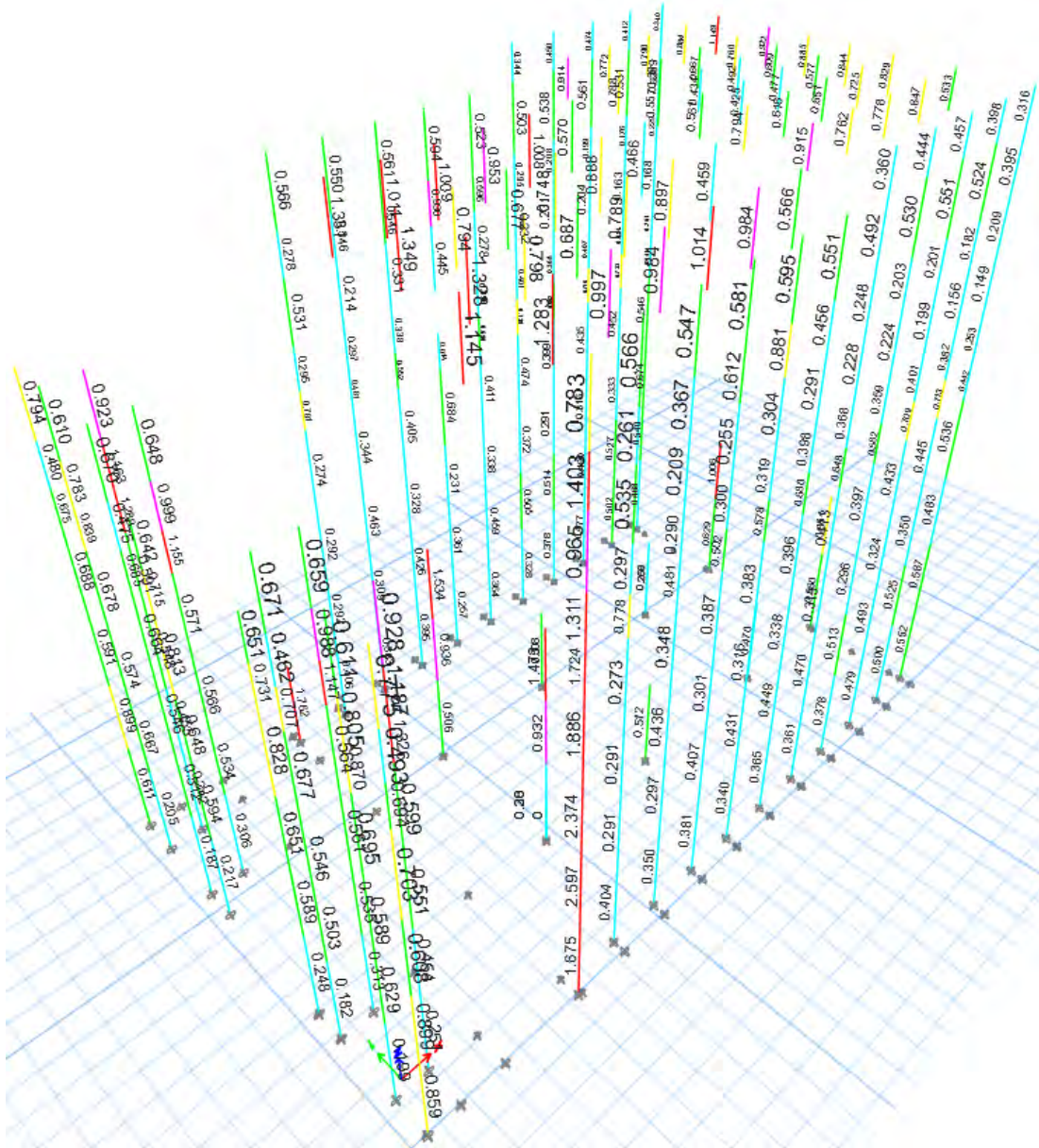
28	0.1	0	0.0005	0	9.962E-06
29	0.099	4.699E-06	1.237E-06	0	0
30	0.098	1.143E-06	2.008E-05	0	0.0004

Πίνακας 4.2: Ιδιοπερίοδοι και συντελεστές κατεύθυνσης

Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	RZ
1	1.184	0.995	0.004	0	0.001
2	0.931	0.005	0.651	0	0.344
3	0.521	0	0.541	0	0.459
4	0.428	0	0.864	0	0.135
5	0.427	0.001	0.879	0	0.121
6	0.317	0.999	0.001	0	0.001
7	0.292	0.001	0.138	0	0.862
8	0.267	0.499	0.231	0	0.27
9	0.256	0.001	0.575	0	0.424
10	0.252	0.998	0.001	0	0.001
11	0.244	0.001	0.598	0	0.402
12	0.177	0.163	0.002	0	0.835
13	0.168	0.534	0.075	0	0.391
14	0.167	0.624	0.036	0	0.339
15	0.165	0.429	0.004	0	0.567
16	0.164	0.069	0.237	0	0.694
17	0.159	0.031	0.001	0	0.968
18	0.158	0.081	0.251	0	0.669
19	0.157	0.007	0.401	0	0.593
20	0.138	0.002	0.468	0	0.53
21	0.136	0.002	0.423	0	0.575
22	0.13	0.011	0.004	0	0.985
23	0.124	0.987	0	0	0.013
24	0.11	0.896	0.017	0	0.087
25	0.108	0.358	0.125	0	0.517
26	0.107	0.55	0.079	0	0.372
27	0.105	0.083	0.193	0	0.724
28	0.1	0.004	0.026	0	0.969
29	0.099	0.966	0.017	0	0.017
30	0.098	0.017	0.264	0	0.719

Στη συνέχεια πραγματοποιείται έλεγχος των λόγων ανεπάρκειας των μελών. Όσον αφορά τα υποστυλώματα, στην Εικόνα 4.2 φαίνεται εποπτικά ο αριθμός των μελών που

αστοχούν με κόκκινο χρώμα. Συγκρίνοντας την Εικόνα 4.2 με την Εικόνα 3.13, βλέπουμε ότι οι ανεπάρκειες των στοιχείων είναι εμφανώς λιγότερες για τον ενισχυμένο φορέα.



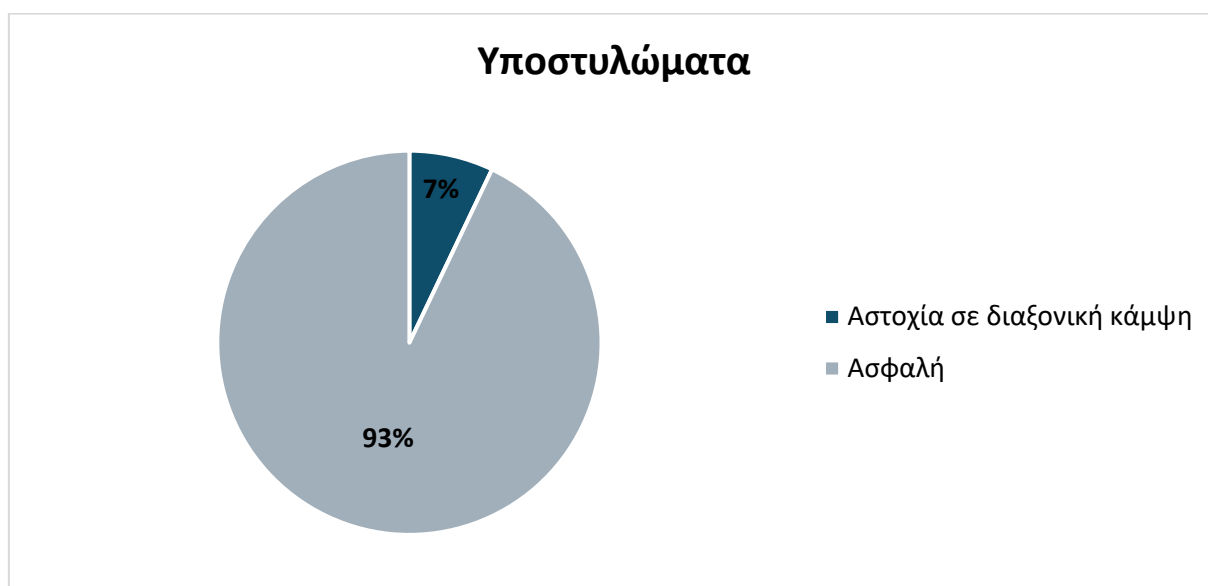
Εικόνα 4.2: Υποστυλώματα που αστοχούν σε κάμψη

Τα δομικά στοιχεία, τα οποία διακρίνονται σε κατακόρυφα για υποστυλώματα και τοιχώματα και οριζόντια για δοκούς, ελέγχονται ποσοστιάς έναντι αστοχίας σε κάμψη, τόσο για τον υφιστάμενο φορέα, όσο και για τον ενισχυμένο φορέα για την μέθοδο καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q , όπως φαίνεται συνοπτικά στον Πίνακα 4.3.

Πίνακας 4.3: Ποσοστιαίος έλεγχος έναντι αστοχίας σε κάμψη και διάτμηση για την μέθοδο καθολικού δείκτη συμπεριφοράς q

		Υφιστάμενος Φορέας	Ενισχυμένος Φορέας
Κατακόρυφα δομικά στοιχεία	Κάμψη	12%	7%
Οριζόντια δομικά στοιχεία	Κάμψη	-	1.86%
	Διάτμηση	-	0.74%

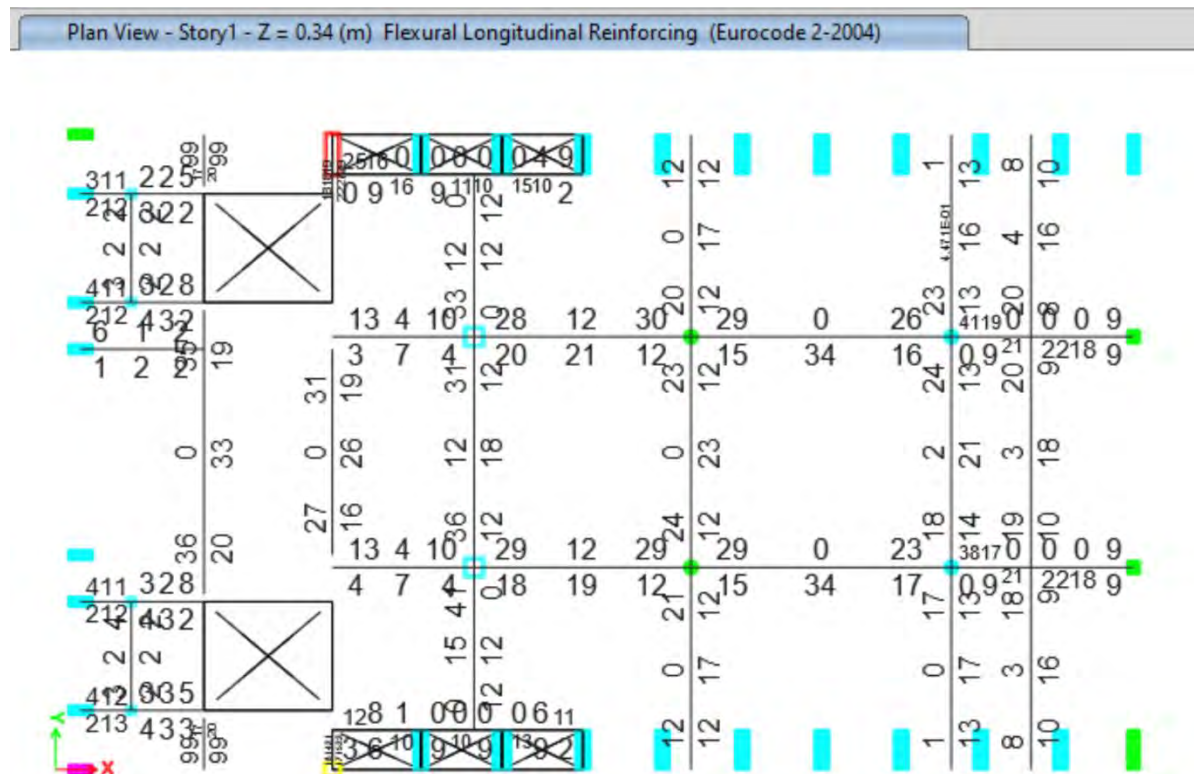
Αναλυτικότερα, παρατίθενται οι γραφικές απεικονίσεις των ποσοστών αστοχίας των υποστυλωμάτων (Εικόνα 4.3) και των δοκών του ενισχυμένου φορέα (Εικόνα 4.6).

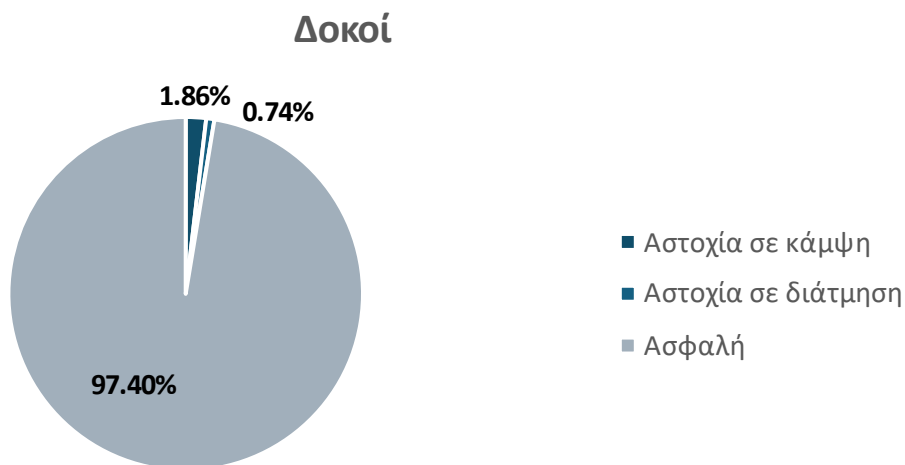


Εικόνα 4.3: Ποσοστό αστοχίας υποστυλωμάτων ενισχυμένου φορέα

Παρατηρείται ότι, το ποσοστό αστοχίας για τα υποστυλώματα είναι εμφανώς μειωμένο σε σχέση με του υφιστάμενου φορέα. Ειδικότερα, τα ποσοστά είναι ιδιαίτερα ικανοποιητικά, καθώς τα ασφαλή υποστυλώματα καταλαμβάνουν το 93% των συνολικών υποστυλωμάτων και οι ασφαλείς δοκοί το 97.4% των συνολικών δοκών.

Όσον αφορά τις δοκούς του φορέα, εδώ η διαδικασία ελέγχου διαφοροποιήθηκε καθώς το λογισμικό ETABS δε δίνει τη δυνατότητα να ορίσει ο χρήστης τον οπλισμό και τους συνδετήρες μιας διατομής ενός στοιχείου δοκού και, συνεπώς, δεν μπορεί να πραγματοποιηθεί έλεγχος επάρκειας υφιστάμενου στοιχείου. Αντ' αυτού, το λογισμικό με το πέρας της ανάλυσης δίνει τη δυνατότητα εξαγωγής του απαιτούμενου εμβαδού διαμήκους οπλισμού στα άκρα του και στο μέσον κάθε δοκού, όπως επίσης και το εμβαδό του διατμητικού οπλισμού. Ενδεικτικά, φαίνονται στις Εικόνα 4.4 και Εικόνα 4.5 οι απαιτήσεις σε διαμήκη και διατμητικό οπλισμό για τις δοκούς του πρώτου ορόφου του κτιρίου. Συγκρίνοντας τις τιμές απαίτησης με τις τιμές των υφιστάμενων δοκών του κτιρίου από τους ξυλοτύπους και την εργαστηριακή μελέτη εντοπίστηκε ένα ποσοστό αστοχιών της τάξης του 5% για τις δοκούς του φορέα. Ωστόσο, κρίνεται δέον να αναφερθεί ότι εφόσον δεν υπήρχαν λεπτομέρειες όπλισης για όλα τα στοιχεία και ο εργαστηριακός έλεγχος ήταν περιορισμένος, χρειάστηκε να γίνουν ορισμένες εύλογες παραδοχές για τις δοκούς, όπου δεν υπήρχαν πληροφορίες.

Εικόνα 4.4: Απαιτήσεις σε διαμήκη οπλισμό για τις δοκούς του 1^{ου} ορόφουΕικόνα 4.5: Απαιτήσεις σε διατμητικό οπλισμό για τις δοκούς του 1^{ου} ορόφου



Εικόνα 4.6: Ποσοστό αστοχίας δοκών ενισχυμένου φορέα

4.2 Ενισχύσεις μέσω αύξησης Αντοχής

Στο σημείο αυτό της εργασίας προτείνονται τοπικές επεμβάσεις σε όσα δομικά στοιχεία εξακολουθούν να εμφανίζουν ανεπάρκειες. Οι προτεινόμενες επεμβάσεις αφορούν την ενίσχυση σε κάμψη των υποστυλωμάτων με μανδύες από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τη χρήση Ινοπλισμένων Πολυμερών – Ι.Ο.Π. (Fiber Reinforced Polymers – F.R.P.) για την ενίσχυση των δοκών σε διάτμηση.

4.2.1 Ενίσχυση υποστυλωμάτων με μανδύα από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι ευρέως γνωστό και ως sprayed concrete ή shotcrete ή gunite. Είναι σκυρόδεμα λεπτής διαβάθμισης αδρανών που σκυροδετείται με εκτόξευση. Συγκεκριμένα, αποτελείται από τσιμέντο, λεπτόκοκκα αδρανή και νερό και μπορεί να περιέχει πρόσθετα υλικά, όπως είναι η ιπτάμενη τέφρα, σκωρία υψικάμινων, οξείδια του πυριτίου, βελτιωτικά και χαλύβδινες ή πλαστικές ή γυάλινες ίνες. Εφαρμόζεται για την ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών και ειδικότερα για την ενίσχυση των ήδη υπάρχοντων υποστυλωμάτων.

Αξιοσημείωτο είναι πως το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει αυξημένη θλιπτική αντοχή και υψηλή ταχύτητα εκτόξευσης που επιτυγχάνει άριστη πρόσφυση με το υλικό βάσης. Ακόμη και σε δυσπρόσιτα σημεία είναι ικανή η σκυροδέτηση, καθώς η εγκατάσταση είναι κινητή και δεν απαιτείται ξυλότυπος για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής.

Η εκτόξευση του σκυροδέματος εξαρτάται τόσο από την θερμοκρασία του μείγματος πριν την εκτόξευσή του, όσο και από την θερμοκρασία του περιβάλλοντος χώρου, όπου χρειάζεται να είναι ανάμεσα στους 5°C με 35°C, με ιδανική θερμοκρασία 10°C με 25°C. Ένας επιπλέον παράγοντας που επηρεάζει την μέθοδο Gunite είναι η ταχύτητα εκτόξευσης καθώς και η απόσταση μεταξύ της επιφάνειας εκτόξευσης και του ακροφύσιου, με βέλτιστη απόσταση μεταξύ 0,5 m και 1,0 m. Αξίζει να αναφερθεί ότι το ιδανικό είναι η κατεύθυνση του ακροφύσιου να είναι κάθετη προς την επιφάνεια εκτόξευσης, έτσι ώστε να μειώνεται στο ελάχιστο το ανακλώμενο υλικό.

Συμπερασματικά, μέσα από την μέθοδο Gunite για το τελικό μείγμα επιτυγχάνεται πυκνή και συμπαγή δομή αλλά και κατάλληλα επικολλημένη στην επιφάνεια της βάσης του. Στην Εικόνα 4.7 φαίνεται η εφαρμογή της μεθόδου ενίσχυσης με Gunite.

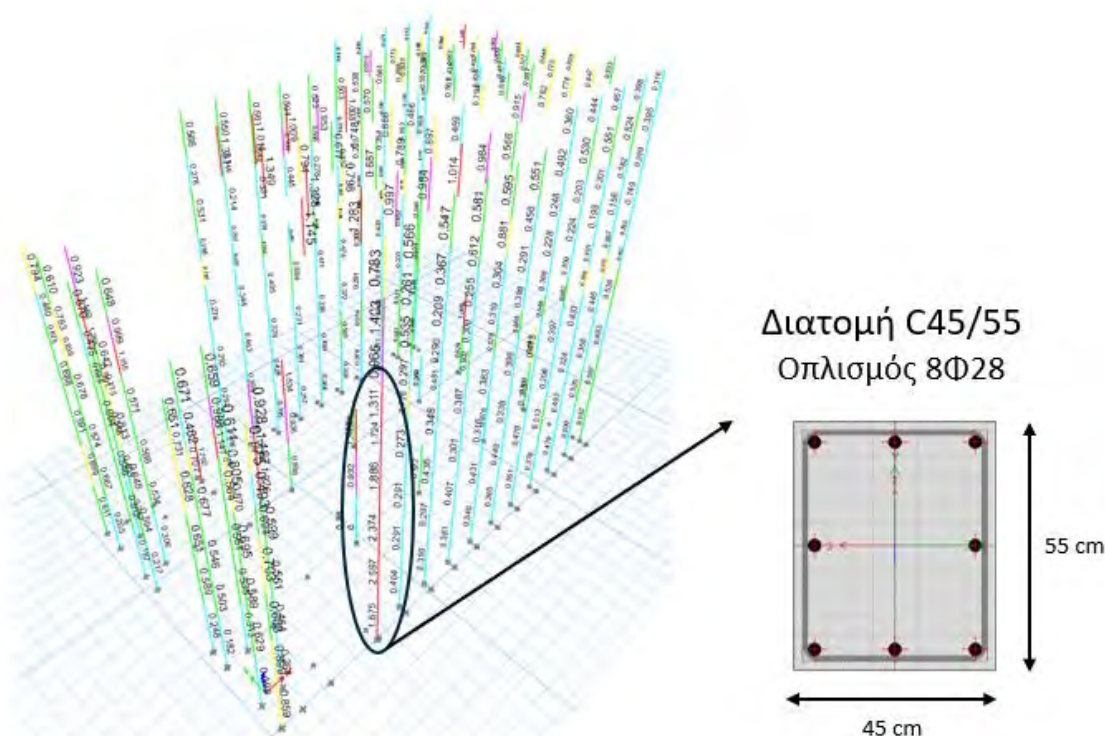


Εικόνα 4.7: Εφαρμογή της μεθόδου Gunitite (<https://vmbyststrong.com/what-is-gunitite/>)

Ενδεικτικά, παρατίθενται οι νέες διατομές που επιλέχθηκαν για συγκεκριμένα υποστυλώματα της κατασκευής ώστε να αυξηθεί η αντοχή τους. Στο Παράρτημα Γ: Τοπικές Ενισχύσεις Υποστυλωμάτων με Μανδύα από Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα, παρουσιάζονται οι διαδικασίες ενίσχυσης σε κάμψη και των υπολοίπων υποστυλωμάτων.

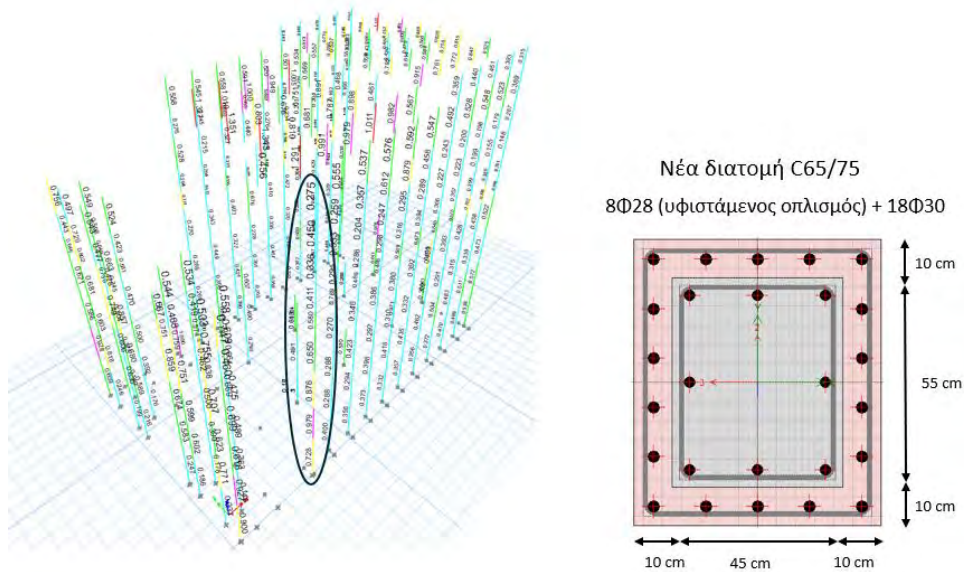
- Ενίσχυση υποστυλώματος διατομής 45/55

Στην Εικόνα 4.8 φαίνεται το υπό μελέτη στοιχείο, ο λόγος απαίτησης προς ικανότητας του σε κάμψη και η υφιστάμενη διατομή.



Εικόνα 4.8: Ανεπάρκεια υποστυλώματος C45/55 για την υφιστάμενη διατομή

Μέσω της επιλογής «Section Designer» του ETABS, κατασκευάστηκε μια νέα διατομή, η οποία αποτελείται από την υφιστάμενη, η οποία «τυλίγεται» με ένα μανδύα σκυροδέματος C30, πάχους 10 cm σε κάθε πλευρά. Στο μανδύα τοποθετείται πρόσθετος διαμήκης οπλισμός (18 διαμήκεις ράβδοι Φ30) και συνδετήρες Φ12. Στην Εικόνα 4.9 παρουσιάζεται ο λόγος απαίτησης - ικανότητας για το νέο υποστύλωμα, καθώς και η ενισχυμένη διατομή.

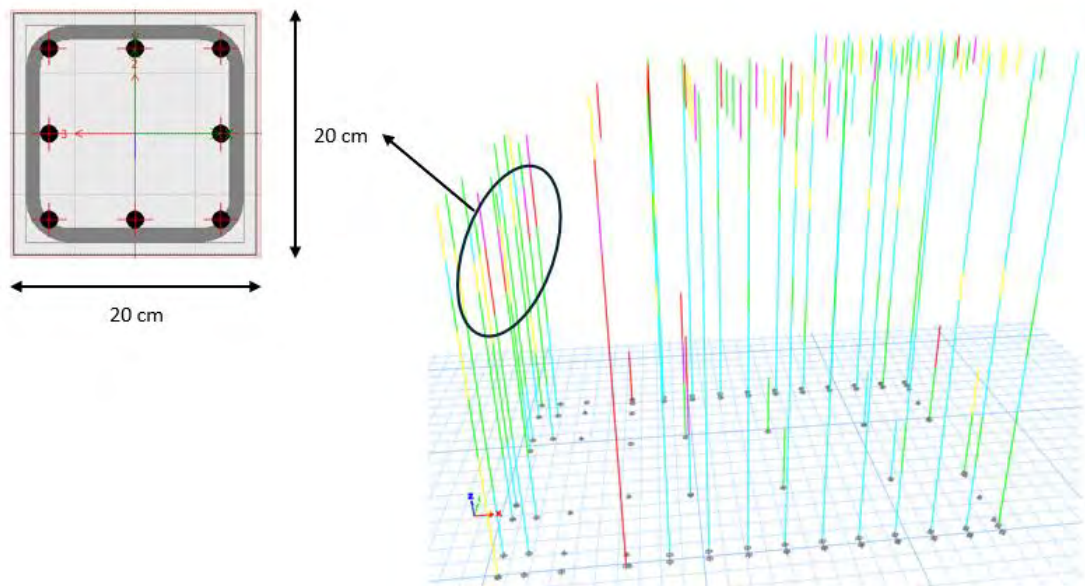


Εικόνα 4.9: Επάρκεια ενισχυμένου υποστυλώματος C65/75

- Ενίσχυση υποστυλωμάτων διατομής 20/20

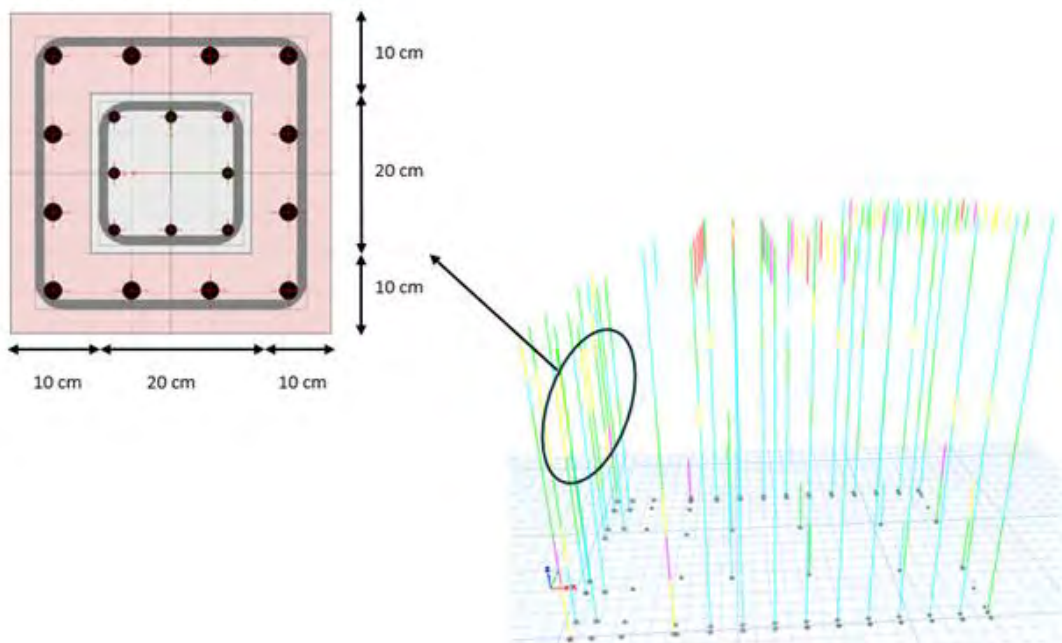
Τα υποστυλώματα διατομής C20/20, τα οποία βρίσκονται κοντά στην πρόσοψη του κτιρίου όπως φαίνεται και στην Εικόνα 4.10, εμφανίζουν αστοχία σε διαξονική κάμψη.

Διατομή C20/20
Οπλισμός 8Φ14



Εικόνα 4.10: Ανεπάρκεια υποστυλώματος C20/20 για την υφιστάμενη διατομή

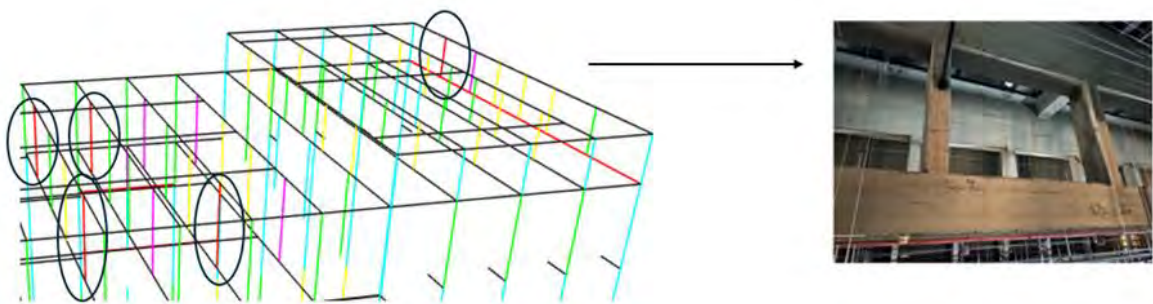
Διατομή C40/40
8Φ14 (υφιστάμενος οπλισμός) + 12Φ22



Εικόνα 4.11: Επάρκεια ενισχυμένου υποστυλώματος C40/40

- Υποστυλώματα διατομής C50/25 στην οροφή του κτιρίου

Από την ανάλυση προέκυψε ότι μερικά υποστυλώματα της οροφής του κτιρίου (9^{ος} και 10^{ος} όροφος, Εικόνα 4.12) αστοχούν σε διαξονική κάμψη. Ωστόσο, δεν κρίθηκε σκόπιμο να γίνει κάποια ενέργεια ενίσχυσης τους διότι αυτά λειτουργούν ως αναρτήρες μεταξύ δύο δοκών, ούτως ώστε να επιτευχθεί μια λειτουργία δοκού τύπου Vierendeel. Επομένως, δεν παίζουν σημαντικό ρόλο στην ανάληψη σεισμικών φορτίων και μπορούν να χαρακτηριστούν ως δευτερεύοντα στοιχεία.



Εικόνα 4.12: Λειτουργία υποστυλωμάτων C50/25 στην οροφή του κτιρίου Ρεξ ως αναρτήρες

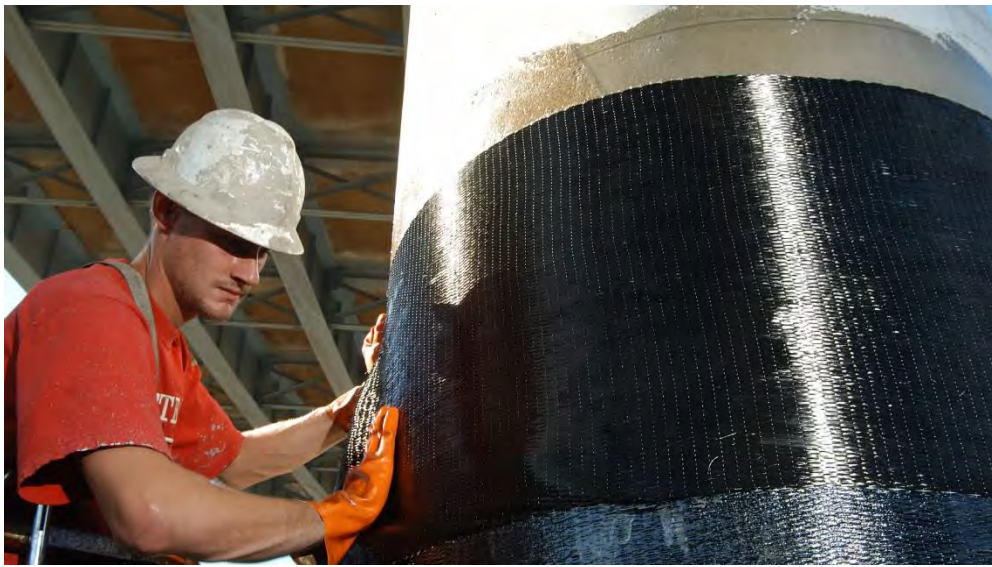
4.2.2 Ενίσχυση Δοκών με χρήση F.R.P.

Στην σύγχρονη εποχή, τα Ινοπλισμένα Πολυμερή (Ι.Ο.Π. – Fiber Reinforced Polymers – F.R.P.) αποτελούν την πλέον σύγχρονη και αποτελεσματική τεχνική ενίσχυσης των υφιστάμενων κατασκευών, παρά το αυξημένο κόστος τους. Είναι σύνθετα υλικά αποτελούμενα από ένα πυκνό πλέγμα ινών άνθρακα, συγκεντρωμένα σε πολυμερική μήτρα (εποξική ρητίνη) και χαρακτηρίζονται για τις μηχανικές ιδιότητες τους. Για την ενίσχυση των ήδη υπάρχοντων κτιρίων οπλισμένου σκυροδέματος, τα F.R.P. κρίνονται κατάλληλα, καθώς παρουσιάζουν τα ακόλουθα πλεονεκτήματα.

- Διαθέτουν αυξημένη αντοχή, υψηλό μέτρο ελαστικότητας και όριο διαρροής και θραύσης.
- Είναι ελαφριά και άρα διευκολύνεται η μεταφορά τους.
- Η εύκολη εφαρμογή της τεχνικής και οι ταχύτατοι χρόνοι σκλήρυνσης επισπεύδουν την περάτωση των ενισχύσεων.

- Παρέχουν μακροχρόνια ανθεκτικότητα καθώς έχουν μη διαβρωτικές και μη αγωγίμες ιδιότητες.
- Παρουσιάζουν πλήρη ελαστική συμπεριφορά μέχρι την αστοχία τους.
- Προσαρμόζονται σε διάφορα σχήματα και μεγέθη, μειώνοντας στο ελάχιστο τις απαραίτητες αλλαγές και επομένως εξασφαλίζεται συμβατότητα με πολλά αρχιτεκτονικά σχέδια και υλικά κατασκευής.
- Γίνεται χρήση ανακυκλωμένων ή φιλικών προς το περιβάλλον ρητινών, και συνεπώς ελαχιστοποιούνται οι περιβαλλοντικές επιπτώσεις.
- Διαθέτουν ενεργειακά αποδοτικές ιδιότητες που μειώνουν τις εκπομπές άνθρακα κατά την διάρκεια ζωής της κατασκευής.

Στην Εικόνα 4.13 απεικονίζεται η τοποθέτηση των F.R.P. σε κατακόρυφο δομικό στοιχείο.

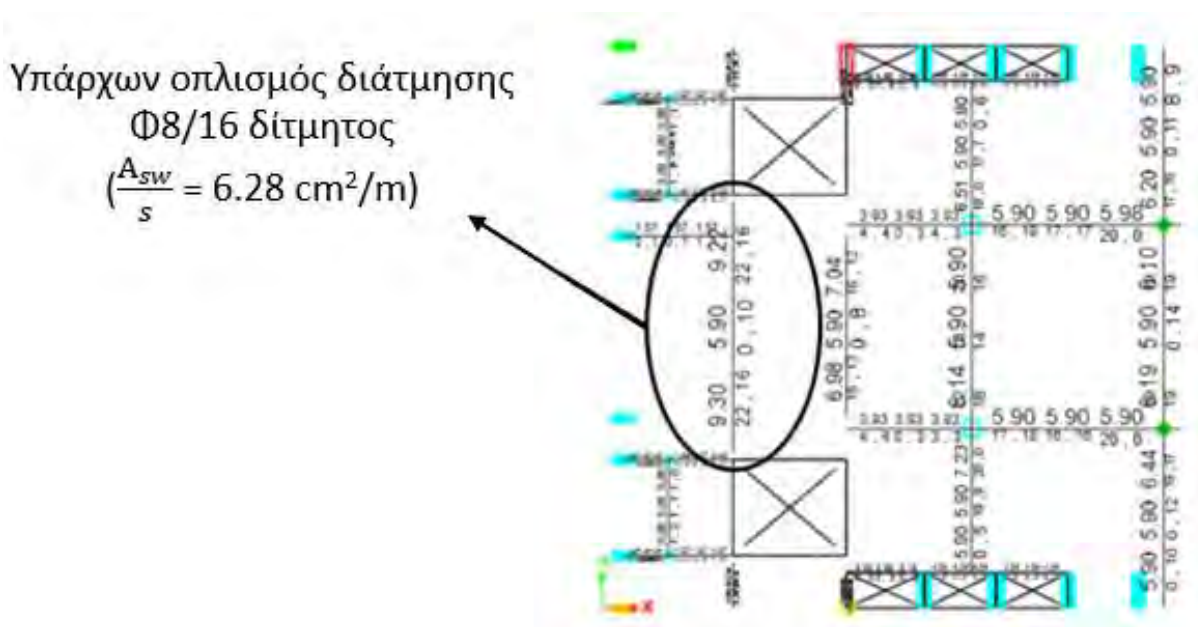


Εικόνα 4.13: Τοποθέτηση FRPs (<https://sika.scene7.com/is/image/sika/glo-structural-strengthening-01:16-9?wid=1920&hei=1080&fit=crop%2C1>)

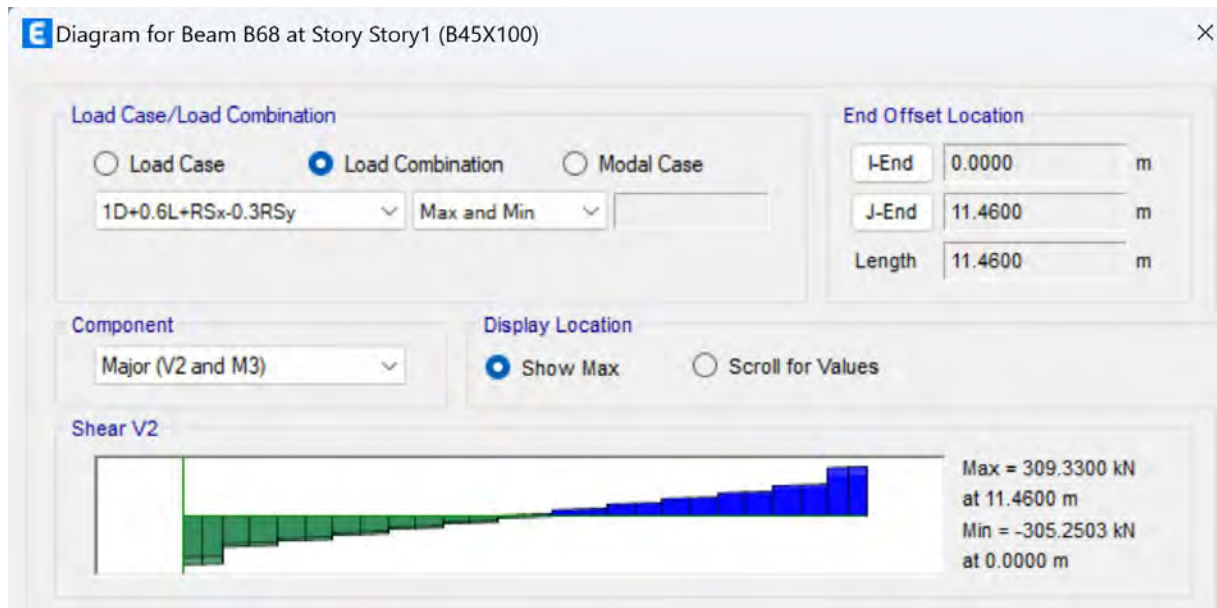
Στη συνέχεια παρατίθενται ενδεικτικά ένα παράδειγμα ενίσχυσης δοκού σε διάτμηση και ένα παράδειγμα ενίσχυσης δοκού σε κάμψη.

- Παράδειγμα ενίσχυσης δοκού έναντι διάτμησης

Από την ανάλυση στο ETABS προέκυψε ότι η δοκός διαστάσεων $45\text{ cm} \times 100\text{ cm}$, η οποία βρίσκεται στον πρώτο όροφο του κτιρίου και φαίνεται στην Εικόνα 4.14, απαιτεί οπλισμό $A_{sw} / s = 9.30\text{ cm}^2/\text{m}$. Ωστόσο, ο υφιστάμενος οπλισμός σε διάτμηση ήταν $\Phi 8/16$ (δίτμητος) και επομένως δεν ικανοποιούσε αυτήν την απαίτηση. Επιλέχθηκε η ενίσχυση του μέλους με φύλλα ΙΟΠ στις πλευρές της δοκού. Για να βρεθούν οι κατάλληλες διατάξεις των φύλλων ΙΟΠ χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SIKACARBODUR, όπου εισήχθησε η γεωμετρία και ο υφιστάμενος οπλισμός του μέλους, καθώς και η μέγιστη τέμνουσα δύναμη, όπως αυτή προέκυψε από την ανάλυση του λογισμικού.



Εικόνα 4.14: Παράδειγμα ανεπάρκειας δοκού σε διάτμηση



Εικόνα 4.15: Διάγραμμα τεμνουσών για τη δοκό B45x100

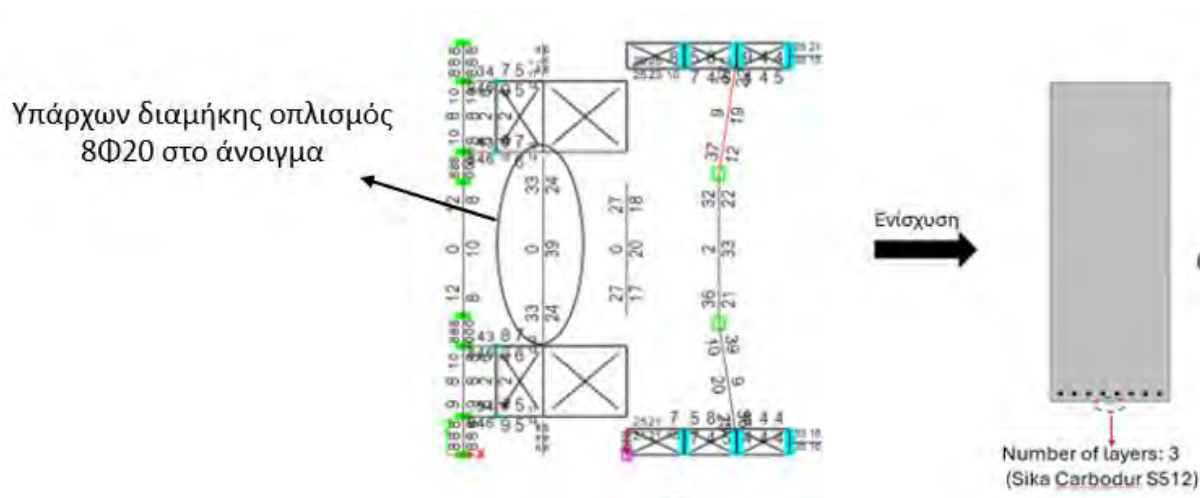
Για την ενίσχυση της δοκού επιλέχθηκαν φύλλα ΙΟΠ στις παρειές της, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.16. Από τα αποτελέσματα του λογισμικού Sika CarboDur για την ενισχυμένη διατομή γίνεται εμφανές ότι η νέα διατομή μπορεί να παραλάβει με ασφάλεια τα απαιτούμενα από την ανάλυση φορτία.



Εικόνα 4.16: Πρόταση ενίσχυσης δοκού έναντι διάτμησης με φύλλα ΙΟΠ

- Παράδειγμα ενίσχυσης δοκού έναντι κάμψης

Από την ανάλυση στο ETABS προέκυψε ότι η δοκός διαστάσεων $45\text{cm} \times 120\text{cm}$, η οποία βρίσκεται στον τρίτο όροφο του κτιρίου και φαίνεται στην Εικόνα 4.17, απαιτεί οπλισμό 39cm^2 , για να αναλάβει τη ροπή σχεδιασμού $704,81\text{kN/m}$. Ο υφιστάμενος οπλισμός στο άνοιγμα ήταν $8\Phi 18$ (δηλαδή 20.34cm^2). Επομένως, επιλέχθηκε η ενίσχυση της δοκού στην κάτω παρειά της με 3 φύλλα Sika CarboDur S512, ώστε να ικανοποιεί την απαίτηση για τη ροπή σχεδιασμού.



Εικόνα 4.17: Πρόταση ενίσχυσης δοκού έναντι κάμψης με φύλλα ΙΟΠ

Κεφάλαιο 5 Συμπεράσματα

Στη σύγχρονη εποχή, η αντισεισμική θωράκιση των κατασκευών αποτελεί μια από τις πιο κρίσιμες προκλήσεις στον τομέα της πολιτικής μηχανικής, ιδιαίτερα σε περιοχές με αυξημένη σεισμικότητα, όπως η Ελλάδα. Οι καταστροφές που προκύπτουν από σεισμικές δονήσεις δεν επηρεάζουν μόνο την ασφάλεια των ανθρώπων, αλλά και τη βιωσιμότητα των υποδομών. Κατά συνέπεια, είναι επιτακτική η ανάγκη για εφαρμογή σύγχρονων μεθόδων και κανονισμών που θα διασφαλίζουν την ανθεκτικότητα τόσο των νέων όσο και των υφιστάμενων κατασκευών. Οι παλαιότερες κατασκευές, οι οποίες σχεδιάστηκαν χωρίς την ύπαρξη αυστηρών αντισεισμικών κανονισμών, παρουσιάζουν ιδιαίτερη πρόκληση για τους μηχανικούς, καθώς καλούνται να αναβαθμιστούν ώστε να πληρούν τα σύγχρονα πρότυπα ασφαλείας και αντοχής.

Στο πλαίσιο αυτό, η παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζει τη σεισμική συμπεριφορά του ιστορικού θεάτρου Ρεξ και προτείνει σενάρια ενίσχυσής του. Καταρχάς, η εφαρμογή της μεθόδου ιδιομορφικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης ανέδειξε τις σοβαρές ανεπάρκειες του κτιρίου ως προς την αντοχή του στις σεισμικές καταπονήσεις. Ως απάντηση σε αυτά τα ευρήματα, προτάθηκε μια ριζική ενίσχυση με την προσθήκη πλευρικών τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτή η προσέγγιση αποδείχθηκε ιδιαίτερα αποτελεσματική, καθώς μείωσε τη στρεπτική ευαισθησία του κτιρίου και βελτίωσε την ευστάθειά του, οδηγώντας σε σημαντικά μειωμένες μετατοπίσεις και εντατικά μεγέθη στα δομικά στοιχεία κατά τη διάρκεια σεισμικών δονήσεων. Παράλληλα, η ευθυγράμμιση του κέντρου μάζας με το κέντρο δυσκαμψίας μέσω της τοποθέτησης τοιχωμάτων οδήγησε σε πιο ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων, εξασφαλίζοντας σταθερότερη μεταφορά των δυνάμεων στη θεμελίωση.

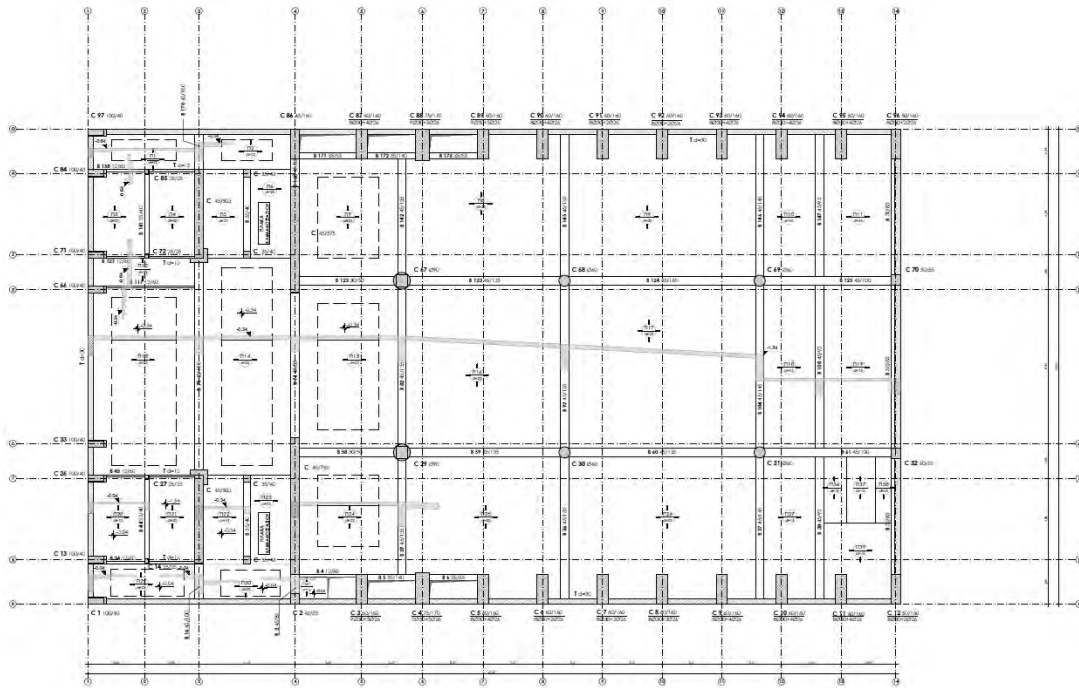
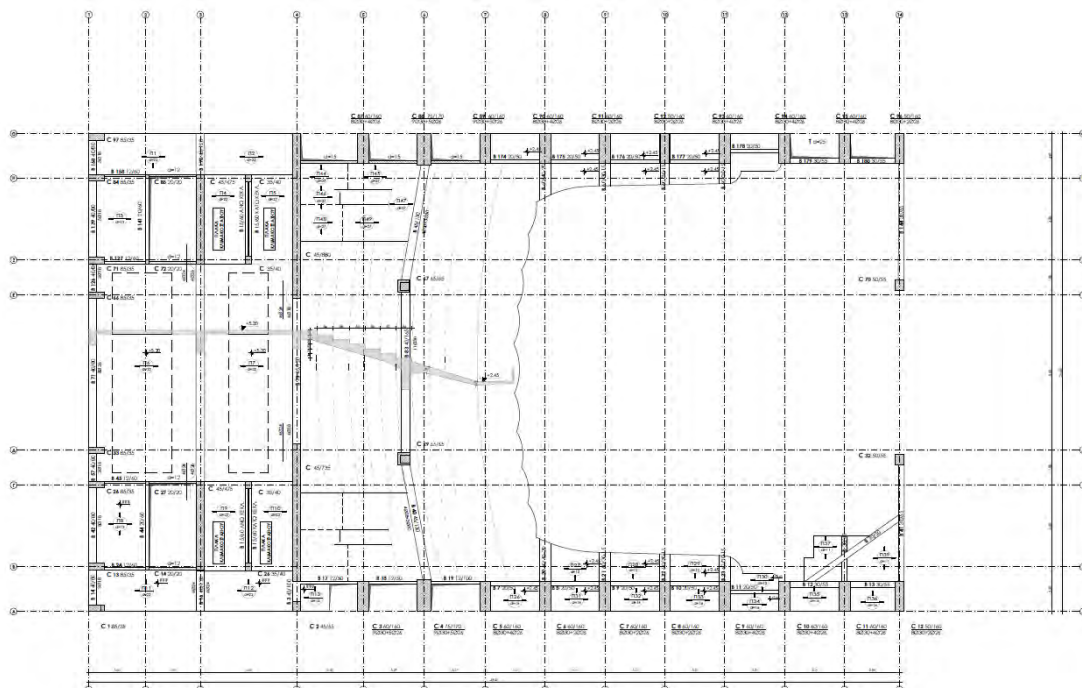
Επιπλέον, πραγματοποιήθηκαν τοπικές ενισχύσεις σε υποστυλώματα και δοκούς, προκειμένου να αντιμετωπιστούν αδυναμίες στον αρχικό σχεδιασμό και την ελλιπή όπλιση των μελών. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκε η αύξηση της αντοχής των υποστυλωμάτων με χρήση εκτοξευμένου σκυροδέματος Gunite, ενώ για τις δοκούς επιλέχθηκε η ενίσχυση τους με φύλλα ινοπλισμένου πολυμερούς. Οι τοπικές αυτές παρεμβάσεις συνέβαλαν στην αύξηση της αντοχής των επιμέρους στοιχείων και στη συνολική βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου.

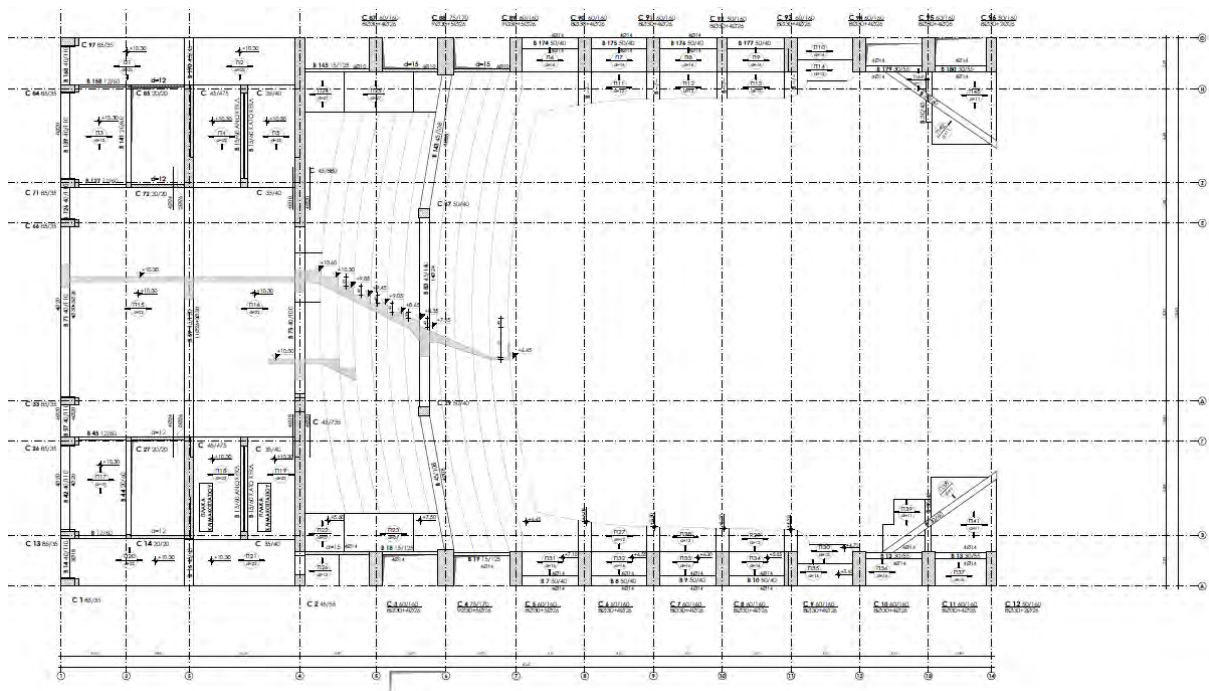
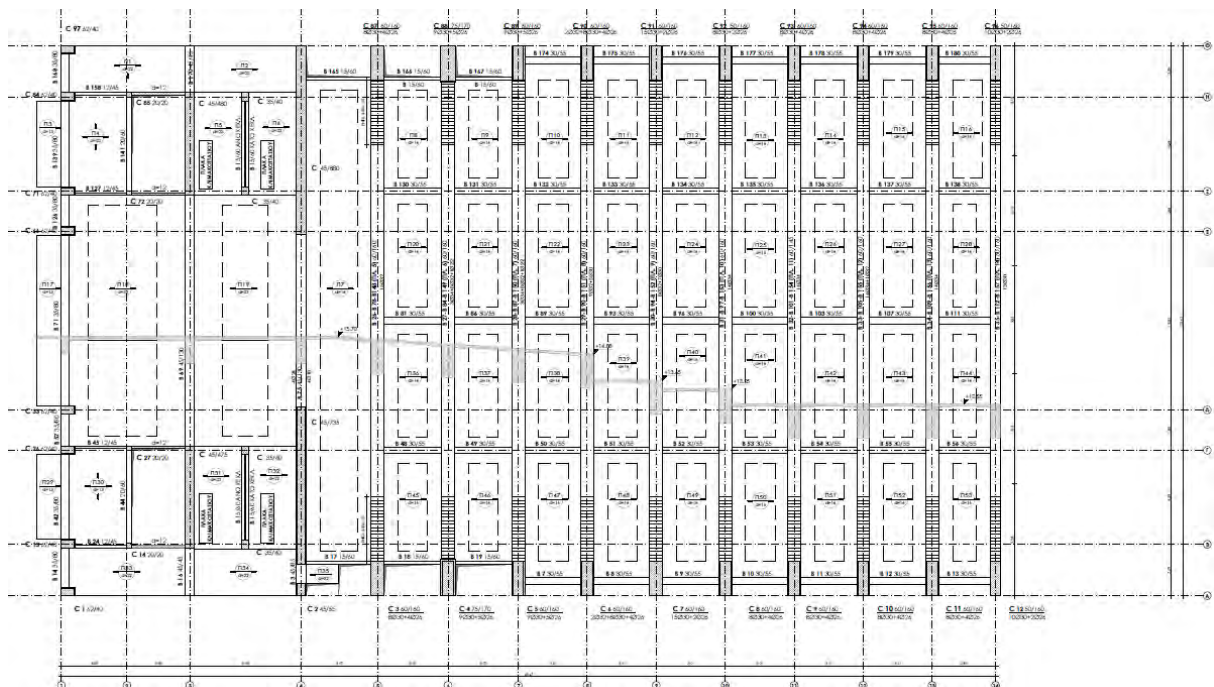
Συμπερασματικά, οι ενισχύσεις που προτάθηκαν για το θέατρο Ρεξ ανταποκρίνονται πλήρως στις απαιτήσεις των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών, βελτιώνοντας την ασφάλεια και τη στατικότητα του κτιρίου. Τα αποτελέσματα της παρούσας μελέτης υποδεικνύουν ότι η συνδυασμένη χρήση πλευρικών τοιχωμάτων και τοπικών ενισχύσεων αποτελεί μια κατάλληλη και αποτελεσματική στρατηγική για την αναβάθμιση παλαιών, ιστορικών κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα.

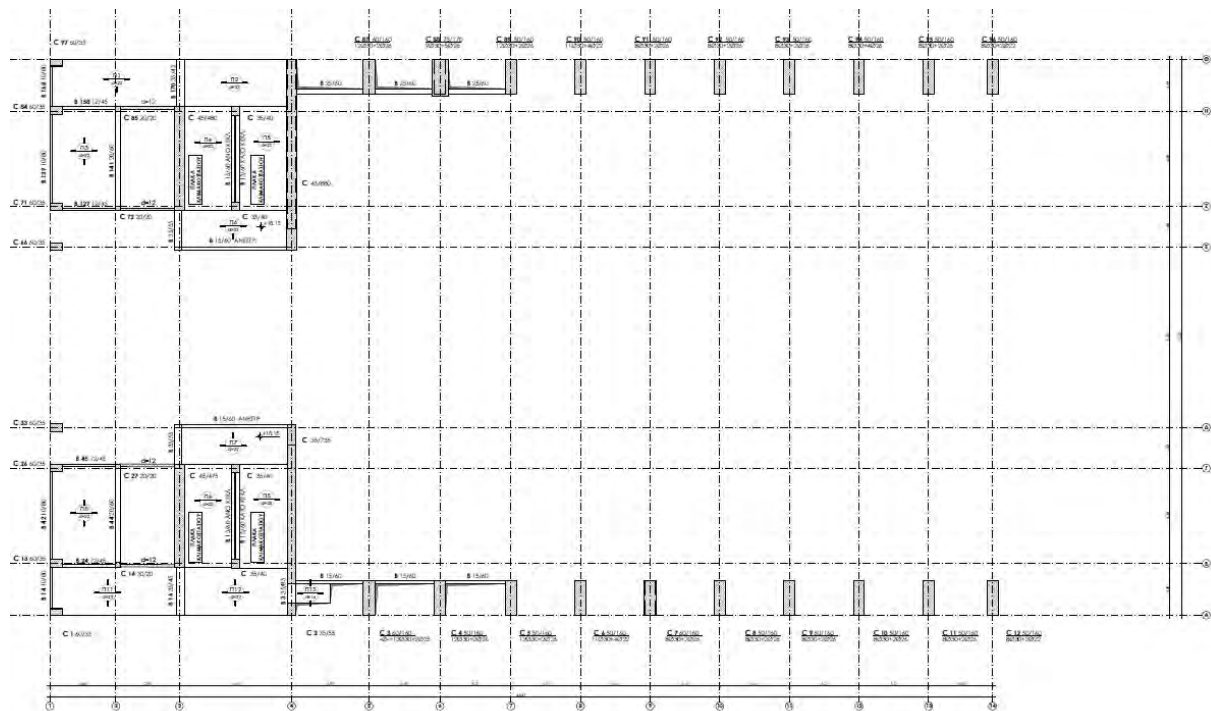
Ιδιαίτερο ενδιαφέρον θα παρουσίαζε και η ανάλυση του κτιρίου με χρήση ανελαστικών μεθόδων και η σύγκριση των αποτελεσμάτων τους με την ελαστική δυναμική μέθοδο που εφαρμόστηκε. Ωστόσο, αυτό αποτελεί μια πρόταση για μελλοντική εργασία.

Βιβλιογραφία

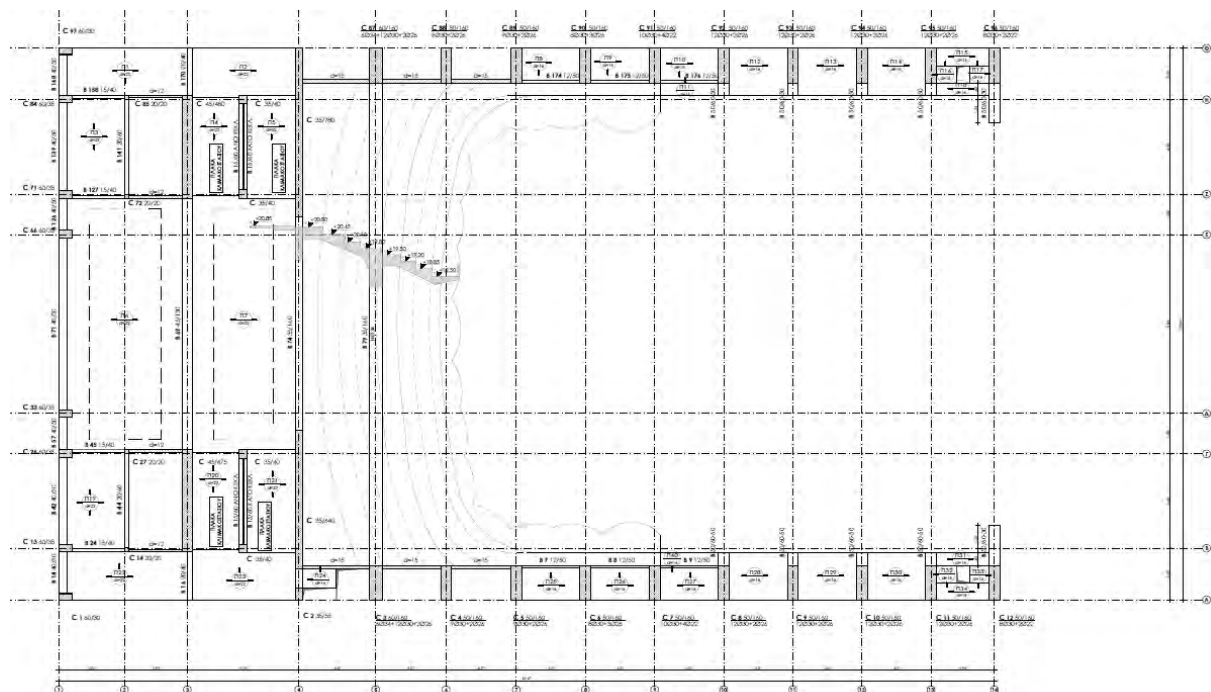
- Ο.Α.Σ.Π. (2022), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) – 3^η Αναθεώρηση 2022», Αθήνα.
- EN1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών».
- Δρίτσος Σ. (2005), «Επισκευές και Ενισχύσεις Κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Γ' έκδοση αναθεωρημένη, Πάτρα.
- Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία», Αθήνα.
- ETABS Ultimate Version 21.2.0 (2021), «Extended 3D Analysis of Building Systems», Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- Κουτάντου Ε. (2009), «Αποτίμηση και Ανασχεδιασμός Κτιρίου με Χρήση Ελαστικών και Ανελαστικών Μεθόδων», Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Θεσσαλονίκη.
- Παναγιώτης – Γεώργιος Κυριάκος (2024), «Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας και Πρόταση Ενίσχυσης Ξενοδοχειακής Μονάδας στην Κέρκυρα», Διπλωματική Εργασία, Βόλος.
- Ταγκούλη Σ. Μαρία (2013), «Αποτίμηση Φέρουσας Ικανότητας Πενταώροφου Κτηρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Αθήνα.

Παράρτημα Α: Ξυλότυποι - Οπλισμοί ΠλαισίωνΕικόνα Α.1: Ξυλότυπος 1^{ου} ορόφουΕικόνα Α.2: Ξυλότυπος 2^{ου} ορόφου

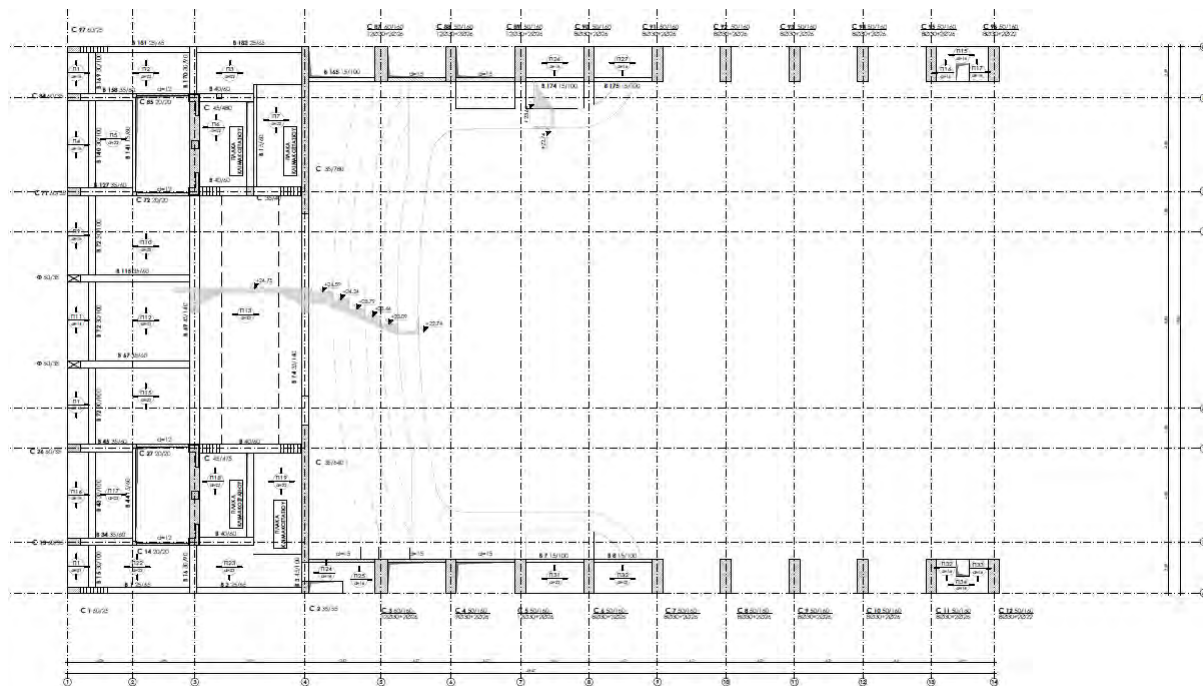
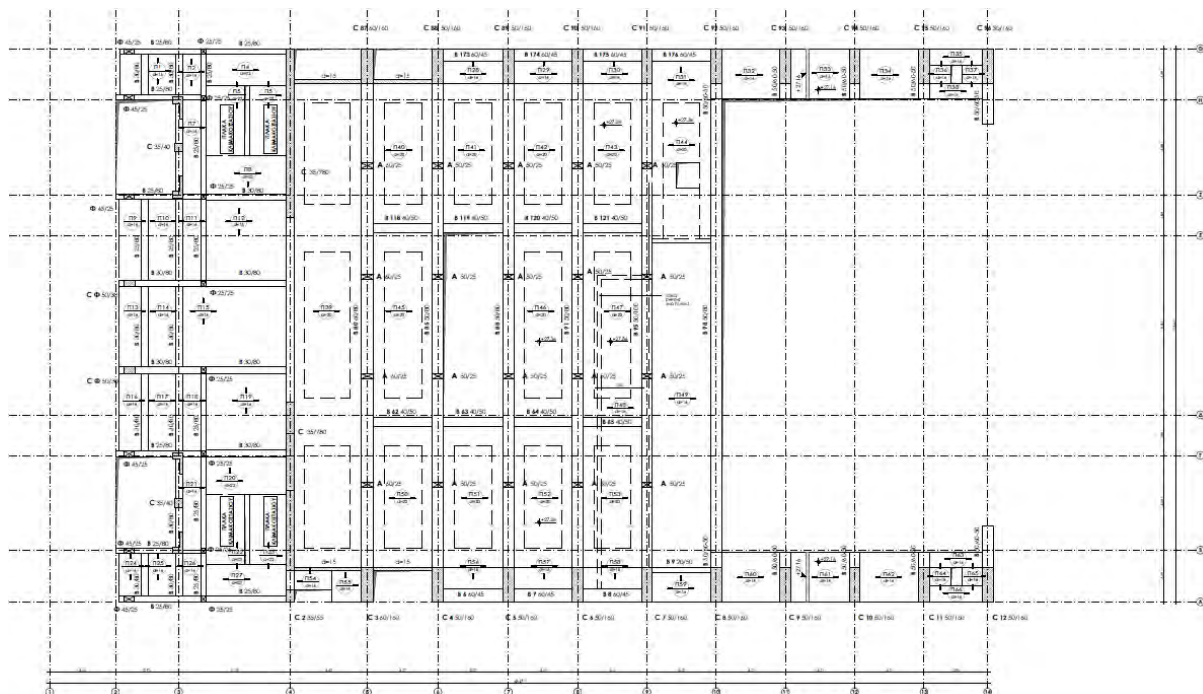
Εικόνα Α.3: Ευλότυπος 3^{ου} ορόφουΕικόνα Α.4: Ευλότυπος 4^{ου} ορόφου



Εικόνα Α.5: Ξυλότυπος 5^{ου} ορόφου

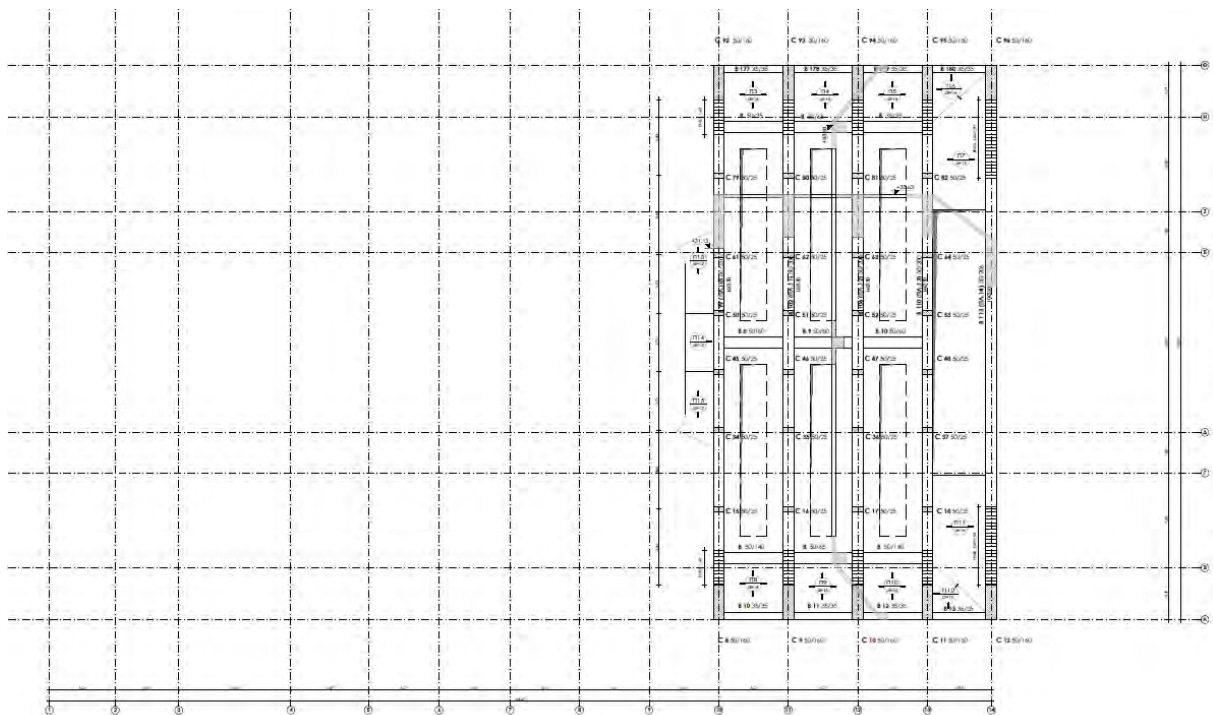


Εικόνα Α.6: Ξυλότυπος 6^{ου} ορόφου

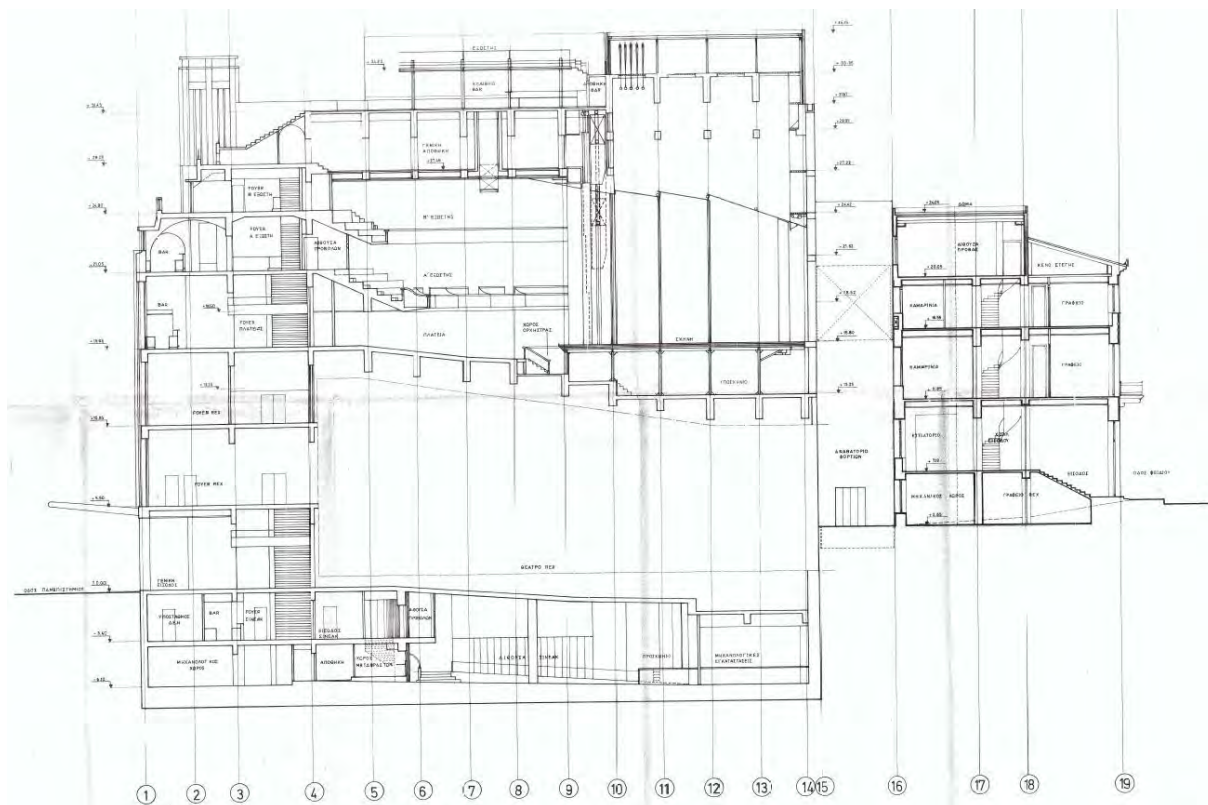
Εικόνα Α.7: Ευλότυπος 7^{ου} ορόφουΕικόνα Α.8: Ευλότυπος 8^{ου} ορόφου



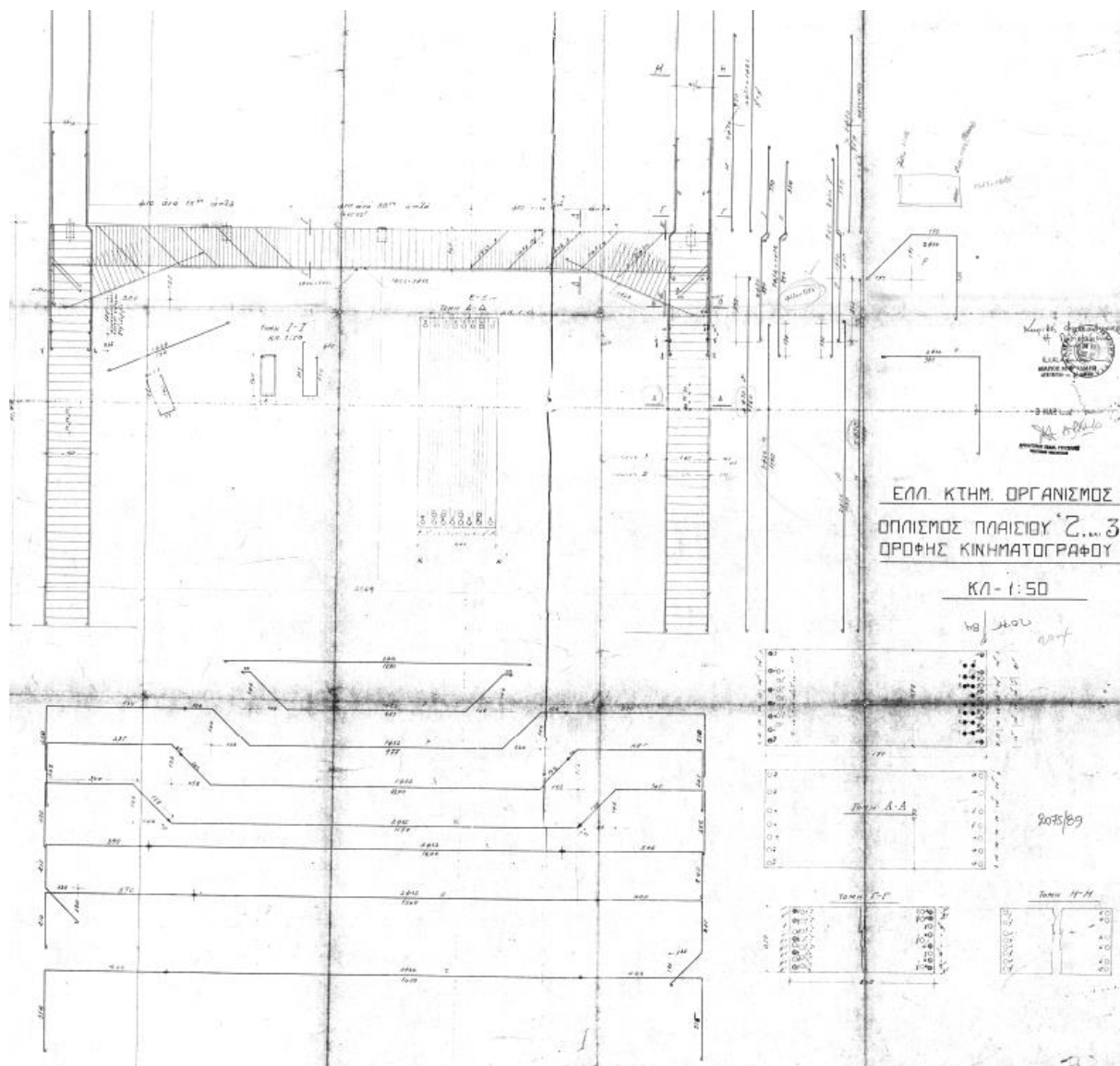
Εικόνα Α.9: Ευλότυπος 9^{ου} ορόφου



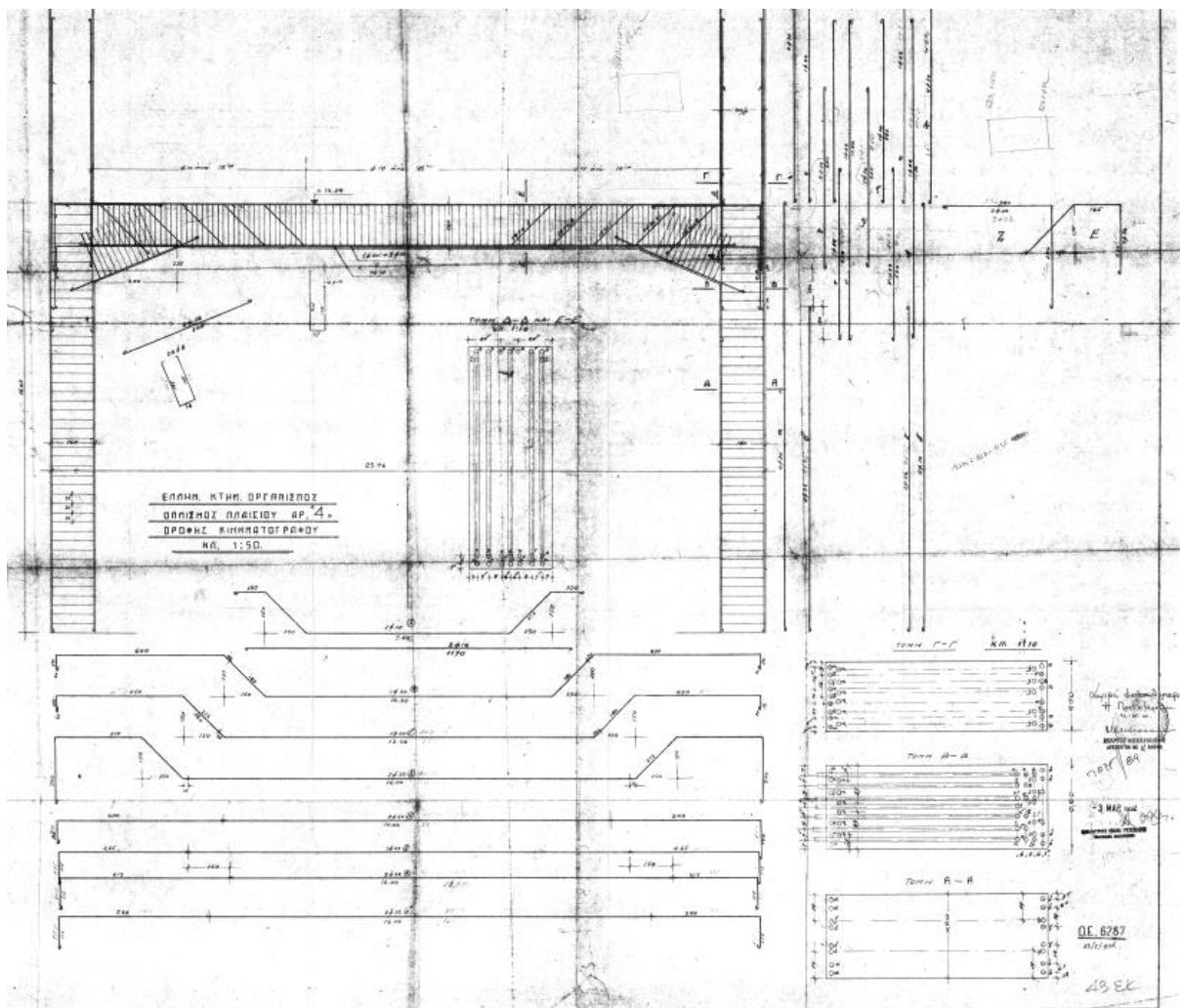
Εικόνα Α.10: Ευλότυπος 10^{ου} ορόφου



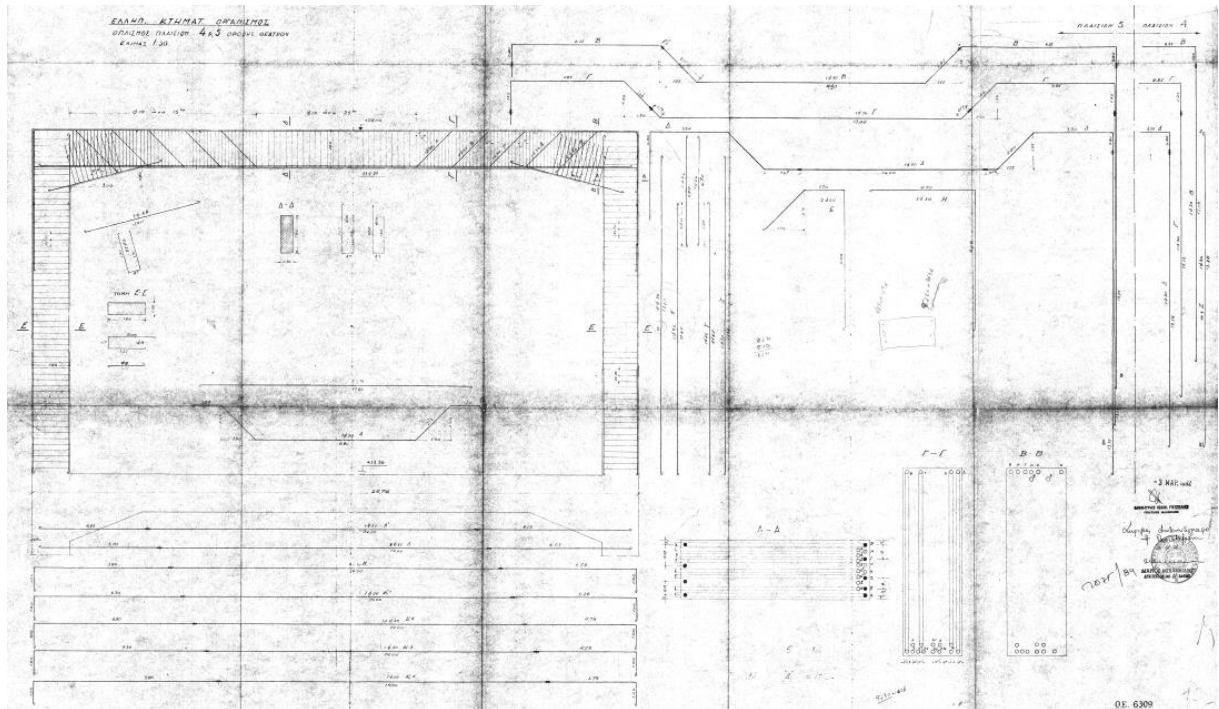
Εικόνα Α.11: Τομή κατά μήκος



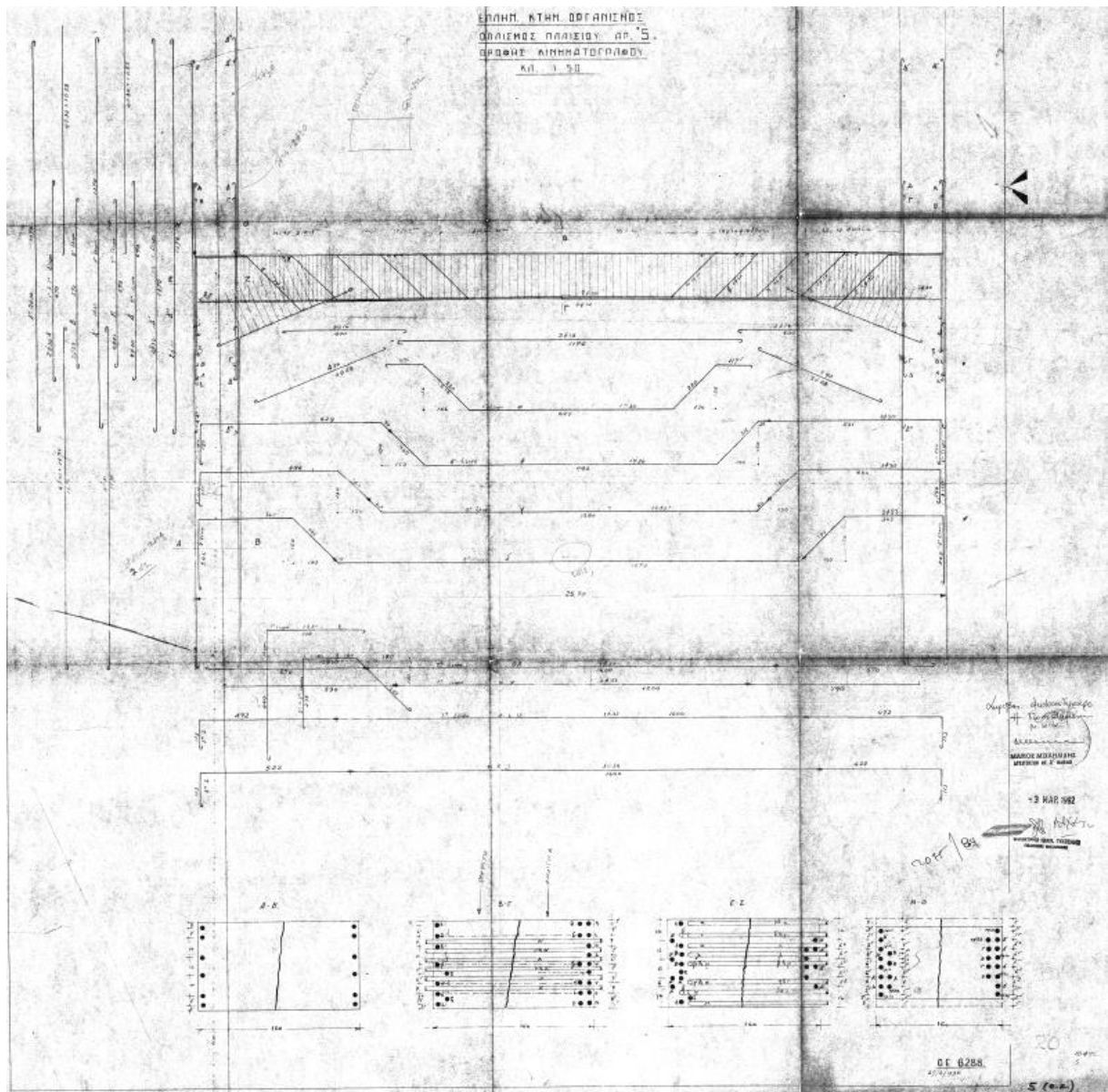
Εικόνα Α.12: Οπλισμός πλαισίου 2 και 3



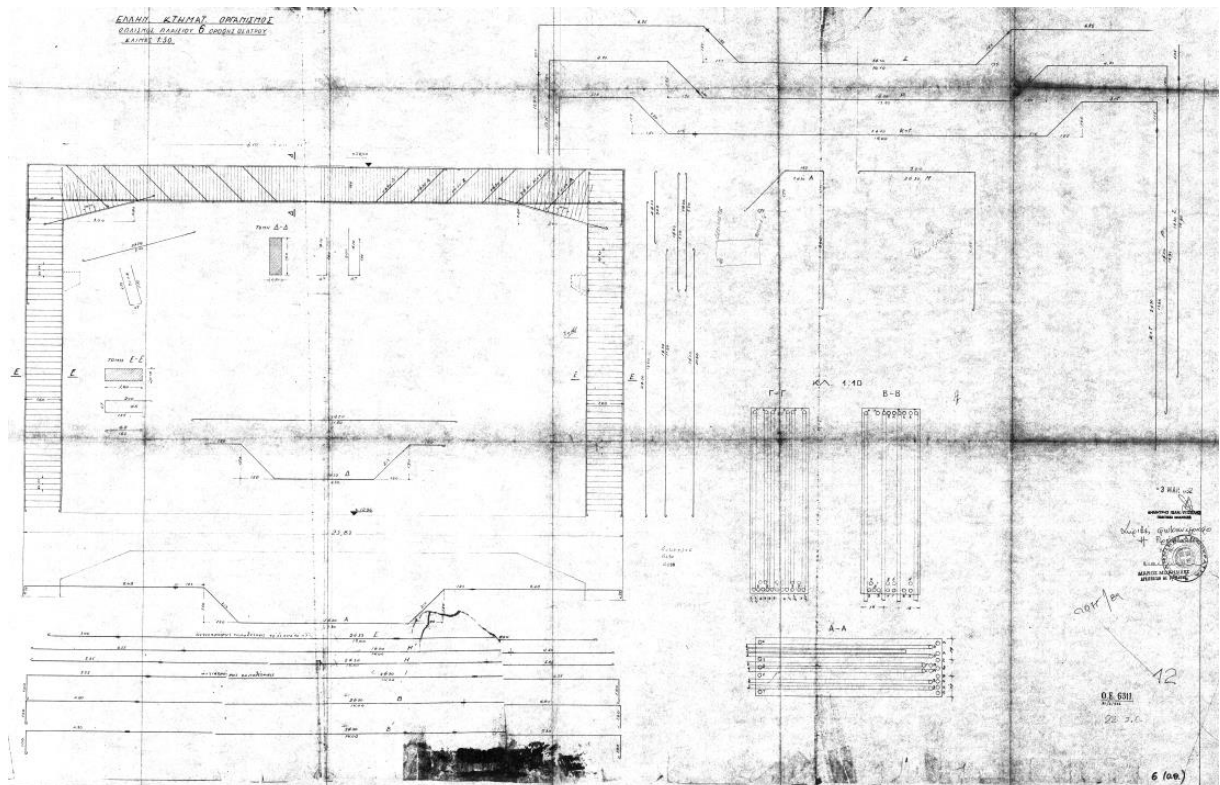
Εικόνα Α.13: Οπλισμός πλαισίου 4



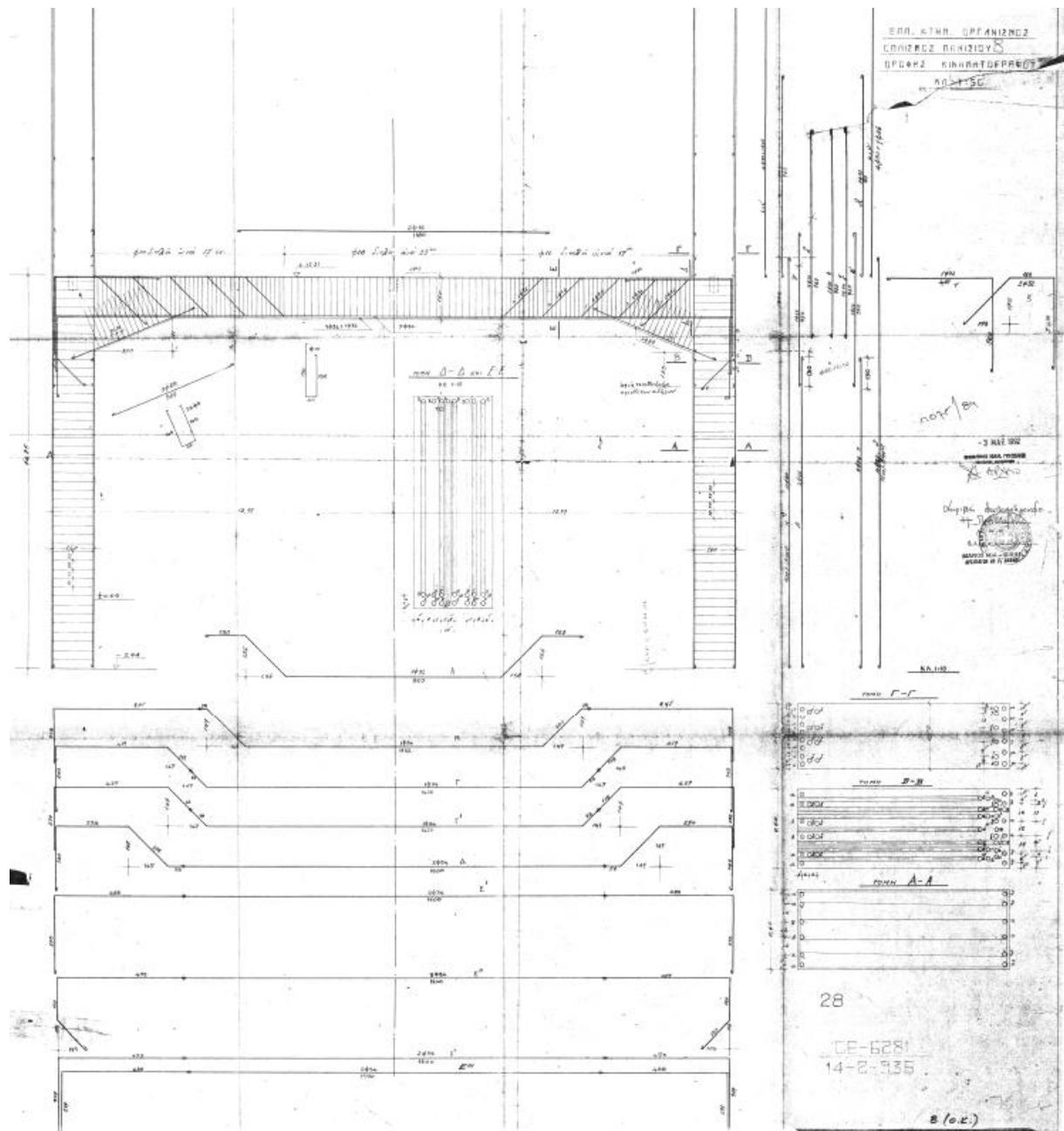
Εικόνα Α.14: Οπλισμός πλαισίου 4 και 5



Εικόνα Α.15: Οπλισμός πλαισίου 5



Εικόνα Α.16: Σπλισμός πλαισίου 6



Εικόνα Α.17: Οπλισμός πλαισίου 8

Παράρτημα Β: Αποτελέσματα Εργαστηριακής Ανάλυσης

Στη συνέχεια παρατίθενται τα αποτελέσματα της εργαστηριακής ανάλυσης. Οι Εικόνα Β.1 – Β.12 απεικονίζουν τη φωτογραφική τεκμηρίωση ενδεικτικών κυλινδρικών δειγμάτων της κατασκευής.



Εικόνα Β.1: Πυρήνας Π.1 (πριν την προετοιμασία)



Εικόνα Β.2: Πυρήνας Π.1 (μετά την θραύση)



Εικόνα Β.3: Πυρήνας Π.2 (πριν την προετοιμασία)



Εικόνα Β.4: Πυρήνας Π.2 (μετά την θραύση)



Εικόνα Β.5: Πυρήνας Π.3 (πριν την προετοιμασία)



Εικόνα Β.6: Πυρήνας Π.3 (μετά την θραύση)



Εικόνα Β.7: Πυρήνας Π.4 (πριν την προετοιμασία)



Εικόνα Β.8: Πυρήνας Π.4 (μετά την θραύση)



Εικόνα Β.9: Πυρήνας Π.5 (πριν την προετοιμασία)



Εικόνα Β.10: Πυρήνας Π.5 (μετά την θραύση)



Εικόνα Β.11: Πυρήνας Π.6 (πριν την προετοιμασία)



Εικόνα Β.12: Πυρήνας Π.6 (μετά την θραύση)

Η Εικόνα Β.13 παρουσιάζει τα αποτελέσματα της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος, όπως αυτή προέκυψε από τις καταστροφικές δοκιμές και η Εικόνα Β.14 από τις έμμεσες μεθόδους.

Α/Α	Ονομασία Πυρήνα Core Sample	Θλιπτική Αντοχή Compressive Strength f _{ck}
		MPa
1	Π.1	9.23
2	Π.2	15.84
3	Π.3	22.42
4	Π.4	9.60
5	Π.5	27.79
6	Π.6	14.34
7	Π.8	17.09
8	Π.9	16.81

Εικόνα Β.13: Δεδομένα αποτελεσμάτων καταστροφικών δοκιμών

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΠΙΝΑΚΑΣ & ΔΙΑΓΡΑΜΜΑ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

A/A	Δομικό Στοιχείο Element	Στάθμη	Τύπος Δομικού Στοιχείου	Θλιπτική Αντοχή Compressive Strength fck (MPa)	Ταχύτητα Υπερήχου Ultrasonic Pulse Velocity V (m/s)	Τιμή Αναπήδησης Rebound-Value Q
1	Π.1	-0.34	ΤΟΙΧΩΜΑ	17.13	2916	30
2	Π.2	-0.34	ΤΟΙΧΩΜΑ	17.14	2675	29
3	Π.3	-0.34	ΤΟΙΧΩΜΑ	15.30	2690	31
4	Π.4	-0.34	ΤΟΙΧΩΜΑ	12.36	2497	34
5	Π.5	-0.34	ΤΟΙΧΩΜΑ	16.07	2658	30
6	Π.6	-0.34	ΤΟΙΧΩΜΑ	15.65	2342	29
7	Π.7	-0.34	ΤΟΙΧΩΜΑ	14.72	2758	32
8	Κ.32	-0.34	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	12.88	3074	36
9	Κ.34	-0.34	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	13.53	2852	34
10	Δ.1.Κάτω	-0.34	ΔΟΚΟΣ	12.99	3578	38
11	Δ.1.Ανω	-0.34	ΔΟΚΟΣ	22.70	3686	28
12	Δ.2.Κάτω	-0.34	ΔΟΚΟΣ	11.72	3290	39
13	Δ.2.Ανω	-0.34	ΔΟΚΟΣ	16.17	3987	35
14	Δ.3.Κάτω	-0.34	ΔΟΚΟΣ	20.26	3416	29
15	Δ.4	-0.34	ΔΟΚΟΣ	12.95	3323	37
16	Π.8	+31,3	ΔΟΚΟΣ	15.31	3416	34
17	Π.9	+31,3	ΔΟΚΟΣ	16.87	3644	33
18	Κ.3	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	13.88	2740	33
19	Κ.4	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	14.64	3707	36
20	Κ.5	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	14.68	2749	32
21	Κ.6	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	18.42	3243	30
22	Κ.7	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	15.57	2996	32
23	Κ.8	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	23.33	2580	24
24	Κ.9	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	21.06	2467	25
25	Κ.10	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	16.19	3706	34
26	Κ.15	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	24.11	3007	25
27	Κ.16	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	14.04	3740	37
28	Κ.17	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	14.05	3490	36
29	Κ.18	+31,3	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	14.63	3445	35
30	Δ.1	+31,3	ΔΟΚΟΣ	14.03	2785	33
31	Δ.3	+31,3	ΔΟΚΟΣ	16.31	3205	32
ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ				16.09	3118	32
ΤΥΠΙΚΗ ΑΠΟΚΛΙΣΗ				3.20	451.3	3.8

Εικόνα Β.14: Διάγραμμα εκτίμησης αντοχής με έμμεσες μεθόδους

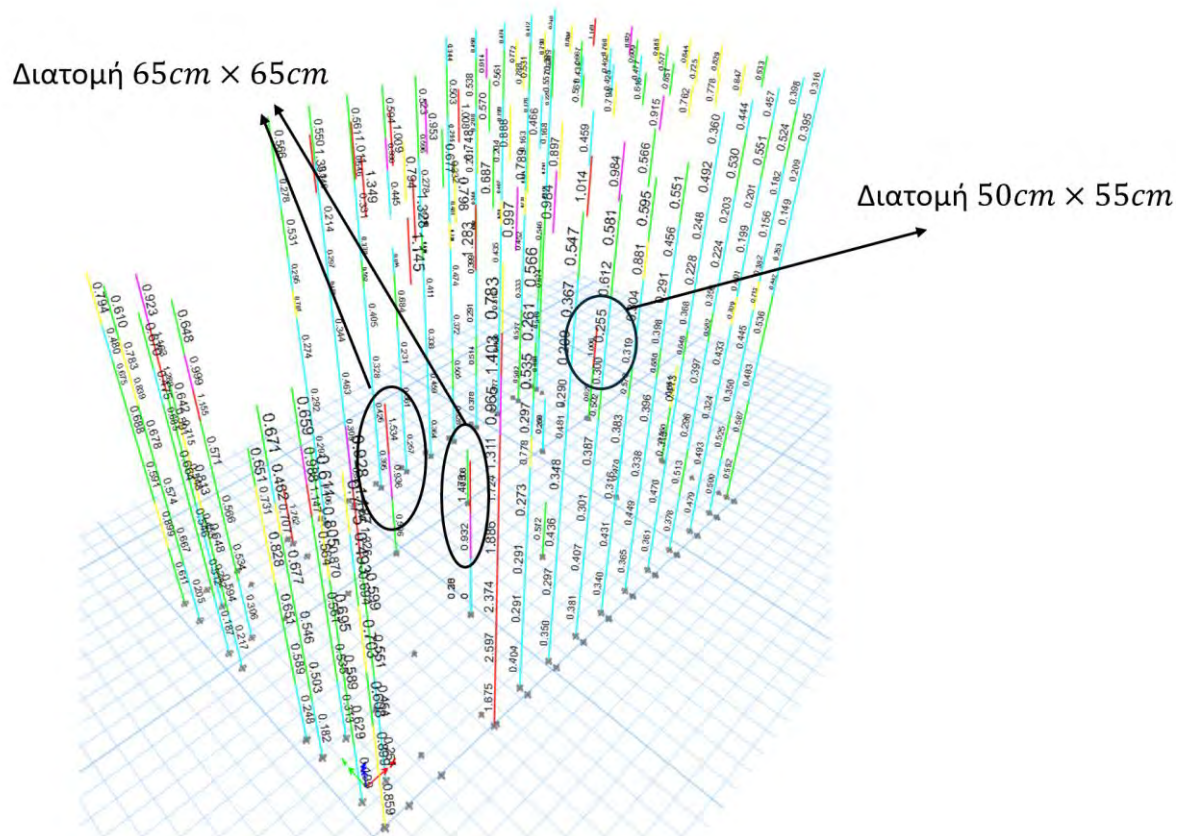
Αναφορικά με τον οπλισμό των μελών, στην Εικόνα Β.15 παρατίθενται τα αποτελέσματα από τις μετρήσεις πεδίου μαγνήτη.

Α/Α	ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΕΛΕΓΧΟΥ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΚΥΡΙΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ (ΔΙΑΜΗΚΗΣ - ΚΑΜΠΤΟΜΕΝΟΣ)		ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΝ ΟΠΛΙΣΜΟΣ (ΕΓΚΑΡΣΙΟΣ - ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΣ)		ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ (ΜΕΣΗ ΤΙΜΗ)	ΣΧΟΛΙΑ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ
			ΤΕΥΧΟΣ / ΣΧΕΔΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ	ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗΣ ΠΕΔΙΟΥ	ΤΕΥΧΟΣ / ΣΧΕΔΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ	ΤΕΚΜΗΡΙΩΣΗΣ ΠΕΔΙΟΥ		
			τεμ. φ. (mm)	τεμ. φ. (mm/cm)	φ. (mm/cm)	φ. (mm/cm)	(mm)	
1	Κ.32	100x40	δ/δ	8φ20	δ/δ	φ8/25	17	
2	Κ.34	100x40	δ/δ	8φ20	δ/δ	φ8/25	17	
3	Δ.1		δ/δ	6φ_	δ/δ	_φ/_	-	
4	Δ.2.Α	26/42(χωρίς την πλάκα)	δ/δ	6φ20	δ/δ	φ8/_	-	
5	Δ.2.Κ		δ/δ	6φ_	δ/δ	_φ/_	-	
6	Δ.3.Κ		δ/δ	6φ_	δ/δ	_φ/_	-	
7	Δ.4	45x78(χωρίς την πλάκα)	δ/δ	3φ30+2φ28+3φ25	δ/δ	φ10/10	8	
8	Π.13	8(Πέλμα)	δ/δ	2φ14(δοκίδα)	δ/δ	_φ/_	12	ΔΟΚΙΔΩΤΗ ΠΛΑΚΑ
9	Δ.1		δ/δ	_φ_	δ/δ	_φ/16	16	
10	Δ.2		δ/δ	_φ_	δ/δ	_φ/18	20	
11	Δ.3		δ/δ	_φ_	δ/δ	_φ/18	24	
12	Δ.4		δ/δ	_φ_	δ/δ	_φ/17	16	
13	Κ.3	50x160	10φ30+2φ26	5φ_	δ/δ	_φ/25	23	
14	Κ.4	50x160	10φ30+2φ26	5φ_	δ/δ	_φ/25	18	
15	Κ.5	50x160	10φ30+2φ26	5φ_	δ/δ	_φ/25	23	
16	Κ.6	50x160	10φ30+2φ26	5φ_	δ/δ	_φ/25	25	
17	Κ.7	50x160	10φ30+2φ26	4φ30+φ26	δ/δ	φ8/25	39	ΣΑΡΩΣΗ ΜΙΑΣ ΠΛΕΥΡΑΣ
18	Κ.8	30x30	δ/δ	4φ_	δ/δ	φ_/20	26	
19	Κ.9	30x30	δ/δ	4φ_	δ/δ	φ_/20	36	
20	Κ.11		δ/δ	4φ_	δ/δ	φ_/20	7	
21	Κ.12		δ/δ	4φ_	δ/δ	φ_/20	13	
22	Κ.13	25x50	δ/δ	4φ_	δ/δ	φ_/20	10	
23	Κ.14	25x50	δ/δ	4φ_	δ/δ	φ_/20	10	
24	Κ.15	25x25	δ/δ	4φ_	δ/δ	φ_/20	9	
25	Κ.16	25x25	δ/δ	4φ14	δ/δ	φ6/20	14	
26	Κ.17	25x25	δ/δ	4φ_	δ/δ	φ_/20	12	
27	Κ.18	25x25	δ/δ	4φ_	δ/δ	φ_/20	11	
28	Κ.19	25x50	δ/δ	4φ_	δ/δ	φ_/20	17	
29	Κ.20	25x50	δ/δ	4φ20	δ/δ	φ6/20	10	
30	Δ.1	50/160(χωρίς την πλάκα)	δ/δ	8φ30	δ/δ	φ10/_	-	
31	Δ.2	30/30(χωρίς την πλάκα)	δ/δ	4φ14	δ/δ	_φ_	-	
32	Τ.1		δ/δ	φ_/25	δ/δ	φ_/25	-	
33	Τ.2		δ/δ	φ_/25	δ/δ	φ_/25	-	
34	Π.1		δ/δ	φ_/	δ/δ	φ_/	10	ΔΟΚΙΔΩΤΗ ΠΛΑΚΑ
35	Π.2		δ/δ	φ_/	δ/δ	φ_/	10	ΔΟΚΙΔΩΤΗ ΠΛΑΚΑ
36	Π.31		δ/δ	φ10/12	δ/δ	φ10/12	0	

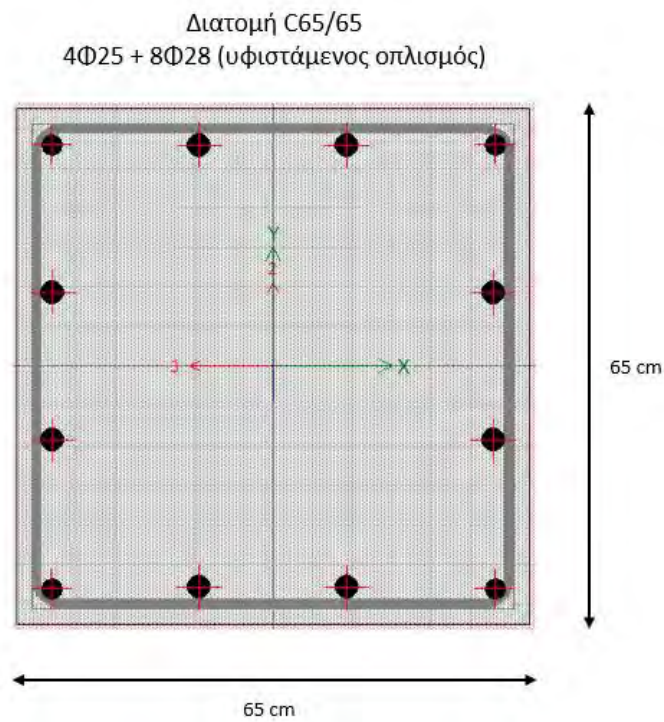
Εικόνα Β.15: Μετρήσεις πεδίου μαγνήτη

Παράρτημα Γ: Τοπικές Ενισχύσεις Υποστυλωμάτων με Μανδύα από Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα

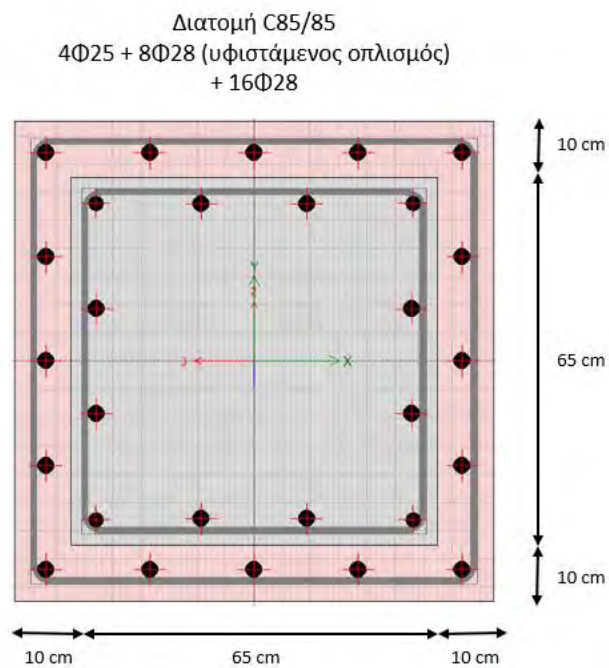
Στη συνέχεια παρατίθενται και οι υπόλοιπες ανεπάρκειες των υποστυλωμάτων (Εικόνα Γ.1) και οι αντίστοιχες ενισχύσεις τους (Εικόνα Γ.2 -Εικόνα Γ.5).



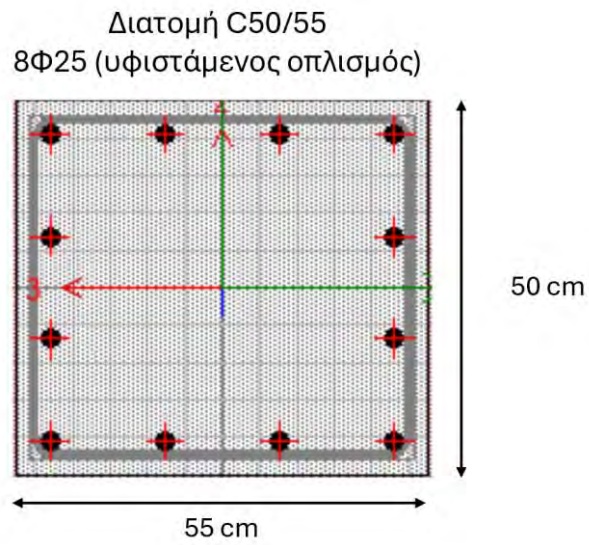
Εικόνα Γ.1: Λοιπές ανεπάρκειες υποστυλωμάτων του φορέα



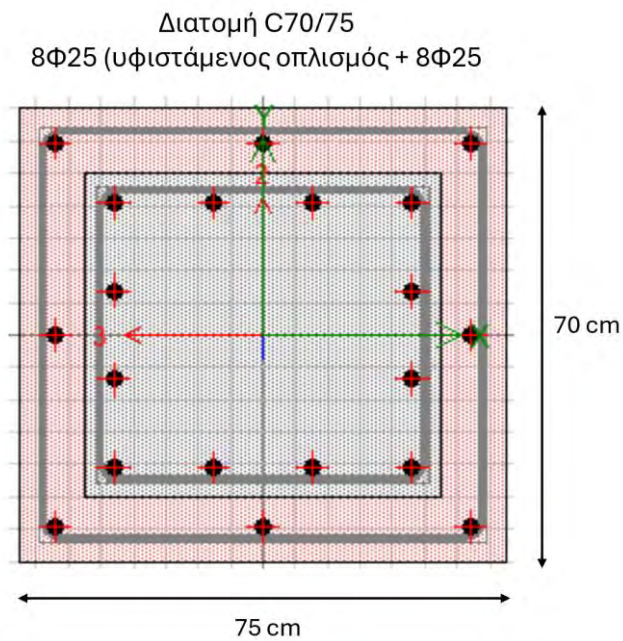
Εικόνα Γ.2: Υφιστάμενη διατομή 65 cm × 65 cm



Εικόνα Γ.3: Πρόταση ενίσχυσης διατομής



Εικόνα Γ.4: Υφιστάμενη διατομή 50 cm × 55 cm



Εικόνα Γ.5: Πρόταση ενίσχυσης διατομής