

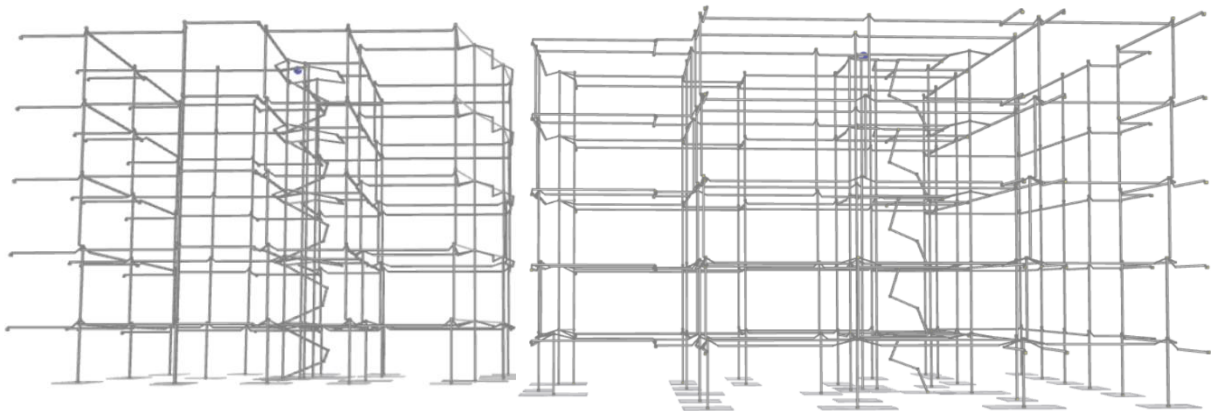


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΝΑΡΙΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ο/Σ ΜΕ ΑΡΜΟ ΔΙΑΣΤΟΛΗΣ, ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ 1979 ΣΤΗΝ ΑΓΙΑ ΠΑΡΑΣΚΕΥΗ

Seismic assessment and investigation of retrofitting scenarios
for an existing RC building with an expansion joint, constructed
in 1979 in Agia Paraskevi



Διπλωματική Εργασία
Σταύρος Παπαγιαννούλης

EMK ΔΕ 2025 12

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος, Καθηγητής

Αθήνα, Ιούλιος 2025

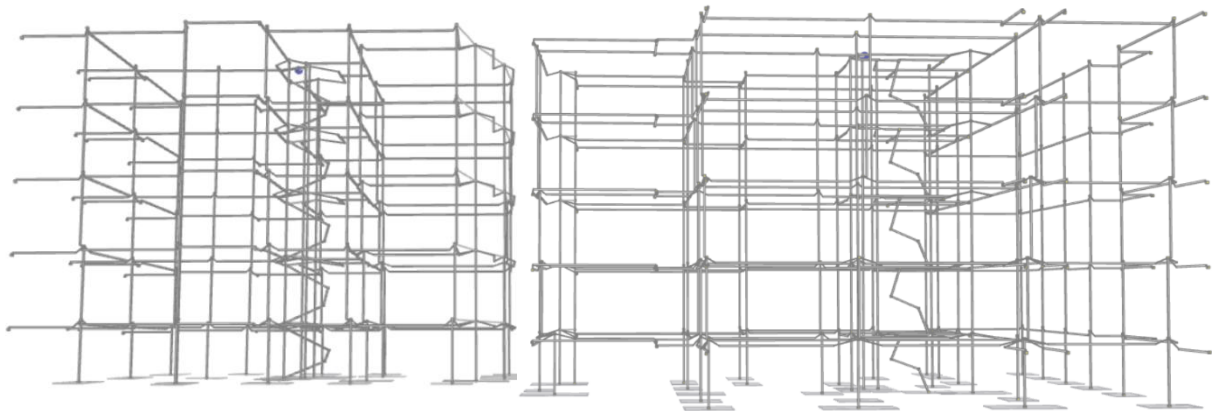


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΑΙ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΝΑΡΙΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ Ο/Σ ΜΕ ΑΡΜΟ ΔΙΑΣΤΟΛΗΣ, ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ 1979 ΣΤΗΝ ΑΓΙΑ ΠΑΡΑΣΚΕΥΗ

Seismic assessment and investigation of retrofitting scenarios
for an existing RC building with an expansion joint, constructed
in 1979 in Agia Paraskevi



Διπλωματική Εργασία
Σταύρος Παπαγιαννούλης

EMK ΔΕ 2025 12

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος, Καθηγητής

Αθήνα, Ιούλιος 2025

Copyright © Σταύρος Παπαγιαννούλης, 2025
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Stavros Papagiannoulis, 2025
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Σταύρος Παπαγιαννούλης (2025)

Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και διερεύνηση σεναρίων ενίσχυσης υφιστάμενου κτιρίου Ο/Σ με αρμό
διαστολής, κατασκευής 1979 στην Αγία Παρασκευή
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2025 12
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Stavros Papagiannoulis (2025)

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2025 12

Seismic assessment and investigation of retrofitting scenarios for an existing RC building with an
expansion joint, constructed in 1979 in Agia Paraskevi
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου, κ. Βαμβάτσικο, για την πολύτιμη καθοδήγηση και την επιστημονική του συμβολή. Ήταν τιμή μου που συνεργάστηκα μαζί του στο πλαίσιο αυτής της εργασίας.

Φυσικά, θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου και στην οικογένειά μου για τη διαχρονική στήριξη και αγάπη τους, καθώς και στους φίλους μου για όλες τις εμπειρίες που μοιραστήκαμε σε αυτή τη διαδρομή.



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2025 12

**Αποτίμηση σεισμικής επάρκειας και διερεύνηση σεναρίων ενίσχυσης
υφιστάμενου κτιρίου Ο/Σ με αρμό διαστολής, κατασκευής 1979 στην Αγία
Παρασκευή**

Σταύρος Παπαγιαννούλης

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος, Καθηγητής

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η μελέτη αφορά την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας και τον σχεδιασμό κατάλληλων επεμβάσεων ενίσχυσης υφιστάμενης πολυκατοικίας από οπλισμένο σκυρόδεμα, κατασκευασμένης το 1979 στην Αγία Παρασκευή Αττικής. Λόγω της ύπαρξης αρμού διαστολής, η κατασκευή εξετάστηκε ως δύο ανεξάρτητα κτίρια.

Σύμφωνα με τις κατευθύνσεις του Οργανισμού Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), η αποτίμηση πραγματοποιήθηκε σε τρία στάδια διαβαθμισμένης ακρίβειας. Αρχικά διενεργήθηκε ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος, στον οποίο και τα δύο τμήματα έλαβαν την ίδια βαθμολογία. Στη συνέχεια, μέσω Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου, εκτιμήθηκε η φέρουσα ικανότητα σε όρους τέμνουσας βάσης, χωρίς τη χρήση εξειδικευμένου λογισμικού, και τα δύο τμήματα κατατάχθηκαν στις σεισμικές κατηγορίες K2 και K3+. Τέλος, κατά τον Τριτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο, έγινε πλήρης μοντελοποίηση στο λογισμικό SeismoBuild και διενεργήθηκαν Ανελαστικές Στατικές Αναλύσεις (Pushover Analysis). Οι έλεγχοι επάρκειας του φορέα ως προς τις στοχευόμενες στάθμες επιτελεστικότητας, πραγματοποιήθηκαν σύμφωνα με τις απαιτήσεις τόσο του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), όσο και του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (EC8-3), οι οποίοι αποτελούν τα βασικά κανονιστικά πλαίσια για την αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα.

Η παραπάνω διαδικασία ανέδειξε την ανάγκη ανασχεδιασμού του φορέα· συνεπώς, διερευνήθηκαν σενάρια ενίσχυσης και για τα δύο κτίρια, με στόχο την ικανοποίηση των στάθμεων επιτελεστικότητας SD (Σημαντικές Βλάβες) και NC (Οιονεί Κατάρρευση), όπως ορίζονται στον Ευρωκώδικα. Εξετάστηκαν διαφορετικοί συνδυασμοί επεμβάσεων, με χρήση ινοπλισμένων πολυμερών (FRP), μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος και προσθήκη νέων τοιχωμάτων, οι οποίοι οδήγησαν σε σημαντική βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς.



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



DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2025 12

Seismic assessment and investigation of retrofitting scenarios for an existing RC building with an expansion joint, constructed in 1979 in Agia Paraskevi

Stavros Papagiannoulis

Supervisor: Dimitrios Vamvatsikos, Professor

ABSTRACT

This thesis examines the seismic assessment and retrofit design of an existing reinforced concrete apartment building, constructed in 1979 in Agia Paraskevi, Attiki. Due to the presence of an expansion joint, the structure was treated as two independent buildings.

Following the guidelines of the Earthquake Planning and Protection Organization (O.A.S.P.), the assessment was carried out in three progressively detailed stages. The process began with a Preliminary Seismic Assessment (Level I), where both segments received identical ratings. In the Level II Seismic Assessment, the load-bearing capacity was estimated in terms of base shear without the use of specialized software, and the buildings were classified in seismic categories K2 and K3+, respectively. Finally, in the Level III Seismic Assessment the buildings were fully modelled using SeismoBuild software, and Nonlinear Static (Pushover) Analyses were performed. Structural adequacy was evaluated with respect to the target performance levels, in accordance with the provisions of both the Greek Retrofitting Code (KAN.EPE.) and Eurocode 8 – Part 3 (EC8-3), which serve as the primary regulatory frameworks for the assessment of existing buildings in Greece.

Various retrofit scenarios were investigated for both buildings to comply with the seismic performance requirements of Eurocode 8 – Part 3, specifically the Limit States of Significant Damage (SD) and Near Collapse (NC). These scenarios involved combinations of fibre-reinforced polymers (FRPs), reinforced concrete jacketing, and the addition of new shear walls. The proposed interventions resulted in a significant improvement in the seismic performance of the structures.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	Γενικά.....	1
1.2	Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος	1
1.3	Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος	2
1.4	Τριτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος	5
2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	9
2.1	Εισαγωγή Τεχνικά χαρακτηριστικά του υφιστάμενου φορέα	9
2.2	Μοντελοποίηση του φορέα	12
3	ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ	15
3.1	Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος.....	15
3.2	Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος	18
3.2.1	Κτίριο Α.....	18
3.2.2	Κτίριο Β.....	27
3.3	Τριτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος	36
3.3.1	Ιδιομορφική Ανάλυση.....	36
3.3.1.1	Κτίριο Α	36
3.3.1.2	Κτίριο Β	38
3.3.2	Ανάλυση Pushover κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	42
3.3.2.1	Κτίριο Α	42
3.3.2.2	Κτίριο Β	45
3.3.3	Ανάλυση Pushover κατά EN 1998-3	48
3.3.3.1	Κτίριο Α	48
3.3.3.2	Κτίριο Β	52
3.3.4	Συμπεράσματα αποτίμησης σεισμικής επάρκειας και σύγκριση μεθόδων.....	56
4	ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΝΑΡΙΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ	59
4.1	Βασικές Επιλογές Σχεδιασμού Ενισχύσεων.....	59
4.2	Σενάριο 1 ^ο : Ενίσχυση Κτιρίου Α με στόχο την στάθμη επιτελεστικότητας SD.....	60
4.3	Σενάριο 2 ^ο : Ενίσχυση Κτιρίου Α με στόχο την στάθμη επιτελεστικότητας NC.....	63
4.4	Σενάριο 3 ^ο : Ενίσχυση Κτιρίου Β με στόχο την στάθμη επιτελεστικότητας SD.....	68
4.5	Σενάριο 4 ^ο : Ενίσχυση Κτιρίου Β με στόχο την στάθμη επιτελεστικότητας NC.....	71
5	ΣΥΝΟΨΗ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	79
6	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	81
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΓΕΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ	83

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Η Ελλάδα κατατάσσεται στις πλέον σεισμογενείς χώρες της Ευρώπης, με σημαντικό ποσοστό του κτιριακού της αποθέματος να έχει κατασκευαστεί χωρίς επαρκείς αντισεισμικές προβλέψεις, σε σχέση με το σημερινό επίπεδο επιστημονικής γνώσης και τα σημερινά πρότυπα. Σύμφωνα με την Απογραφή Κτιρίων της (ΕΛΣΤΑΤ, 2011), το 26% των υφιστάμενων κτιρίων έχει ανεγερθεί πριν το 1960, δηλαδή, πιθανότατα χωρίς καμία αντισεισμική πρόβλεψη ενώ το 43% έχει ανεγερθεί μεταξύ 1961 και 1985, δηλαδή κατά πάσα πιθανότητα με τον πρώτο ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959. Η αποτίμηση είναι απαραίτητη προκειμένου να εντοπιστούν τα πιο ευάλωτα κτίρια, να ιεραρχηθούν ως προς την ανάγκη επεμβάσεων και τελικά να ελαχιστοποιηθεί η διακινδύνευση ζωνών και περιορισμών σε μελλοντικά σεισμικά γεγονότα.

Προς αυτή την κατεύθυνση, ο Ο.Α.Σ.Π. προωθεί ένα πλαίσιο ελέγχου και αξιολόγησης των υφιστάμενων κατασκευών. Η διαδικασία ξεκινά με τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο ή όπως αναφέρεται Ταχύς Οπτικός Έλεγχος, συνεχίζεται με τον Δευτεροβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο, για προσεγγιστική αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας χωρίς την απαίτηση πλήρους προσομοίωσης, και όπου απαιτείται, ολοκληρώνεται με τον Τριτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο και τη σύνταξη μελέτης ενίσχυσης.

1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος (ή Ταχύς Οπτικός έλεγχος) αποτελεί μια πρώτη ταχεία μέθοδο εκτίμησης της σεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων. Σκοπός είναι να καταγραφούν βασικά χαρακτηριστικά των κτιρίων, προκειμένου να ταξινομηθούν με βάση τη σεισμική τους επικινδυνότητα ώστε – ανάλογα με την κατηγορία στην οποία θα ενταχθούν – να ακολουθήσει, ή όχι, Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος για πιο λεπτομερή αξιολόγηση. Σημειώνεται ότι ο Πρωτοβάθμιος και ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος κτιρίων δεν αποτελεί έλεγχο στατικής – αντισεισμικής επάρκειας αλλά είναι μια διαδικασία ιεράρχησης των κτιρίων με στόχο τον εντοπισμό αυτών που χρήζουν Τριτοβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου.

Πιο συγκεκριμένα, οι αρμόδιοι μηχανικοί αφενός μέσω αυτοψιών και αφετέρου με δεδομένα τα σχέδια και τις μελέτες του εκάστοτε κτιρίου, καλούνται να συμπληρώσουν το Δελτίο Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου Κτιρίων. Τα στοιχεία του Δελτίου Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου Κτιρίων κατανέμονται σε 5 ενότητες που περιγράφονται ακολούθως:

– Ενότητα Α: Ταυτότητα κτιρίου

Περιλαμβάνονται πληροφορίες που επιτρέπουν την ακριβή ταυτοποίηση του κτιρίου και διασφαλίζουν τη δυνατότητα εντοπισμού του σε περίπτωση που χρειαστεί να εξεταστεί πιο αναλυτικά. Αναγράφεται η τοποθεσία, η χρήση του κτιρίου, τα στοιχεία χρήστη και ιδιοκτήτη, και ο μέγιστος αριθμός προσώπων συνάθροισης.

– Ενότητα Β: Τεχνικά χαρακτηριστικά κτιρίου

Περιλαμβάνονται πληροφορίες όπως ο αριθμός ορόφων, το εμβαδόν επιφανειών (τυπικής κάτοψης και ολικής δομημένης επιφάνειας), η περίοδος κατασκευής ή προσθηκών, καθώς και πληροφορίες για τη διαθεσιμότητα και χρήση της μελέτης για τον εν λόγω έλεγχο. Επίσης, καταγράφεται αν το κτίριο είναι διατηρητέο, αν έχει ενισχυθεί και με ποιον τρόπο, και δηλώνεται η σπουδαιότητά του κατά ΕΑΚ–2000.

– Ενότητα Γ: Σεισμολογικά και γεωτεχνικά στοιχεία περιοχής

Σημειώνεται η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας κατά και η κατηγορία εδάφους ΕΑΚ–2000.

– Ενότητα Δ: Δομικός τύπος κτιρίου

Σημειώνεται ο δομικός τύπος του κτιρίου όπως περιγράφεται αναλυτικά από τον Πίνακα 2 του Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου Κτιρίων (6^η Έκδοση, 2024)

– Ενότητα Ε: Στοιχεία τρωτότητας

Παρέχονται αναλυτικές οδηγίες για τη συμπλήρωση των πεδίων που σχετίζονται με βασικά κριτήρια τα οποία επηρεάζουν τη σεισμική τρωτότητα ενός κτιρίου. Αυτά τα κριτήρια αφορούν τον έλεγχο για: την παρουσία αντισεισμικού κανονισμού κατά τη μελέτη, την εκτίμηση του ύψους του κτιρίου, την ενδεχόμενη αύξηση της σπουδαιότητας ή των φορτίων λόγω αλλαγής χρήσης, την παρουσία βλαβών σε κρίσιμα φέροντα δομικά στοιχεία, καθώς και τη γενική κατάσταση του κτιρίου λόγω φθοράς ή κακοτεχνιών. Επιπλέον, αξιολογούνται χαρακτηριστικά όπως ο κίνδυνος πρόσκρουσης με γειτονικά κτίρια, η ύπαρξη μαλακού ορόφου, το ενδεχόμενο στροφικής συμπεριφοράς, η έλλειψη οριζόντιας ή καθ' ύψος κανονικότητας, η θετική επιρροή της διάταξης των τοιχοπληρώσεων, καθώς και η παρουσία κοντών υποστυλωμάτων. Όλα αυτά τα χαρακτηριστικά βαθμονομούνται και συμβάλλουν στη συνολική εκτίμηση ευπάθειας του κτιρίου σε σεισμό.

1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος

Ο Ταχύς Οπτικός Έλεγχος αποτελεί μια συνοπτική και απλουστευμένη μέθοδο αξιολόγησης, η οποία εφαρμόζεται σε μεγάλα σύνολα κτιρίων. Λόγω του μακροσκοπικού χαρακτήρα της, όμως, η μέθοδος αυτή χαρακτηρίζεται από περιορισμένη αξιοπιστία (Ο.Α.Σ.Π., 2024). Τους περιορισμούς αυτής της μεθόδου εν μέρει καλείται να καλύψει ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος ο οποίος εφαρμόζεται σε εκείνα τα κτίρια που, κατά τον αρχικό (πρωτοβάθμιο) μακροσκοπικό έλεγχο, έλαβαν βαθμολογία κάτω από ένα προκαθορισμένο όριο. Ο δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος, αποτιμώντας με μια προσεγγιστική διαδικασία τη σεισμική ικανότητα και απαίτηση του κάθε κτιρίου, αποσκοπεί στην εκ νέου ιεράρχηση των κτιρίων που, κατά τον πρωτοβάθμιο έλεγχο, κρίθηκαν ως δυνητικά ευάλωτα. Η διαδικασία του Δευτεροβάθμιου ελέγχου βασίζεται σε λεπτομερέστερη καταγραφή και ανάλυση των τεχνικών χαρακτηριστικών του κάθε κτιρίου. Σε αντίθεση με τον ταχύ οπτικό έλεγχο, απαιτεί πλήρη πρόσβαση σε όλους τους χώρους του κτιρίου, καθώς και σύνταξη σχεδίων που αποτυπώνουν τη γεωμετρία και την υφιστάμενη παθολογία του φέροντα οργανισμού. Η διαδικασία ακόμα περιλαμβάνει δομικές υλικών, καθώς και βασικούς υπολογισμούς για την ποσοτική εκτίμηση κρίσιμων δεικτών.

Το αποτέλεσμα αυτής της αποτίμησης συνοψίζεται στον λεγόμενο «Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ» για κάθε κτίριο. Αν και ο δείκτης αυτός δεν έχει απόλυτη αντικειμενική αξία, χρησιμεύει ως εργαλείο

ιεράρχησης, υποδεικνύοντας ποια κτίρια θα προηγηθούν στην επόμενη, τρίτη φάση των προσεισμικών ελέγχων. Στην παρούσα εργασία, για τον υπολογισμό του «λ» θα εφαρμοστεί η μεθοδολογία που προτείνει ο Ο.Α.Σ.Π., η οποία ακολουθεί 3 βασικά βήματα:

1ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Απαιτήσης V_{req} ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$)

Η σεισμική απαίτηση του κτιρίου υπολογίζεται από την Εξ. (1-1):

$$V_{req} = M \times S_d(T) \quad (1-1)$$

Όπου:

- M: η μάζα του κτιρίου από συνδυασμό φόρτισης G+ψ2Q
- $S_d(T)$: η επιτάχυνση φάσματος σχεδιασμού του ΕΚ8-1
- T: η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, εκτιμάται κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- q: συντελεστής συμπεριφοράς κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.
- γ_i : λαμβάνεται $\gamma_i = 1,00$

2ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης V_R ($V_{R,x}$ – $V_{R,y}$)

Η σεισμική αντίσταση του κτιρίου υπολογίζεται από την Εξ. (1-2):

$$V_R = \beta V_{R0} \quad (1-2)$$

Όπου:

- V_{R0} : είναι η τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου που υπολογίζεται προσεγγιστικά από την Εξ. (1-3)

$$V_{R0} = a_1 \sum V_{Ri}^{υποστ.} + a_2 \sum V_{Ri}^{τοιχ.} + a_3 \sum V_{Ri}^{κοντ. υποστ.} + \sum V_{Ri}^{τοιχοπλ.} \quad (1-3)$$

Η μέγιστη τέμνουσα που μπορεί να αναληφθεί από κάθε κατακόρυφο στοιχείο (V_{Ri}) υπολογίζονται από το παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Ο.Α.Σ.Π., 2022α) και ο απομειωτικός συντελεστής (a_j) επιλέγεται σύμφωνα με τον Πίνακα 1-1.

Πίνακας 1-1: Τιμές απομειωτικού συντελεστή (a_j)

$a_1 = 0,50$	$a_2 = 0,70$	$a_3 = 0,85$	Όταν υπάρχουν υποστυλώματα, τοιχώματα και κοντά υποστυλώματα
$a_1 = 0,70$	$a_2 = 0,85$	-	Όταν υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα και δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
$\omega = 0,70$	-	-	Όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς τοιχώματα και υπάρχουν κοντά υποστυλώματα
$\omega = 0,85$	-	-	Όταν ο φορέας είναι πλαισιακός χωρίς την παρουσία τοιχωμάτων ή κοντών υποστυλωμάτων

- β : είναι ο μειωτικός συντελεστής επιρροής των δεκατριών κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης του Πίνακα 1-2 στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, που λαμβάνει υπ' όψη του τον συντελεστή βαρύτητας κάθε κριτηρίου (σ_i) και το βαθμό που έλαβε κάθε κριτήριο στο υπό εξέταση κτίριο (β_i), και υπολογίζεται από την Εξ. (1-4).

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i \times \beta_i}{5} \quad (1-4)$$

Πίνακας 1-2: Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης

α/α	Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός Επιβάρυνσης						Συντελεστές Βαρύτητας s_i
			β_i						
			0 Max	1	2	3	4	5 Min	
1	Υπερφόρτωση	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας							0.10
2		Οξειδωση Οπλισμών							0.10
3		Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου							0.05
4	Κανονικότητα Κάτοψης								0.05
5	Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη/Στρέψη								0.10
6	Κανονικότητα σε Τομή/Όψη								0.05
7	Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός Όροφος								0.15
8	Κατανομή Μάζας καθ' Ύψος								0.05
9	Κοντά Υποστυλώματα								0.15
10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες								0.05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων								0.05
12	Γειτονικά Κτίρια								0.05
13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί								0.05

3ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου

Ο τελικός Δείκτης Προτεραιότητας Ελέγχου υπολογίζεται από τη σχέση $\lambda = 100 \max\{\lambda_x, \lambda_y\}$ με βάση τον όροφο που κατά την κρίση του μηχανικού θεωρείται κρίσιμος.

Όπου:

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0,3V_{req,x}}{V_{R,x} + 0,3V_{R,x}} \quad (1-5\alpha)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0,3V_{req,y}}{V_{R,y} + 0,3V_{R,y}} \quad (1-5\beta)$$

Ενώ $V_{R,x} = \beta V_{R0,x}$, $V_{R,y} = \beta V_{R0,y}$

Τέλος, το κτίριο κατατάσσεται σε σεισμική κατηγορία δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου σύμφωνα με τον Πίνακα 1-3, μέσω του συντελεστή δ όπου υπολογίζεται από την Εξ. (1-6).

$$\delta = \min \left\{ \frac{1}{\lambda_x}, \frac{1}{\lambda_y} \right\} \quad (1-6)$$

Πίνακας 1-3: Κατάταξη κτιρίου σε Σεισμική Κατηγορία

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	δ	Σεισμική Κατηγορία (Κ)
2475	2%	$1.80 \leq \delta$	K0
975	5%	$1.30 \leq \delta < 1.80$	K1+
475	10%	$1.00 \leq \delta < 1.30$	K1
225	20%	$0.75 \leq \delta < 1.00$	K2+
135	30%	$0.60 \leq \delta < 0.75$	K2
70	50%	$0.45 \leq \delta < 0.60$	K3+
40	70%	$0.35 \leq \delta < 0.45$	K3
20	90%	$0.25 \leq \delta < 0.35$	K4+
<20	>90%	$\delta < 0.25$	K4

1.4 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος

Ο Τριτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος εφαρμόζεται σε κτίρια που, βάσει των αποτελεσμάτων του Δευτεροβάθμιου, παρουσιάζουν ενδείξεις αυξημένης σεισμικής ευπάθειας, και στοχεύει στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητάς τους ή στην τεκμηρίωση της ανάγκης για ενίσχυση. Από τις τρεις, αυτή η μέθοδος είναι η πιο ακριβής μέθοδος αποτίμησης ενός υφιστάμενου κτιρίου καθώς σε αντίθεση με τις δύο προηγούμενες, βασίζεται στη λεπτομερή μοντελοποίηση της κατασκευής με χρήση ειδικού λογισμικού και πραγματοποιεί αναλυτικούς ελέγχους σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς αποτίμησης και επεμβάσεων, τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Ο.Α.Σ.Π., 2022) και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (EN 1998-3, 2005).

Ειδικότερα, ο Τριτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος ενθαρρύνει την εφαρμογή μη γραμμικών στατικών αναλύσεων, όπως την υπερωθητική ανάλυση (ανάλυση Pushover) καθώς έχει το πλεονέκτημα ότι μπορεί να λαμβάνει υπόψη και την πλαστικότητα των υλικών. Κατά την pushover, το μοντέλο υποβάλλεται σε κατακόρυφα φορτία υπό τον συνδυασμό $G + \psi_2 Q$ και ταυτόχρονα σε οριζόντια φορτία τα οποία προσομοιώνουν τις σεισμικές αδρανειακές δυνάμεις. Τα οριζόντια φορτία αυξάνονται μονότονα, προκαλώντας προοδευτικά την εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα φέροντα μέλη και εν τέλει μηχανισμό κατάρρευσης, όπου και επέρχεται το τέλος της ανάλυσης. Έτσι, για κάθε ανάλυση προσδιορίζεται η καμπύλη αντίστασης (ή καμπύλη ικανότητας) του κτιρίου, η οποία εκφράζει τη σχέση μεταξύ της συνολικής τέμνουσας βάσης και της οριζόντιας μετακίνησης ενός χαρακτηριστικού σημείου του φορέα (συνήθως στο κέντρο μάζας στην κορυφή του κτιρίου) που ονομάζεται κόμβος ελέγχου.

Οι στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού καθορίζονται από τον συνδυασμό μιας συγκεκριμένης στάθμης επιτελεσματικότητας και μιας σεισμικής δράσης, με δεδομένη «ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του κτιρίου» (σεισμός σχεδιασμού), (Ο.Α.Σ.Π., 2022α). Οι στάθμες επιτελεσματικότητας περιγράφουν την κατάσταση της κατασκευής σε όρους φθοράς μετά από σεισμική καταπόνηση. Εκφράζουν δηλαδή το επίπεδο βλαβών που θεωρείται αποδεκτό με βάση τη σπουδαιότητα του κτιρίου αλλά και το κόστος των απαιτούμενων επεμβάσεων για την επίτευξή τους. Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. (Ο.Α.Σ.Π., 2022α) και τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 3 (EN 1998-3, 2005), οι βασικές στάθμες επιτελεσματικότητας είναι τρεις:

- «Περιορισμένες βλάβες» (Α) : Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- «Σημαντικές βλάβες» (Β): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί σημαντικές και εκτεταμένες, αλλά επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και δυσκαμψία και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους. Ο φέρων οργανισμός μπορεί να αντέξει μετασεισμικούς μέτριας έντασης.
- «Οιονεί κατάρρευση» (Γ): Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές (μη επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός έχει ακόμη την ικανότητα να φέρει τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία κατά τη διάρκεια του σεισμού και για ένα διάστημα μετά από αυτόν χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

Πίνακας 1-4: Στόχοι αποτίμησης υφιστάμενου κτιρίου κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	$a_g/a_{g,ref}$	Στάθμη Επιτελεσματικότητας Φέροντος Οργανισμού		
			Α «Περιορισμένες Βλάβες»	Β «Σημαντικές Βλάβες»	Γ «Οιονεί Κατάρρευση»
2475	2%	1.80	A0	B0	Γ0
975	5%	1.30	A1+	B1+	Γ1+
475	10%	1.00	A1	B1	Γ1
225	20%	0.75	A2+	B2+	Γ2+
135	30%	0.60	A2	B2	Γ2
70	50%	0.45	A3+	B3+	Γ3+
40	70%	0.35	A3	B3	Γ3
20	90%	0.25	A4+	B4+	Γ4+
<20	>90%	<0.25	A4	B4	Γ4

Ο Ευρωκώδικας, αντιστοιχίζει μόνο μία περίοδο επαναφοράς σεισμικής δράσης για κάθε στάθμη επιτελεσματικότητας, οπότε δίνει τη δυνατότητα για την επιλογή μεταξύ τριών στόχων αποτίμησης. Για

τυπικά κτίρια οι τιμές των περιόδων επαναφοράς του Πίνακα 1-5 θεωρούνται ότι προσφέρουν επαρκές επίπεδο προστασίας (EN1998-3, 2005):

Πίνακας 1-5: Στόχοι αποτίμησης υφιστάμενου κτιρίου κατά EC8-3

Περίοδος Επαναφοράς (έτη)	Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη Επιτελεστικότητας Φέροντος Οργανισμού
225	20%	DL "Damage Limitation"
475	10%	SD "Significant Damages"
2475	2%	NC "Near Collapse"

Η στοχευόμενη μετακίνηση είναι η μετακίνηση της οροφής της κατασκευής που αντιστοιχεί σε μία συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Ορίζει ένα σημείο πάνω στην καμπύλη ικανότητας που ονομάζεται σημείο επιτελεστικότητας. Αν στην καμπύλη έχουν καθοριστεί, ως σημεία, οι μετακινήσεις που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας (όπως προκύπτουν από την ανάλυση), τότε συγκρίνοντας τη στοχευόμενη μετακίνηση με αυτές, μπορεί να διαπιστωθεί αν ικανοποιείται ή όχι η εκάστοτε στάθμη. Η στοχευόμενη μετακίνηση υπολογίζεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ από την Εξ. (1-7).

$$\delta_t = C_0 \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times \frac{T_e^2}{4\pi^2} \times S_e(T_e) \quad (1-7)$$

Όπου:

- C_0 , C_1 , C_2 , C_3 : διορθωτικοί συντελεστές.
- T_e : ισοδύναμη ιδιοπερίοδος της κατασκευής.
- $S_e(T_e)$: ελαστική φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού από τον EC-8 για περίοδο T_e .

2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

2.1 Εισαγωγή Τεχνικά χαρακτηριστικά του υφιστάμενου φορέα

Η υπό μελέτη κατασκευή αφορά τετραώροφη πολυκατοικία με πιλοτή, φέροντος οργανισμού από οπλισμένο σκυρόδεμα, η οποία κατασκευάστηκε το 1979 στην περιοχή της Αγίας Παρασκευής Αττικής. Η κάλυψη του κτιρίου είναι 653,4 m², ενώ το συνολικό του ύψος διαμορφώνεται στα 17,45 m με μεικτό ύψος ορόφου 2,55 m στην πιλοτή και 3,05 m στους υπερκείμενους ορόφους. Το κτίριο, λόγω του μεγάλου εμβαδού του σε κάτοψη, χωρίζεται περίπου στη μέση του με αρμό διαστολής. Σχεδιάστηκε, βάσει της τότε ισχύουσας νομοθεσίας λαμβάνοντας υπόψη τις διατάξεις του Αντισεισμικού Κανονισμού του 1959. Παρ' όλα αυτά, κατά την επεξεργασία του φακέλου του κτιρίου δεν βρέθηκε η μελέτη ή κάποιο τεύχος υπολογισμών.

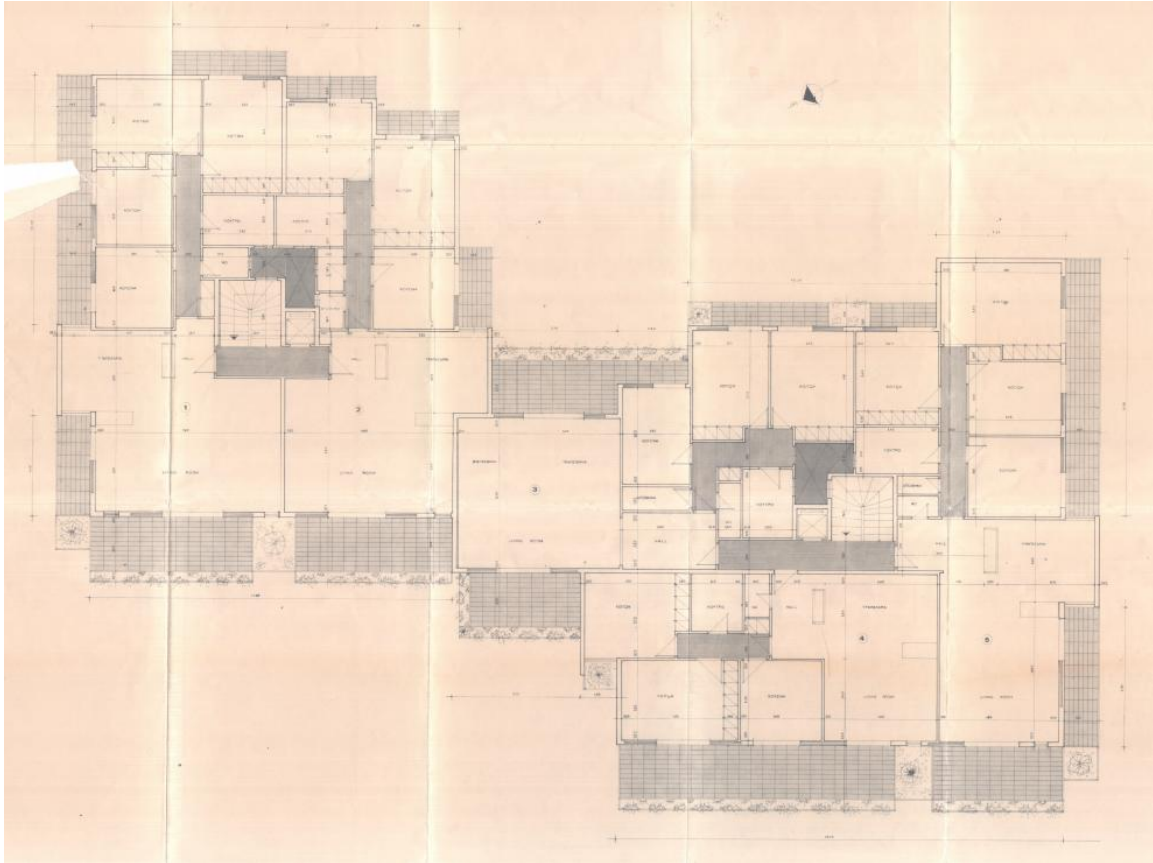


(α)

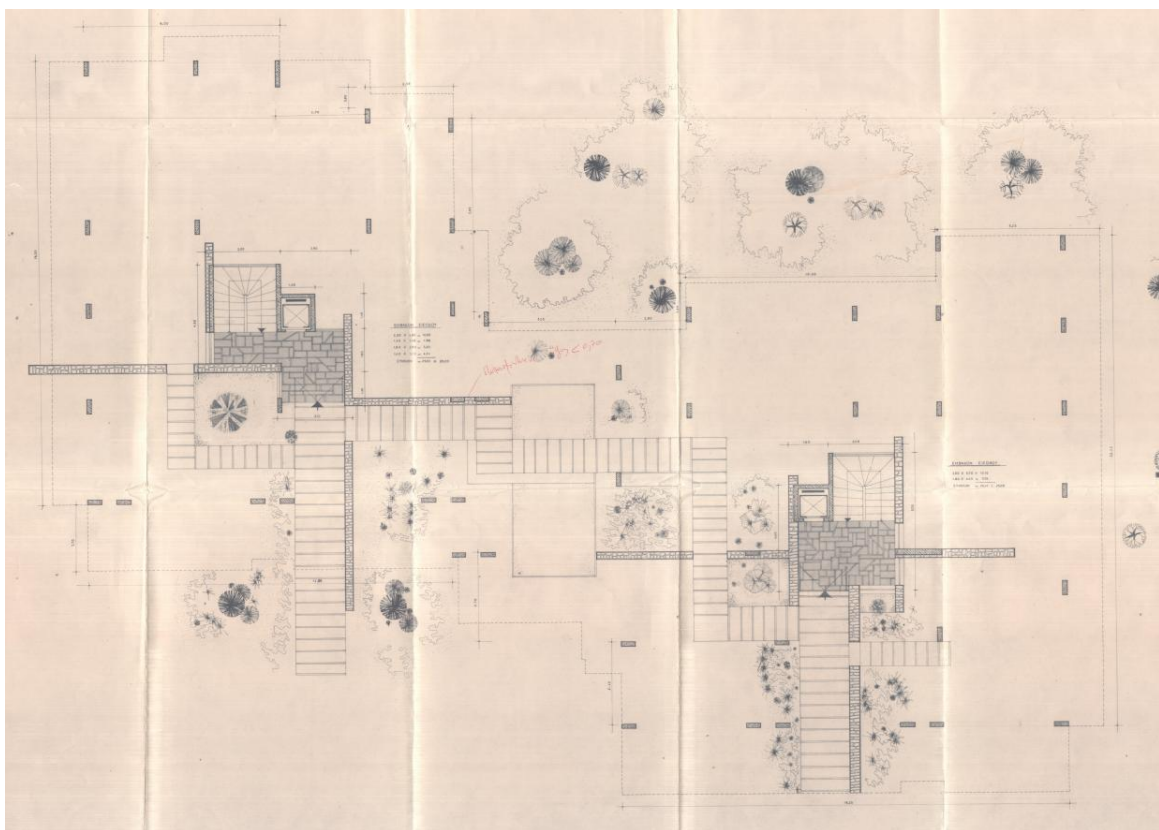


(β)

Εικόνα 2-1: Εξωτερικές όψεις υφιστάμενου κτιρίου: (α) Μπροστινή όψη, (β) πίσω όψη

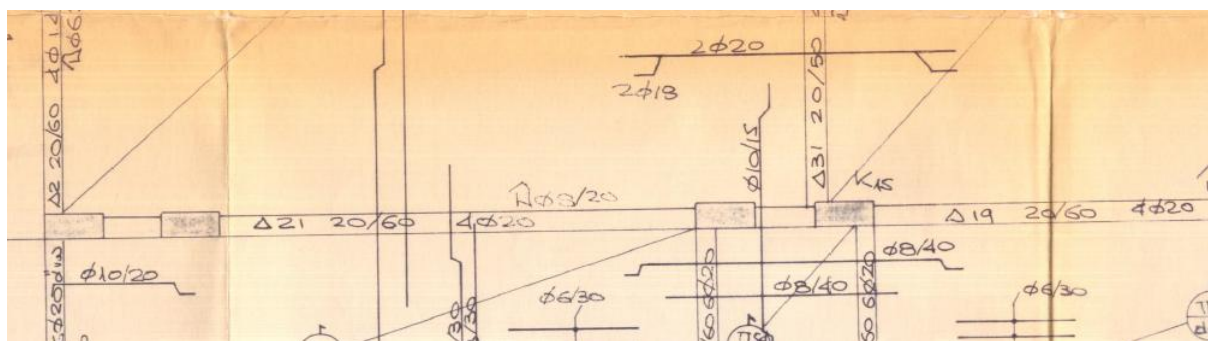


Εικόνα 2-2: Τυπική αρχιτεκτονική κάτοψη ορόφου υφιστάμενου κτιρίου



Εικόνα 2-3: Αρχιτεκτονική κάτοψη ισογείου υφιστάμενου κτιρίου

Όσον αφορά τα φέροντα μέλη, η πλειονότητα των δοκών φέρει τυπικές διαστάσεις διατομής της τάξεως των $0,20 \times 0,50$ m ή $0,20 \times 0,60$ m. Οι δοκοί οπλήστηκαν σύμφωνα με τον ξυλότυπο στο Παράρτημα Α. Προς εξήγηση των στοιχείων που προκύπτουν από τα σχέδια ξυλότυπου και σύμφωνα με τις τότε ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις, ο συνολικός διαμήκης οπλισμός που αναγράφεται, στο μέσον της δοκού τοποθετείται στην κάτω ίνα της, ενώ κατά τη μετάβαση προς τις στηρίξεις, μέρος του διαμήκους οπλισμού, συνήθως ο μισός (ή ο μισός συν μία ράβδο, σε περίπτωση περιττού αριθμού ράβδων) κάμπτεται προς τα άνω («σπάει») με σταθερή κλίση, ώστε να ακολουθήσει την πορεία του διαγράμματος ροπής. Η διαμόρφωση αυτή δημιουργεί τμήματα λοξού οπλισμού, τα οποία συμμετέχουν στη φέρουσα ικανότητα σε τέμνουσα δύναμη. Ακόμα, αν πρόκειται για δοκοσειρά, στην εν λόγω δοκό περνάνε οι μισές ράβδοι που βρίσκονται στην εφελκόμενη ζώνη της παρακείμενης δοκού, και πλέον λειτουργούν ως άνω οπλισμός της δοκού αυτής. Επιπλέον, σε αρκετά σημεία στις περιοχές των κόμβων έχουν τοποθετηθεί πρόσθετοι διαμήκεις οπλισμοί. Οι συνδετήρες έχουν τοποθετηθεί σε σταθερές αποστάσεις χωρίς την ύπαρξη ενισχυμένων ή κρίσιμων ζωνών. Ενδεικτικά, παρουσιάζεται μέρος του ξυλότυπου που βοηθάει στην κατανόηση των όσων αναφέρθηκαν:



Εικόνα 2-4: Λεπτομέρεια οπλισμού δοκού από ξυλότυπο τυπικού ορόφου

Αντιθέτως, τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία παρουσιάζουν μεγαλύτερη διακύμανση στις διαστάσεις τους, με τις διατομές τους να μειώνονται προοδευτικά από τους χαμηλότερους προς τους ανώτερους ορόφους. Συγκεκριμένα, το κτίριο περιλαμβάνει τοιχεία ελαφρά οπλισμένα με πλέγμα $\Phi 8/20$ ή $\Phi 8/15$, ενώ για τα υποστυλώματα δεν αναφέρονται καθόλου στοιχεία οπλισμού διάτμησης. Οι τότε κανονισμοί προέβλεπαν συνδετήρες των οποίων η αξονική απόσταση e να πληροί τις σχέσεις $e < d$ και $e < 12\Phi$, όπου Φ η μικρότερη διάμετρος του οπλισμού και d η μικρότερη διάσταση της διατομής. Συχνά επιλέγονταν συνδετήρες $\Phi 8/20$ το οποίο συνήθως ήταν κοντά στα όρια του κανονισμού. Ωστόσο αυτό δεν τηρούνταν πάντα. Υπήρχε η πρακτική να τίθενται $\Phi 8/100$ καθώς η $V_{rd,c}$ κάλυπτε τις απαιτήσεις της διάτμησης λόγω σεισμού. Βέβαια, βάσει της γενικότερης εικόνας της κατασκευής, όπως αυτή προέκυψε από μια προκαταρκτική αυτοψία, η τελευταία πρακτική κρίθηκε μάλλον απίθανο να έχει εφαρμοστεί. Επομένως, στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας, θεωρήθηκε εύλογη και επαρκής η παραδοχή τοποθέτησης συνδετήρων $\Phi 8/30$ σε όλα τα υποστυλώματα.

Όσον αφορά τα υλικά, η φέρουσα κατασκευή έχει υλοποιηθεί από οπλισμένο σκυροδέμα ποιότητας B225, το οποίο προσεγγιστικά αντιστοιχεί στη σημερινή C16/20. Για όλους τους οπλισμούς έχει χρησιμοποιηθεί χάλυβας ποιότητας Stahl III, που είναι αντίστοιχος με τον σημερινό δομικό χάλυβα κατηγορίας S400.

Σύμφωνα με τις παραδοχές του ξυλότυπου του 1979, το ίδιο βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος θεωρήθηκε ίσο με 2.400 kg/m^3 . Για τις τοιχοποιίες, ελήφθησαν τιμές 180 kg/m^2 για δρομική και 360 kg/m^2 για μπατική πλινθοδομή. Ως επιπλέον μόνιμα φορτία ελήφθησαν επικάλυψη δαπέδων 80 kg/m^2 και επικάλυψη δώματος 150 kg/m^2 . Τα ωφέλιμα φορτία ορίστηκαν σε 200 kg/m^2 για τα δάπεδα, 500 kg/m^2 για τους εξώστες και 500 kg/m^2 για το κλιμακοστάσιο. Τα υλικά και τα φορτία σχεδιασμού της υφιστάμενης κατασκευής φαίνονται συγκεντρωτικά στους παρακάτω πίνακες:

Πίνακας 2-1: Μηχανικά χαρακτηριστικά Ο/Σ υφιστάμενου κτιρίου

Οπλισμένο Σκυρόδεμα B225		
Ονομαστική Μέση τιμή f_{cm} (MPa)	Χαρακτηριστική Μέση τιμή μειον τυπική απόκλιση f_{ck} (MPa)	Μέτρο Ελαστικότητας E_{cm} (GPa)
24,00	16,00	29,00

Πίνακας 2-2: Μηχανικά χαρακτηριστικά χάλυβα οπλισμού υφιστάμενου κτιρίου

Χάλυβας Οπλισμού Stahl III		
Ονομαστική Μέση τιμή f_{sm} (MPa)	Χαρακτηριστική τιμή f_{yk} (MPa)	Μέτρο Ελαστικότητας E_{sm} (GPa)
444,44	400,00	200,00

Πίνακας 2-3: Φορτία σχεδιασμού υφιστάμενου κτιρίου

Μόνιμα Φορτία	
Οπλισμένο σκυρόδεμα (kg/m ³)	2400
Δρομική πλινθοδομή (kg/m ²)	180
Μπατική πλινθοδομή (kg/m ²)	360
Επικάλυψη δαπέδου (kg/m ²)	80
Επικάλυψη δώματος (kg/m ²)	150
Κινητά Φορτία	
Φορτίο δαπέδων (kg/m ²)	200
Φορτίο εξωστών (kg/m ²)	500
Φορτίο κλιμακοστασίου (kg/m ²)	500

2.2 Μοντελοποίηση του φορέα

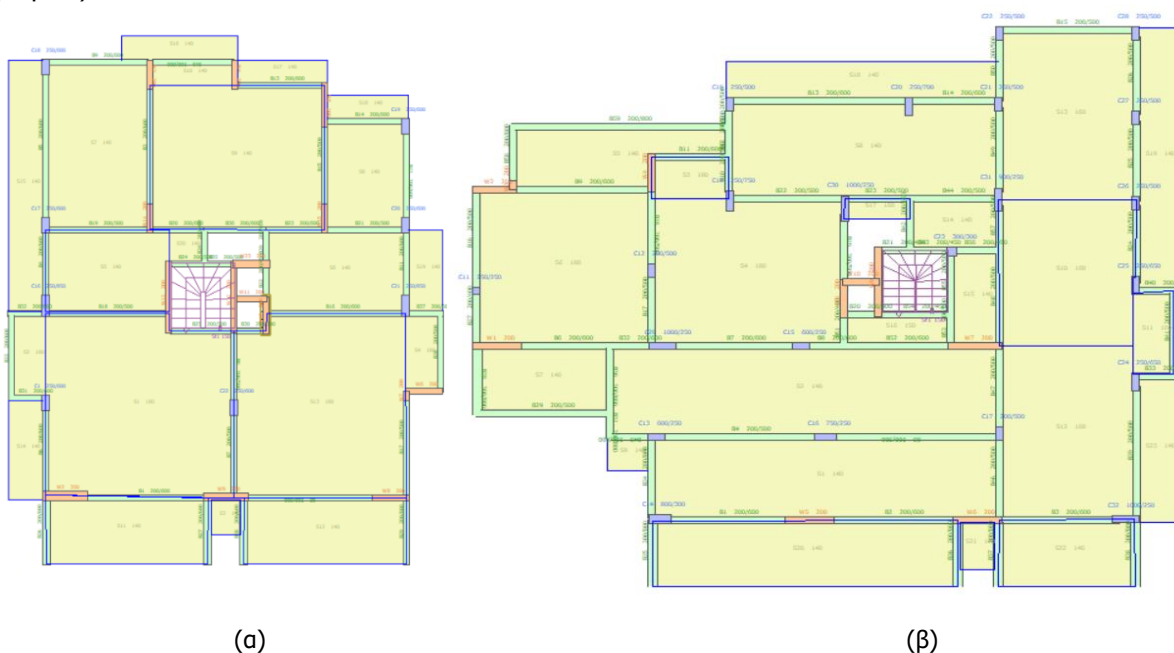
Το λογισμικό στο οποίο επιλέχθηκε να μοντελοποιηθεί ο φορέας είναι το SeismoBuild έκδοση 2024b από τη Seismosoft. Το SeismoBuild είναι ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων κατάλληλο για την αποτίμηση των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Είναι σε θέση να εκτελεί όλους τους ελέγχους που ορίζουν οι κανονισμοί που θα εξεταστούν στη παρούσα Διπλωματική Εργασία, λαμβάνοντας υπόψη τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες και την ανελαστικότητα των υλικών. Επιπλέον, παρέχει τη δυνατότητα εφαρμογής διαφόρων τεχνικών ενίσχυσης του φέροντος οργανισμού, γεγονός που καθιστά το λογισμικό ιδιαίτερα αποτελεσματικό εργαλείο για τον σχεδιασμό έργων αποκατάστασης και αναβάθμισης υφιστάμενων κατασκευών.

Η συνολική γεωμετρία της κατασκευής, οι διαστάσεις των φερόντων στοιχείων και οι λεπτομέρειες όπλισης, καθορίστηκαν με βάση τα διαθέσιμα αρχιτεκτονικά και στατικά σχέδια (Παράρτημα Α), καθώς και βάσει εύλογων παραδοχών, όπως αναλύονται στην Παράγραφο 2.1. Τα ίδια βάρη των υλικών ελήφθησαν σύμφωνα με τις τυπικές τιμές, με εξαίρεση το ίδιο βάρος του σκυροδέματος, το οποίο

θεωρήθηκε ίσο με 25 kN/m^3 , καθώς και το πρόσθετο μόνιμο φορτίο των κλιμάκων, που λήφθηκε ίσο με $3,50 \text{ kN/m}^2$. Οι τιμές αυτές κρίνονται ως πιο αντιπροσωπευτικές των πραγματικών φορτίων για τη συγκεκριμένη χρήση της κατασκευής, οδηγώντας σε μία πιο ρεαλιστική ανάλυση. Οι εξωτερικές μπατικές τοιχοποιίες δεν συμπεριελήφθησαν στο προσομοίωμα, ωστόσο το αντίστοιχο φορτίο τους εισήχθη ως γραμμικά καταμεμημένο στις περιμετρικές δοκούς. Η εν λόγω παραδοχή θεωρείται συντηρητική, καθώς οι εξωτερικές τοιχοποιίες, λόγω της κατασκευαστικής τους διάταξης, εκτιμάται ότι θα συνέβαλαν θετικά στη συνολική συμπεριφορά του φέροντος οργανισμού κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης. Επιπλέον, στα πρόσθετα μόνιμα φορτία της τυπικής πλάκας, πέραν της επικάλυψης δαπέδων ($0,8 \text{ kN/m}^2$), συμπεριλήφθησαν και οι γραμμικές τοιχοποιίες, εκφρασμένες ως επιφανειακό φορτίο ίσο με $1,5 \text{ kN/m}^2$. Συνολικά, τα πρόσθετα μόνιμα φορτία στην πλάκα ανήλθαν σε $2,3 \text{ kN/m}^2$.

Στον πίνακα παραδοχών στον ξυλότυπο αναγράφεται ότι το κτίριο σχεδιάστηκε με σεισμικό συντελεστή $E=0,04$ ο οποίος σύμφωνα με τον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 λαμβάνεται για επικινδυνότητα εδάφους (α). Ωστόσο, δεδομένου αφενός ότι οι συνθήκες εδάφους δεν είναι άμεσα διαθέσιμες από τη μελέτη και αφετέρου ότι δεν υπάρχει ξεκάθαρη αντιστοιχία στον ορισμό της κατηγορίας εδαφών ανάμεσα στον Αντισεισμικό Κανονισμό του 1959 και στον Ευρωκώδικα 8, κατά παραδοχήν για τις αναλύσεις που ακολουθούν επιλέγεται Κατηγορία Εδάφους Β κατά EC8 (EN 1998-1, 2004). Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι κατά ΕΑΚ.

Ακόμα, στο πλαίσιο αυτής της εργασίας η θεμελίωση δεν ελήφθη υπόψη στο μοντέλο. Αντ' αυτού, οι βάσεις των υποστυλωμάτων θεωρήθηκαν πακτώσεις. Επίσης, η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού δεν λήφθηκε υπόψη. Τέλος το δώμα δεν μοντελοποιήθηκε, καθώς δεν ήταν διαθέσιμος ο αντίστοιχος ξυλότυπος. Σε κάθε περίπτωση, η επίδρασή του δώματος στην συνολική δυναμική απόκριση του φορέα εκτιμάται αμελητέα, λόγω της περιορισμένης δυσκαμψίας και μάζας του σε σχέση με τους υποκείμενους ορόφους.



Εικόνα 2-5: Κατόψεις προσομοιωμάτων στο SeismoBuild: (α) Κτίριο Α, (β) Κτίριο Β

Τέλος, λόγω του μεγάλου εμβαδού της κάτοψης, η κατασκευή φέρει κατασκευαστικό αρμό διαστολής, με αποτέλεσμα τα δύο επιμέρους τμήματά της να έχουν σχεδιαστεί ώστε να λειτουργούν στατικά ανεξάρτητα. Ωστόσο, δεν είναι βέβαιο κατά πόσο ο συγκεκριμένος αρμός έχει διαστασιολογηθεί επαρκώς ώστε να λειτουργήσει και ως αντισεισμικός, γεγονός που υποδηλώνει την πιθανότητα αλληλεπίδρασης των δύο τμημάτων κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης. Παρ' όλα αυτά, δεδομένου ότι οι πλάκες των

δύο τμημάτων του κτιρίου είναι συνεπίπεδες και δεν υπάρχει ο κίνδυνος εμβολισμού υποστυλωμάτων, η μεταξύ τους αλληλεπίδραση δεν εκτιμάται ιδιαίτερα δυσμενής. Επομένως, στο πλαίσιο της παρούσας μελέτης κρίθηκε πιο κατάλληλο τα δύο τμήματα να μοντελοποιηθούν ως στατικά ανεξάρτητες μονάδες, οι οποίες στο εξής θα αναφέρονται ως «Κτίριο Α» και «Κτίριο Β», μέσω δύο διακριτών μοντέλων στο περιβάλλον του SeismoBuild.

3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΠΡΟΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ

3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Όπως εξηγήθηκε και στην Παράγραφο 2.2, τα δύο τμήματα που ορίζει ο αρμός του κτιρίου, έχουν σχεδιαστεί να λειτουργούν στατικά ανεξάρτητα. Επομένως, πραγματοποιήθηκε ο πρωτοβάθμιος έλεγχος για τα δύο τμήματα ξεχωριστά, για το «Κτίριο Α» και το «Κτίριο Β». Παρ' όλα αυτά, λόγω του ότι τα αποτελέσματα του ελέγχου είναι πανομοιότυπα, θα παρουσιαστούν μία φορά.

Η εφαρμογή του ελέγχου βασίζεται στη θεωρητική προσέγγιση που παρουσιάστηκε στην Παράγραφο 1.2, με στόχο την εκτίμηση του βαθμού προτεραιότητας της κατασκευής ως προς την ανάγκη για επόμενο στάδιο σεισμικής αξιολόγησης. Η πλήρης συμπλήρωση όλων των πεδίων του δελτίου δεν θα παρουσιαστεί, κυρίως λόγω σεβασμού σε προσωπικά δεδομένα. Ωστόσο, όπου υπάρχει άμεση συσχέτιση με το ερευνητικό αντικείμενο και τους στόχους της εργασίας, τα σχετικά στοιχεία παρατίθενται.

Για τις ενότητες Α, Β, Γ και Δ ισχύουν τα εξής: και τα δύο κτίρια βρίσκονται στο Δήμο Αγίας Παρασκευής, Περιφερειακή Ενότητα Βορείου Τομέα Αθηνών, εξυπηρετούν μέγιστο αριθμό προσώπων συνάθροισης από 10 έως 100. Διαθέτουν τέσσερις ορόφους ανωδομής με πιλοτή και έχουν μελετηθεί / κατασκευαστεί το 1979. Η κατηγορία σπουδαιότητάς τους είναι Σ2 σύμφωνα με τον ΕΑΚ-2000, ενώ βρίσκονται σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι και κατηγορία εδάφους Β. Τέλος, πρόκειται για κτίρια με φέρων οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευασμένα πριν το 1985, οπότε ο δομικός τους τύπος είναι ΟΣα. Τα κτίρια διαθέτουν μόνο στην επιφάνεια τυπικής κάτοψης που στο Κτίριο Α είναι 272 m² με ολική δομημένη επιφάνεια 1360 m², ενώ στο κτίριο Β είναι 381 m² με ολική δομημένη επιφάνεια 1905 m².

Όσον αφορά την Ενότητα Ε, ο παρακάτω πίνακας παρουσιάζει τη βαθμονόμηση όλων των επιμέρους στοιχείων τρωτότητας, η οποία είναι ίδια και για τα δύο κτίρια:

Πίνακας 3-1: Βαθμονόμηση στοιχείων τρωτότητας Κτιρίου Α και Β

	ΟΧΙ	Ενδιάμεση Βαθμονόμηση			ΝΑΙ
	(0%)	25%	50%	75%	(100%)
Χωρίς αντισεισμικό κανονισμό	×				
Μεγάλο ύψος κτιρίου				×	
Έχει αυξηθεί η σπουδαιότητα ή τα φορτία του κτιρίου λόγω αλλαγής χρήσης	×				
Βλάβες σε φέροντα δομικά στοιχεία	×				
Κακή κατάσταση λόγω ελλιπούς συντήρησης & κακοτεχνιών		×			
Κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτίρια		×			
Μαλακός όροφος					×
Ενδεχόμενο στροφής			×		
Μη κανονικότητα καθ' ύψος	×				
Οριζόντια μη κανονικότητα	×				
Θετική επιρροή της διάταξης των τοιχοπληρώσεων			×		
Κοντά υποστυλώματα		×			

Στο πλαίσιο της εφαρμογής του ελέγχου, πραγματοποιήθηκε αυτοψία. Η αυτοψία αυτή δεν είχε τον χαρακτήρα λεπτομερών διερευνητικών εργασιών, αλλά παρείχε επαρκή εικόνα για την εκτίμηση ορισμένων κρίσιμων παραμέτρων τρωτότητας. Το πιο υποκειμενικό κριτήριο που απαιτούσε περισσότερο την κρίση του μηχανικού ήταν το «Κακή κατάσταση λόγω ελλιπούς συντήρησης & κακοτεχνιών», το οποίο είναι άξιο σχολιασμού. Συγκεκριμένα, στο κτίριο Α εντοπίστηκαν σημεία που η υγρασία έχει προσβάλλει το σκυρόδεμα με τοπικές αλλαγές στο χρώμα του, και σε μία περίπτωση με εκτίναξη της επικάλυψης της πλάκας. Ακόμα, σε μία άλλη περίπτωση παρατηρήθηκε ρωγμή σε υποστυλώμα και φθορά της επικάλυψης. Οι παρακάτω εικόνες αποτελούν ενδεικτικό της φθοράς του κτιρίου Α:



(α)



(β)

Εικόνα 3-1: Φθορές στον φέροντα οργανισμό του Κτιρίου Α

Στο κτίριο Β σε ένα κατακόρυφο στοιχείο του ισογείου παρατηρήθηκε φθορά του σκυροδέματος και περιορισμένη απομείωση οπλισμού λόγω οξειδωσης. Ακόμα εντοπίστηκαν σημεία που η υγρασία έχει επίσης προσβάλλει το σκυροδέμα με τοπικές αλλαγές στο χρώμα του, και σε μία περίπτωση με εκτίναξη της επικάλυψης της πλάκας. Γι' αυτό το λόγο, και στα δύο κτίρια, το κριτήριο έλαβε ενδιάμεση βαθμονόμηση 25%. Παρακάτω, παρατίθενται φωτογραφίες από φθορές στο κτίριο Β:



(α)



(β)

Εικόνα 3-2: Φθορές στον φέροντα οργανισμό του Κτιρίου Β

Στη πιο πρόσφατη έκδοση του Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού ελέγχου, η διαδικασία αξιολόγησης δεν περιλαμβάνει πλέον την άμεση απόδοση συνολικής βαθμολογίας ή την κατανομή των συντελεστών σε κάθε κριτήριο. Η προσέγγιση αυτή υιοθετήθηκε προκειμένου να περιοριστεί ο κίνδυνος υποκειμενικού ή σκόπιμου επηρεασμού του τελικού αποτελέσματος από τον εκάστοτε μηχανικό, ενισχύοντας έτσι τη διαφάνεια και την αντικειμενικότητα της διαδικασίας. Αντίθετα, τα δεδομένα που καταγράφονται εισάγονται σε ηλεκτρονική πλατφόρμα, μέσω της οποίας το σύστημα προσδιορίζει αυτόματα το τελικό επίπεδο σεισμικής διακινδύνευσης του κτιρίου. Έτσι, καθώς η παρούσα μελέτη εκπονείται στο πλαίσιο Διπλωματικής Εργασίας και δεν συνοδεύεται από επίσημη εισαγωγή δεδομένων στο σύστημα, το τελικό αποτέλεσμα δεν είναι διαθέσιμο. Ωστόσο, κρίθηκε απαραίτητο να συμπληρωθούν όλα τα σχετικά πεδία, ώστε να προσομοιωθεί με πληρότητα και συνέπεια η πραγματική διαδικασία αξιολόγησης.

Παράλληλα, όμως συμπληρώθηκε και το παλαιό «Δελτίο Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας Αυθαιρέτου (Δ.Ε.ΔΟ.Τ.Α.)», το οποίο, αν και παρουσιάζει ορισμένες διαφορές σε σχέση με τον νέο Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο, παραμένει συγκρίσιμο ως προς τη βασική του δομή και φιλοσοφία. Με βάση τα στοιχεία που καταγράφηκαν, η τελική βαθμολογία για και τα δύο κτίρια ανέρχεται σε 2,8, δηλαδή μικρότερη του 4,0, επομένως και τα δύο κτίρια κατατάσσονται στη Κατηγορία Υψηλής Προτεραιότητας Περαιτέρω Ελέγχου (Υ).

3.2 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος

Πραγματοποιείται η εφαρμογή του Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου για τα δύο κτίρια ξεχωριστά, σύμφωνα με τα βήματα που αναλύθηκαν στην Παράγραφο 1.3 με τελικό στόχο την κατάταξη των κτιρίων σε σεισμική κατηγορία δευτεροβάθμιου προσεισμικού ελέγχου.

3.2.1 Κτίριο Α

1ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Απαιτήσης V_{req} ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$)

Η σεισμική δράση σε όρους τέμνουσας βάσης σχεδιασμού του κτιρίου υπολογίστηκε σύμφωνα με την Εξ. (1-1). Η μάζα του κτιρίου εκτιμήθηκε σε $M=1626,9$ tn ενώ η ιδιοπερίοδος προσδιορίστηκε με τον εμπειρικό τύπο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως $T=0,59$ s. Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Z1 και συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,7$, υπολογίστηκε σε $S_d(T)=0,241$ g. Συνεπώς, η απαιτούμενη σεισμική τέμνουσα βάσης για τις δύο κύριες διευθύνσεις προέκυψε ίση με: $V_{req,x}=V_{req,y}=V_{req}=3919,29$ kN.

2ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης V_R ($V_{R,x}$ – $V_{R,y}$)

Σύμφωνα με τα κριτήρια που θέτει ο δευτεροβάθμιος έλεγχος, στο Κτίριο Α, ως τοιχία μπορούν να θεωρηθούν μόνο τα W2, W5, W6, W9, W12, W13. Για τον υπολογισμό του απομειωτικού συντελεστή β , λαμβάνονται υπόψη 13 κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης και βαθμολογούνται σε κλίμακα 1-5 όπου η τιμή 1 αντιστοιχεί στη μικρότερη μείωση της σεισμικής ικανότητας και η τιμή 5 στη μέγιστη. Παρακάτω αναλύονται τα κριτήρια:

- 1^ο Κριτήριο: Βλάβες στατικής ανεπάρκειας

Κατόπιν αυτοψίας στο κτίριο δεν εντοπίστηκαν ρηγματώσεις ή βλάβες που σε δομικά στοιχεία που να τεκμηριώνει την παθολογία του δομήματος. Το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_1=5$.

- 2^ο Κριτήριο: Οξειδωση οπλισμών

Ελαφρά οξειδωση οπλισμού σε κατακόρυφο μέλος παρατηρείται μόνο σε ένα υποστύλωμα όπως φαίνεται στην Εικόνα 3-1. Το ποσοστό εμφάνισης είναι ιδιαίτερα χαμηλό, καθώς το φαινόμενο παρατηρήθηκε μόνο σε 1 από τα 21 κατακόρυφα μέλη. Το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_2=5$.

– 3^ο Κριτήριο: Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Υπολογίζεται το ανηγμένο αξονικό φορτίο κάθε κατακόρυφου μέλους στο ισόγειο σύμφωνα με την Εξ. (3-1), για την αξιολόγηση της ικανότητάς τους να παραλαμβάνουν περεταίρω αξονικά φορτία λόγω σεισμού. Τα αποτελέσματα φαίνονται στον Πίνακα 3-2. Το μέσο ανηγμένο αξονικό φορτίο υπολογίστηκε ίσο με 0,19 με μέγιστη τιμή το 0,34. Επομένως το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_3=4$.

$$v_d = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{ck} \cdot (1 - \theta)} \quad (3-1)$$

Πίνακας 3-2: Υπολογισμός ανηγμένου αξονικού φορτίου

Μέλος	Εμβαδόν (m ²)	Αξονική δύναμη N _{sd} (kN)	Ανηγμένο Αξονικό φορτίο v
C1_1	0,15	724,86	0,32
C16_1	0,21	874,84	0,27
C17_1	0,15	754,86	0,34
C18_1	0,15	624,28	0,28
C19_1	0,15	293,67	0,13
C20_1	0,15	344,18	0,15
C21_1	0,21	758,41	0,24
C22_1	0,15	542,51	0,24
W2_1	0,63	1363,60	0,14
W3_1	0,24	751,76	0,21
W4_1	0,24	600,28	0,17
W5_1	0,36	784,98	0,15
W6_1	0,30	498,02	0,11
W7_1	0,07	144,98	0,15
W8_1	0,30	935,55	0,21
W9_1	0,45	1837,70	0,27
W10_1	0,29	532,90	0,12
W11_1	0,26	356,48	0,09
W12_1	0,59	811,80	0,09
W13_1	0,59	1096,20	0,12
W14_1	0,24	903,98	0,25
W15_1	0,24	733,96	0,20

– 4^ο Κριτήριο: Κανονικότητα κάτοψης

Το κτίριο υπάγεται στην κατηγορία των κτιρίων με πολύπλοκο σχήμα κάτοψης. Το αθροιστικό εμβαδόν των εσοχών υπολογίστηκε σε $\Sigma A_E = 23,4 \text{ m}^2$, το εμβαδόν της μεγαλύτερης εσοχής σε $A_{E,max} = 7,3 \text{ m}^2$ και το εμβαδόν της κάτοψης σε $272,2 \text{ m}^2$. Βάση αυτών των γεωμετρικών χαρακτηριστικών, το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_4 = 5$.

– 5^ο Κριτήριο: Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη

Η ασύμμετρη κατανομή δυσκαμψίας οδηγεί σε στρεπτική σεισμική απόκριση, αυξάνοντας τις καταπονήσεις σε επιμέρους δομικά στοιχεία. Η ανηγμένη φυσική εκκεντρότητα, ϵ , μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως δείκτης της ανισοκατανομής της δυσκαμψίας σε κάτοψη. Για τον υπολογισμό του ϵ ακολουθείται η ακόλουθη διαδικασία που προτείνει ο δευτεροβάθμιος έλεγχος:

Αρχικά, λαμβάνοντας υπόψη τα κατακόρυφα φορτία, προσδιορίζεται το κέντρο μάζας από τις Εξ. (3-2α) και (3-2β).

$$x_M = \frac{\sum N_{sd,i} x_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} \quad (3-2\alpha)$$

$$y_M = \frac{\sum N_{sd,i} y_{c,i}}{\sum N_{sd,i}} \quad (3-2\beta)$$

Υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων μελών του ισογείου σε κάθε διεύθυνση από την Εξ. (3-3).

$$K_C = \frac{12(EI)_{eff}}{H^3(1 + \eta)} \times a_k \quad (3-3)$$

Όπου:

η συντελεστής που για υποστυλώματα λαμβάνεται ίσος με 0, ενώ για τοιχία υπολογίζεται από την Εξ. (3-4)

$$\eta = \frac{30(EI)_{eff}}{E_c A_w H^2} \quad (3-4)$$

H το ύψος του τοιχίου

$(EI)_{eff}$ η ενεργός τιμή της δυσκαμψίας από τον πίνακα Σ4.1 της §4.4.1.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

A_w το εμβαδόν διατομής του τοιχίου

a_k συντελεστής δυσκαμψίας που υπολογίζεται από τη σχέση (3-5)

$$a_k = \frac{k_c + \Sigma k_{ba}}{4k_c + \Sigma k_{ba}} \quad (3-5)$$

Όπου:

$k_c = (EI)_{eff}/H$ ο δείκτης δυσκαμψίας του κατακόρυφου μέλους

Σk_{ba} το άθροισμα των $(EI)_{eff}/L_b$ των δοκών που συντρέχουν στην κορυφή του κατακόρυφου μέλους κατά τις διευθύνσεις x και y , όπου L_b το μήκος δοκού

Προσδιορίζεται το κέντρο δυσκαμψίας (x_{CR}, y_{CR}) από τις Εξ. (3-6α) και (3-6β).

$$x_{CR} = \frac{\sum K_{C_{x,i}} x_{c,i} + \sum K_{inf_{x,i}} x_{inf,i}}{\sum K_{C_{x,i}} + \sum K_{inf_{x,i}}} \quad (3-6\alpha)$$

$$y_{CR} = \frac{\sum K_{C_{y,i}} x_{C,i} + \sum K_{inf_{y,i}} x_{inf,i}}{\sum K_{C_{y,i}} + \sum K_{inf_{y,i}}} \quad (3-6\beta)$$

Στον φορέα, η κατανομή των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη είναι σχετικά συμμετρική, επομένως οι οριζόντιες δυσκαμψίες των τοιχοπληρώσεων (K_{inf}) αγνοούνται.

Τελικώς από τις Εξ. (3-7α) και (3-5α) υπολογίζονται οι εκκεντρότητες (e) και οι αντίστοιχες ανηγμένες τιμές τους (ε) για τις διευθύνσεις x και y , όπου L_x και L_y η μέγιστη διάσταση του κτιρίου κατά τις αντίστοιχες διευθύνσεις x, y :

$$e_x = |x_{CR} - x_{CM}| \quad \varepsilon_x = e_x / L_x \quad (3-7\alpha)$$

$$e_y = |y_{CR} - y_{CM}| \quad \varepsilon_y = e_y / L_y \quad (3-7\beta)$$

Προέκυψε $\varepsilon_x=0,083$ και $\varepsilon_y=0,049$, επομένως το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_5=4$.

Κάποια από τα αποτελέσματα των παραπάνω υπολογισμών φαίνονται στους Πίνακες 3-3 και 3-4.

Πίνακας 3-3:Υπολογισμός δυσκαμψιών κατακόρυφων μελών ισογείου

Μέλος	k_{c-x}	k_{c-y}	Συντρέχ. δοκοί - x	Συντρέχ. δοκοί - y	Σk_{ba-x}	Σk_{ba-y}	α_{k-x}	α_{k-y}	$K_{C_{x,i}}$	$K_{C_{y,i}}$
C1	4963	28588	-	B6	0	17409	0,25	0,35	2290	18417
C16	3600	65025	B18	B4	6988	22431	0,50	0,31	3289	37145
C17	4963	28588	B19	B4, B5	6818	32232	0,44	0,41	4046	21890
C18	4963	28588	B9	B5	11549	9802	0,53	0,31	4816	16313
C19	4963	28588	B14	B12	18813	16663	0,61	0,35	5632	18222
C20	4963	28588	B21	B11, B12	10887	39094	0,52	0,44	4723	23270
C21	7031	81281	B16	B11	10546	22431	0,45	0,30	5898	44761
C22	6618	38118	-	B7, B8	0	22438	0,25	0,35	3053	24354
W2	1260741	47667	B1	B6	12150	17409	0,25	0,31	312959	26633
W3	5929	213459	B9, B10	B3	29221	12278	0,66	0,26	7266	102670
W4	5929	213459	B10, B13	-	34336	0	0,69	0,25	7590	98482
W5	8894	720424	B14	B15	18813	10547	0,51	0,25	8272	179496
W6	416912	7412	-	B17	0	8544	0,25	0,42	119802	5654
W7	1631	4439	-	B17	0	8544	0,25	0,49	752	4044
W8	416912	7412	B2	B17	11368	8544	0,26	0,42	196254	5715
W9	900529	17371	B1, B2	B7	23518	10385	0,25	0,35	226261	10956
W10	7165	376595	B16, B30	B22	36508	8787	0,67	0,25	8861	176769
W11	284114	6522	-	B22	0	8787	0,25	0,44	131079	5284
W12	14576	3171293	B25, B30	B8	39462	12054	0,55	0,25	14710	439031
W13	14576	3171293	B18, B24, B25	-	33988	0	0,53	0,25	14004	437785
W14	5929	213459	B19, B20	B3	15270	12278	0,54	0,26	5950	102670

W15	5929	213459	B20, B21	B15	19339	10547	0,59	0,26	6422	102086
-----	------	--------	----------	-----	-------	-------	------	------	------	--------

Πίνακας 3-4:Υπολογισμός κέντρου μάζας και κέντρου δυσκαμψίας ισογείου

Μέλος	Κεντροειδή Μελών (m)		Κέντρο Μάζας (kN)		Κέντρο Δυσκαμψίας (kN)	
	$x_{c,i}$	$y_{c,i}$	$N_{sd,i} \times x_{c,i}$	$N_{sd,i} \times y_{c,i}$	$K_{Cx,i} \times x_{c,i}$	$K_{Cy,i} \times y_{c,i}$
C1	0,1	4,1	90,6	2971,9	286,2	75511,6
C16	0,1	8,0	109,4	6998,7	411,1	297162,5
C17	0,1	11,4	94,4	8605,4	505,7	249547,8
C18	0,1	17,9	78,0	11174,6	602,0	292008,5
C19	14,9	14,4	4387,4	4240,6	84145,4	263124,2
C20	14,9	11,3	5142,0	3903,0	70558,7	263886,0
C21	14,9	8,0	11330,6	6067,3	88115,2	358084,8
C22	7,9	3,8	4269,6	2061,5	24028,1	92545,4
W2	0,9	0,2	1227,2	238,6	281663,2	4660,9
W3	4,4	17,6	3307,7	13231,0	31968,6	1806987,8
W4	7,9	17,6	4742,2	10564,9	59957,1	1733275,8
W5	11,6	16,4	9105,8	12834,4	95959,3	2934758,9
W6	15,8	4,5	7843,8	2241,1	1886885,1	25441,7
W7	15,0	4,4	2167,5	632,1	11246,7	17632,5
W8	0,1	14,4	116,9	13471,9	24531,7	82289,7
W9	0,1	7,6	229,7	13966,5	28282,6	83267,6
W10	9,2	7,7	4892,0	4103,3	81343,8	1361121,7
W11	8,6	8,3	3051,5	2958,8	1122036,1	43854,0
W12	7,9	8,5	6388,9	6900,3	115766,5	3731766,7
W13	5,2	8,5	5667,4	9317,7	72399,8	3721169,1
W14	4,4	11,7	3977,5	10603,7	26179,7	1204316,3
W15	11,6	11,7	8513,9	8609,4	74492,1	1197474,5

– 6^ο Κριτήριο: Κανονικότητας σε τομή / όψη

Η μεταβολή της γεωμετρίας του φέροντος οργανισμού μεταξύ ορόφων, αποτελεί μορφή γεωμετρικής μη κανονικότητας που μπορεί να επηρεάσει αρνητικά τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Στο συγκεκριμένο κτίριο το εμβαδόν των ορόφων είναι πανομοιότυπο, επομένως το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_6=5$.

- 7^ο Κριτήριο: Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός όροφος

Σημαντική μείωση της δυσκαμψίας σε έναν όροφο, όπως συμβαίνει συχνά σε ισόγεια τύπου «pilotis», μπορεί να προκαλέσει συγκέντρωση σεισμικών μετατοπίσεων και σοβαρές βλάβες στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία του λεγόμενου μαλακού ορόφου. Για την αξιολόγηση του κριτηρίου υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων του 1^{ου} ορόφου και συγκρίνονται με αυτές του ισόγειου που υπολογίστηκαν παραπάνω, καθώς ανάμεσα σε αυτούς τους δύο ορόφους αναμένεται η μεγαλύτερη διαφορά. Οι δυσκαμψίες υπολογίζονται σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο 5^ο Κριτήριο, με τη διαφοροποίηση ότι για τα μέλη ενδιάμεσων ορόφων (εν προκειμένω του 1^{ου} ορόφου) ο συντελεστής δυσκαμψίας υπολογίζεται από την Εξ. (3-8), όπου Σk_{bb} το άθροισμα των $(EI)_{eff}/L_b$ των δοκών που συντρέχουν στον πόδα του κατακόρυφου μέλους κατά τις διευθύνσεις x και y .

$$\alpha_k = \frac{\Sigma k_{ba} + \Sigma k_{bb}}{4k_c + \Sigma k_{ba} + \Sigma k_{bb}} \quad (3-8)$$

Η συνολική δυσκαμψία κάθε ορόφου, K_{tot} , σε κάθε διεύθυνση, υπολογίζεται από την Εξ. (3-9), όπου $\Sigma K_{c,i}$ οι δυσκαμψίες των φερόντων μελών και $\Sigma K_{inf,i}$ οι δυσκαμψίες των τοιχοπληρώσεων.

$$K_{totx,i} = \Sigma K_{cx,i} + \Sigma K_{inf\ x,i} \quad K_{toty,i} = \Sigma K_{cy,i} + \Sigma K_{inf\ y,i} \quad (3-9)$$

Η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στη δυσκαμψία του 1^{ου} ορόφου εκτιμήθηκε πολύ ευμενώς ίση με το 500% της δυσκαμψίας που προσφέρουν τα υπόλοιπα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία. Η παραδοχή αυτή βασίστηκε σε δύο μελέτες, στις οποίες η αύξηση της δυσκαμψίας λόγω πλήρων τοιχοπληρώσεων εκτιμήθηκε σε 440% και 500% αντίστοιχα, σε σύγκριση με τα αντίστοιχα “γυμνά” πλαίσια (Rujol et. al., 2008), (Waris et. al., 2022). Ακόμα και με αυτή την ευνοϊκή παραδοχή που αμβλύνει τις διαφορές, οι διαφορές στις δυσκαμψίες στους δύο ορόφους, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3-5 παρέμειναν πολύ έντονες, με τον 1^ο όροφο να εμφανίζει πολύ μικρότερη δυσκαμψία σε σχέση με το ισόγειο. Το γεγονός αυτό, εκτός από την επίδρασή του στη βαθμολογία, γεννά εύλογες αμφιβολίες για το αν πράγματι ο δυσμενής όροφος είναι το ισόγειο. Ωστόσο, η αιτία για αυτή τη διαφορά εντοπίζεται στον τρόπο υπολογισμού της δυσκαμψίας στο δευτεροβάθμιο έλεγχο, στα υποστυλώματα των ενδιάμεσων ορόφων, όπου λαμβάνεται υπόψη μόνο η δυσκαμψία που προσφέρουν οι δοκοί. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου, κάποια υποστυλώματα στον 1^ο όροφο δεν συνδέονται με δοκούς σε ορισμένες διευθύνσεις, με αποτέλεσμα να θεωρείται ότι έχουν μηδενική δυσκαμψία σε αυτές τις διευθύνσεις. Το κριτήριο αυτό κρίθηκε ιδιαίτερα αυστηρό και αποφασίστηκε να διατηρηθεί το ισόγειο ως ο δυσμενής όροφος. Τέλος, το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_7=1$

Πίνακας 3-5: Ποσοστιαία διαφορά στη δυσκαμψία μεταξύ γειτονικών ορόφων

Όροφοι	$K_{x,ισόγ} / K_{x,1ου}$	$K_{y,ισόγ} / K_{y,1ου}$
Ισόγειο / 1 ^{ος} όροφος	225,5%	287,7%

- 8^ο Κριτήριο: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Υπολογίστηκαν οι μάζες ανά όροφο και οι ποσοστιαίες διαφορές μεταξύ διαδοχικών ορόφων. Η έντονα ανομοιόμορφη κατανομή μάζας επηρεάζει δυσμενώς τη σεισμική απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-6. Το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_5=2$.

Πίνακας 3-6: Ποσοστιαία διαφορά στη μάζα μεταξύ γειτονικών ορόφων

Όροφος	Μάζα (tn)	Διαφορά
1ος	328,8	-
2ος	361,9	110%
3ος	327,2	110%
4ος	357,8	109%
5ος	251,3	142%

– 9^ο Κριτήριο: Κοντά υποστυλώματα

Εξετάζεται ο κίνδυνος ψαθυρής αστοχίας λόγω ύπαρξης κοντών υποστυλωμάτων, δηλαδή υποστυλωμάτων με λόγο l/h μικρότερο ή ίσο του 5. Στη διεύθυνση x προέκυψε $\beta=2,04$ και στη διεύθυνση y $\beta=3,33$. Ο βαθμός τοιχωματοποίησης του κτιρίου είναι κοντά στο 0,10, επομένως επιλέγεται βαθμός του κριτηρίου $\beta_9=3$

– 10^ο Κριτήριο: Κατακόρυφες ασυνέχειες

Ελέγχεται η ύπαρξη έντονων κατακόρυφων ασυνεχειών σε υποστυλώματα και τοιχώματα. Από τις περιπτώσεις του Πίνακα 3-7, τον μικρότερο βαθμό έδειξε το KA_6 , όπου παρατηρείται εκκεντρότητα κατά τον άξονα x ίση με $e_x=0,22b_x$ στο τοίχιο W2 μεταξύ ισογείου και 1^{ου} ορόφου. Το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_{10}=3$.

Πίνακας 3-7: Βαθμονόμηση κριτηρίου για κατακόρυφες ασυνέχειες

KA_1	KA_2	KA_3	KA_4	KA_5	KA_6
OXI	OXI	-	-	OXI	$0,15b_x < e_x < 0,25b_x$

– 11^ο Κριτήριο: Κατακόρυφες ασυνέχειες

Η συνεχής και πλήρης διαδρομή μεταφοράς των σεισμικών δυνάμεων από τα διαφράγματα έως τη θεμελίωση είναι κρίσιμη για τη σεισμική επάρκεια του κτιρίου. Το κριτήριο αξιολογεί τη σύνδεση των διαφραγμάτων με τα κατακόρυφα στοιχεία και την ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαισιακής λειτουργίας. Ασυνέχειες ή ελλείψεις στη διαδρομή μειώνουν σημαντικά την απόδοση του φέροντος οργανισμού. Για το κτίριο, η σύνδεση τοιχωμάτων με το διάφραγμα θεωρείται πλήρης, επομένως βαθμολογείται με $B_a=5$. Όσον αφορά την πλαισιακή λειτουργία, το κτίριο σε γενικές γραμμές παρουσιάζει καλή πλαισιακή λειτουργία, αλλά υπάρχουν κάποια υποστυλώματα που δεν συνδέονται με δοκούς στην κεφαλή τους. Ο βαθμός για το επιμέρους κριτήριο είναι $B_\beta=4$. Το κυρίαρχο κριτήριο για τη διανομή των δυνάμεων είναι η ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαισιακής λειτουργίας, αφού ο δείκτης τοιχωματοποίησης του κτιρίου είναι πολύ μικρός ($a_T < 0,20$) και επομένως ο βαθμός του 11^{ου} κριτηρίου είναι $\beta_{11}=4$.

– 12^ο Κριτήριο: Γειτονικά κτίρια

Στο κριτήριο αυτό αξιολογείται ο κίνδυνος σύγκρουσης με γειτονικά κτίρια κατά τον σεισμό, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις μικρών αρμών ή ανισοϋψών κτισμάτων. Όπως φαίνεται στον Πίνακα 3-8 το κριτήριο βαθμονομείται με $\beta_{12}=4$.

Πίνακας 3-8: Βαθμονόμηση κριτηρίου για γειτονικά κτίρια

Βαθμός κριτηρίου	Επαρκής αρμός	Ανισοσταθμία γειτονικών πλακών	Διαφορά ύψους γειτονικών ορόφων	Γωνιακό κτίριο
Βαθμός 4:	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ

– 13^ο Κριτήριο: Κακοτεχνίες, τραυματισμοί

Η μελέτη του κτιρίου δεν είναι διαθέσιμη, επομένως δεν μπορεί να εξακριβωθεί ο βαθμός εφαρμογής της. Ωστόσο, το κτίριο βρίσκεται σε καλή κατάσταση και στη συντριπτική πλειοψηφία των επιφανειών του δεν παρατηρούνται υγρασίες, προσβολές στο σκυρόδεμα ή κακοτεχνίες. Το 13^ο κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_{13}=4$.

Στον Πίνακα 3-9 παρουσιάζεται η βαθμολογία που συγκεντρώνει το Κτίριο Α από τα κριτήρια που αναλύθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 3-9: Συμπλήρωση βαθμών κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης

α/α	Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός Επιβάρυνσης					Συντελεστές Βαρύτητας σ_i	
			β_i						
			0 Max	1	2	3	4		5 Min
1	Υπερκρίσιμα	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας						×	0.10
2		Οξειδωση Οπλισμών						×	0.10
3		Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου					×		0.05
4		Κανονικότητα Κάτοψης						×	0.05
5		Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη/Στρέψη					×		0.10
6		Κανονικότητα σε Τομή/Όψη						×	0.05
7		Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός Όροφος		×					0.15
8		Κατανομή Μάζας καθ' Ύψος			×				0.05
9		Κοντά Υποστυλώματα				×			0.15
10		Κατακόρυφες Ασυνέχειες				×			0.05
11		Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων					×		0.05
12		Γειτονικά Κτίρια					×		0.05

13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί				×		0.05
----	---------------------------	--	--	--	---	--	------

Από τη συμπλήρωση των βαθμών επιβάρυνσης για κάθε κριτήριο, με δεδομένους τους αντίστοιχους συντελεστές βαρύτητας, προκύπτει από την Εξ. (1-4) ο τελικός μειωτικός συντελεστής στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, ίσος με $\beta=0,71$.

Στον Πίνακα 3-10 παρουσιάζονται οι τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων στη βάση του κτιρίου (V_{Ri}), για τις διευθύνσεις x και y , που υπολογίστηκαν από τις σχέσεις του Παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Με ελαφρύ κόκκινο χρώμα επισημαίνονται τα «τοιχώματα», με μπλε τα «κοντά υποστυλώματα» και πράσινο τα τυπικά υποστυλώματα, σύμφωνα με τους ορισμούς του δευτεροβάθμιου ελέγχου.

Πίνακας 3-10: Διατμητικές αντοχές κατακόρυφων μελών στο ισόγειο

Μέλος	$V_{Ri,x}$ (kN)	$V_{Ri,y}$ (kN)
W10	100,5	326,4
W11	433,0	61,2
W12	147,1	711,3
W13	163,1	951,5
W14	116,2	475,8
W15	100,9	364,0
W2	942,2	223,1
W3	92,4	418,7
W4	83,9	404,2
W5	92,2	508,0
W6	78,0	411,6
W7	78,1	53,7
W8	502,6	87,1
W9	868,4	173,0
C1	40,5	151,0
C16	44,0	245,3
C17	35,2	118,6
C18	40,5	141,9
C19	240,1	729,7
C20	37,6	130,0
C21	45,4	233,0
C22	32,0	125,7

Από την Εξ. (1-3), η τέμνουσα βάσης αντοχής για τη διεύθυνση x προκύπτει ίση με $V_{R0,x} = 2942,7$ kN και για τη διεύθυνση y ίση με $V_{R0,y} = 5470,6$ kN. Αυτές, πολλαπλασιασζόμενες με τον μειωτικό συντελεστή β , Εξ. (1-2), προκύπτει η τελική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, στη διεύθυνση x ίση με $V_{R,x} = 2089,3$ kN και στη διεύθυνση y ίση με $V_{R,y} = 3884,1$ kN.

3ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου

Κρίσιμος όροφος του κτιρίου κατά την κρίση του μηχανικού θεωρείται το ισόγειο, συνεπώς βάση αυτού θα υπολογιστεί ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου από τη σχέση $\lambda = 100 \max\{\lambda_x, \lambda_y\}$. Από τις Εξ. (1-5α) και (1-5β) προκύπτουν οι τιμές $\lambda_x=1,57$ και $\lambda_y=1,13$, άρα $\lambda=157$. Τέλος από τις Εξ. (1-6) υπολογίζεται ο συντελεστής $\delta=0,64$ και σύμφωνα με τον Πίνακα 1-2 το Κτίριο Α κατατάσσεται στη *σεισμική κατηγορία Κ2*.

3.2.2 Κτίριο Β

1ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Απαιτήσης V_{req} ($V_{req,x}$, $V_{req,y}$)

Η σεισμική δράση σε όρους τέμνουσας βάσης σχεδιασμού του κτιρίου υπολογίστηκε σύμφωνα με την Εξ. (1-1). Η μάζα του κτιρίου εκτιμήθηκε σε $M=2181,0$ tn ενώ η ιδιοπερίοδος προσδιορίστηκε με τον εμπειρικό τύπο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. ως $T=0,59$ s. Η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ζ1 και συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,7$, υπολογίστηκε σε $S_d(T)=0,241$ g. Συνεπώς, η απαιτούμενη σεισμική τέμνουσα βάση για τις δύο κύριες διευθύνσεις προέκυψε ίση με: $V_{req,x}=V_{req,y}=V_{req}=5254,08$ kN.

2ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Σεισμικής Αντίστασης V_R ($V_{R,x} - V_{R,y}$)

Σύμφωνα με τα κριτήρια που θέτει ο δευτεροβάθμιος έλεγχος, στο Κτίριο Β, ως τοιχία μπορούν να θεωρηθούν μόνο τα W1, W2, W5, W6, W7, W9. Για τον υπολογισμό του απομειωτικού συντελεστή β , λαμβάνονται υπόψη 13 κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης και βαθμολογούνται σε κλίμακα 1-5 όπου η τιμή 1 αντιστοιχεί στη μικρότερη μείωση της σεισμικής ικανότητας και η τιμή 5 στη μέγιστη. Παρκάτω αναλύονται τα κριτήρια:

- 1^ο Κριτήριο: Βλάβες στατικής ανεπάρκειας

Κατόπιν αυτοψίας στο κτίριο δεν εντοπίστηκαν ρηγματώσεις ή βλάβες που σε δομικά στοιχεία που να τεκμηριώνει την παθολογία του δομήματος. Το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_1=5$.

- 2^ο Κριτήριο: Οξειδωση οπλισμών

Ελαφρά οξειδωση οπλισμού σε κατακόρυφο μέλος παρατηρείται μόνο σε ένα υποστύλωμα όπως φαίνεται στην Εικόνα 3-2. Το ποσοστό εμφάνισης είναι ιδιαίτερα χαμηλό, καθώς το φαινόμενο παρατηρήθηκε μόνο σε 1 από τα 31 κατακόρυφα μέλη. Το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_2=5$.

- 3^ο Κριτήριο: Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου

Υπολογίζεται το ανηγμένο αξονικό φορτίο κάθε κατακόρυφου μέλους στο ισόγειο σύμφωνα με την Εξ. (3-1), για την αξιολόγηση της ικανότητάς τους να παραλαμβάνουν περεταίρω αξονικά φορτία λόγω σεισμού. Τα αποτελέσματα φαίνονται στον Πίνακα 3-11. Το μέσο ανηγμένο αξονικό φορτίο υπολογίστηκε ίσο με 0,24 με μέγιστη τιμή το 0,35. Επομένως το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_3=4$.

Πίνακας 3-11: Υπολογισμός ανηγμένου αξονικού φορτίου

Μέλος	Εμβαδόν (m ²)	Αξονική δύναμη N_{sd} (kN)	Ανηγμένο Αξονικό φορτίο ν
C11_1	0,06	277,32	0,30
C12_1	0,10	469,25	0,31
C13_1	0,15	778,26	0,35
C14_1	0,24	853,82	0,24

C15_1	0,15	545,74	0,24
C16_1	0,19	714,88	0,25
C17_1	0,10	496,34	0,33
C18_1	0,19	537,10	0,19
C19_1	0,13	772,47	0,41
C20_1	0,18	832,44	0,32
C21_1	0,13	518,63	0,28
C22_1	0,13	398,29	0,21
C23_1	0,09	265,99	0,20
C24_1	0,16	780,81	0,32
C25_1	0,16	697,39	0,29
C26_1	0,13	637,06	0,34
C27_1	0,13	621,72	0,33
C28_1	0,13	526,60	0,28
C29_1	0,25	1080,40	0,29
C30_1	0,25	686,89	0,18
C31_1	0,23	836,46	0,25
C32_1	0,25	979,25	0,26
W1_1	0,36	806,12	0,15
W2_1	0,32	865,46	0,18
W3_1	0,07	188,18	0,18
W4_1	0,30	914,79	0,20
W5_1	0,36	1014,00	0,19
W6_1	0,36	1361,10	0,25
W7_1	0,40	1231,90	0,21
W8_1	0,30	228,93	0,05
W9_1	0,56	632,90	0,08
W10_1	0,26	259,27	0,07

– 4^ο Κριτήριο: Κανονικότητα κάτοψης

Το κτίριο υπάγεται στην κατηγορία των κτιρίων με πολύπλοκο σχήμα κάτοψης. Το αθροιστικό εμβαδόν των εσοχών υπολογίστηκε σε $\Sigma A_{\epsilon}=45,3 \text{ m}^2$, το εμβαδόν της μεγαλύτερης εσοχής σε $A_{\epsilon, \max}=14,7 \text{ m}^2$ και το εμβαδόν της κάτοψης σε $380,4 \text{ m}^2$. Βάση αυτών των γεωμετρικών χαρακτηριστικών, το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_4=5$.

– 5^ο Κριτήριο: Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη

Η ασύμμετρη κατανομή δυσκαμψίας οδηγεί σε στρεπτική σεισμική απόκριση, αυξάνοντας τις καταπονήσεις σε επιμέρους δομικά στοιχεία. Η ανηγμένη φυσική εκκεντρότητα, ϵ , μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως δείκτης της ανισοκατανομής της δυσκαμψίας σε κάτοψη. Για τον υπολογισμό του ϵ ακολουθείται η ακόλουθη διαδικασία που προτείνει ο δευτεροβάθμιος έλεγχος:

Αρχικά, λαμβάνοντας υπόψη τα κατακόρυφα φορτία, προσδιορίζεται το κέντρο μάζας από τις Εξ. (3-2α) και (3-2β). Υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων μελών του ισογείου σε κάθε διεύθυνση από την Εξ. (3-3). Προσδιορίζεται το κέντρο δυσκαμψίας από τις Εξ. (3-6α) και (3-6β). Στον φορέα, η κατανομή των τοιχοπληρώσεων σε κάτοψη είναι σχετικά συμμετρική, επομένως οι οριζόντιες δυσκαμψίες των τοιχοπληρώσεων (K_{inf}) αγνοούνται. Τελικώς από τις Εξ. (3-7α) και (3-7β) υπολογίζονται οι εκκεντρότητες (e) και οι αντίστοιχες ανηγμένες τιμές τους (ϵ) για τις διευθύνσεις x και y , όπου L_x και L_y η μέγιστη διάσταση του κτιρίου κατά τις αντίστοιχες διευθύνσεις x, y . Προέκυψε $\epsilon_x=0,062$ και $\epsilon_y=0,227$, επομένως το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_5=3$. Κάποια από τα αποτελέσματα των παραπάνω υπολογισμών φαίνονται στους Πίνακες 3-12 και 3-13.

Πίνακας 3-12: Υπολογισμός δυσκαμψιών κατακόρυφων μελών ισογείου

Μέλος	k_{c-x}	k_{c-y}	Συντρέχ. δοκοί - x	Συντρέχ. δοκοί - y	Σk_{ba-x}	Σk_{ba-y}	α_{k-x}	α_{k-y}	$K_{Cx,i}$	$K_{Cy,i}$
C11	2068	2068	-	B16, B27	0	16086	0,25	0,75	954	2844
C12	2824	17647	-	B17, B18	0	21797	0,25	0,43	1303	13904
C13	28588	4963	B4	B34	5720	5488	0,29	0,41	15075	3778
C14	81318	11435	B1	B34	11902	5488	0,28	0,33	41490	6971
C15	38118	6618	B7, B8	-	23478	0	0,35	0,25	24626	3053
C16	74449	8272	B4, B5	-	11208	0	0,28	0,25	38085	3816
C17	2824	17647	B5	B46, B47	5488	19709	0,50	0,41	2581	13473
C18	8272	74449	B22	B10	6027	10227	0,37	0,27	5580	37769
C19	4136	16544	B13	B10	8704	10227	0,51	0,35	3882	10698
C20	5790	45397	B13, B14	-	24683	0	0,64	0,25	6806	20944
C21	4136	16544	B14	B49, B50	15978	22518	0,62	0,44	4721	13446
C22	4136	16544	B15	B50	6618	12736	0,46	0,37	3544	11328
C23	5718	5718	B21	B56	8484	14059	0,45	0,54	4779	5651
C24	5377	36347	-	B39	0	6136	0,25	0,28	2481	18807
C25	5377	36347	-	B24	0	10887	0,25	0,30	2481	20274
C26	4136	16544	-	B24, B25	0	21272	0,25	0,43	1908	13203
C27	4136	16544	-	B25, B26	0	20931	0,25	0,43	1908	13135
C28	4136	16544	B15	B26	6618	10547	0,46	0,35	3544	10781
C29	176471	11029	B6, B7	B17	24227	11250	0,27	0,40	89521	8190

C30	11029	176471	B22, B23	B19	11948	12054	0,41	0,26	8342	85517
C31	9926	128647	B23	B48, B49	5921	15704	0,35	0,27	6363	64626
C32	132353	8272	B3	B39	12960	6136	0,27	0,37	65440	5608
W1	720424	8894	B6	B27	11549	7855	0,25	0,39	179680	6262
W2	505976	7906	B9	B16	11324	8232	0,25	0,40	140521	5845
W3	1729	5296	-	-	0	0	0,25	0,25	798	2444
W4	7412	416912	B9	B18	11324	10547	0,46	0,25	6255	195973
W5	720424	8894	B1	B2	11902	12025	0,25	0,44	179745	7136
W6	720424	8894	B2, B3	B46	24985	9926	0,26	0,41	182132	6717
W7	988235	9882	B8	B53, B48	10800	14687	0,25	0,45	221362	8177
W8	7412	416912	B20	B19	13292	12054	0,48	0,26	6595	196488
W9	13835	2711718	B21	-	8484	0	0,35	0,25	8833	402282
W10	271394	6424	-	B19	0	12054	0,25	0,49	125211	5803

Πίνακας 3-13: Υπολογισμός κέντρου μάζας και κέντρου δυσκαμψίας ισογείου

Μέλος	Κεντροειδή Μελών (m)		Κέντρο Μάζας (kN)		Κέντρο Δυσκαμψίας (kN)	
	$x_{c,i}$	$y_{c,i}$	$N_{sd,i} \times x_{c,i}$	$N_{sd,i} \times y_{c,i}$	$K_{cx,i} \times x_{c,i}$	$K_{cy,i} \times y_{c,i}$
C1	0,1	4,1	90,6	2971,9	286,2	75511,6
C16	0,1	8,0	109,4	6998,7	411,1	297162,5
C17	0,1	11,4	94,4	8605,4	505,7	249547,8
C18	0,1	17,9	78,0	11174,6	602,0	292008,5
C19	14,9	14,4	4387,4	4240,6	84145,4	263124,2
C20	14,9	11,3	5142,0	3903,0	70558,7	263886,0
C21	14,9	8,0	11330,6	6067,3	88115,2	358084,8
C22	7,9	3,8	4269,6	2061,5	24028,1	92545,4
W2	0,9	0,2	1227,2	238,6	281663,2	4660,9
W3	4,4	17,6	3307,7	13231,0	31968,6	1806987,8
W4	7,9	17,6	4742,2	10564,9	59957,1	1733275,8
W5	11,6	16,4	9105,8	12834,4	95959,3	2934758,9
W6	15,8	4,5	7843,8	2241,1	1886885,1	25441,7
W7	15,0	4,4	2167,5	632,1	11246,7	17632,5
W8	0,1	14,4	116,9	13471,9	24531,7	82289,7
W9	0,1	7,6	229,7	13966,5	28282,6	83267,6

W10	9,2	7,7	4892,0	4103,3	81343,8	1361121,7
W11	8,6	8,3	3051,5	2958,8	1122036,1	43854,0
W12	7,9	8,5	6388,9	6900,3	115766,5	3731766,7
W13	5,2	8,5	5667,4	9317,7	72399,8	3721169,1
W14	4,4	11,7	3977,5	10603,7	26179,7	1204316,3
W15	11,6	11,7	8513,9	8609,4	74492,1	1197474,5

– 6^ο Κριτήριο: Κανονικότητας σε τομή / όψη

Η μεταβολή της γεωμετρίας του φέροντος οργανισμού μεταξύ ορόφων, αποτελεί μορφή γεωμετρικής μη κανονικότητας που μπορεί να επηρεάσει αρνητικά τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Στο συγκεκριμένο κτίριο το εμβαδόν των ορόφων είναι πανομοιότυπο, επομένως το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_6=5$.

– 7^ο Κριτήριο: Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός όροφος

Σημαντική μείωση της δυσκαμψίας σε έναν όροφο, όπως συμβαίνει συχνά σε ισόγεια τύπου «pilotis», μπορεί να προκαλέσει συγκέντρωση σεισμικών μετατοπίσεων και σοβαρές βλάβες στα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία του λεγόμενου μαλακού ορόφου. Για την αξιολόγηση του κριτηρίου υπολογίζονται οι δυσκαμψίες των κατακόρυφων στοιχείων του 1^{ου} ορόφου και συγκρίνονται με αυτές του ισόγειου που υπολογίστηκαν παραπάνω, καθώς ανάμεσα σε αυτούς τους δύο ορόφους αναμένεται η μεγαλύτερη διαφορά. Οι δυσκαμψίες υπολογίζονται σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο 5^ο Κριτήριο, με τη διαφοροποίηση ότι για τα μέλη ενδιάμεσων ορόφων (εν προκειμένω του 1^{ου} ορόφου) ο συντελεστής δυσκαμψίας υπολογίζεται από την Εξ. (3-8) και η συνολική δυσκαμψία κάθε ορόφου, K_{tot} , σε κάθε διεύθυνση, υπολογίζεται από την Εξ. (3-9).

Η συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων στη δυσκαμψία του 1^{ου} ορόφου εκτιμήθηκε πολύ ευμενώς ίση με το 500% της δυσκαμψίας που προσφέρουν τα υπόλοιπα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία. Η παραδοχή αυτή βασίστηκε σε δύο μελέτες, στις οποίες η αύξηση της δυσκαμψίας λόγω πλήρων τοιχοπληρώσεων εκτιμήθηκε σε 440% και 500% αντίστοιχα, σε σύγκριση με τα αντίστοιχα “γυμνά” πλαίσια (Rujol et. al., 2008), (Waris et. al., 2022). Ακόμα και με αυτή την ευνοϊκή παραδοχή που αμβλύνει τις διαφορές, οι διαφορές στις δυσκαμψίες στους δύο ορόφους, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3-14 παρέμειναν πολύ έντονες, με τον 1^ο όροφο να εμφανίζει πολύ μικρότερη δυσκαμψία σε σχέση με το ισόγειο. Το γεγονός αυτό, εκτός από την επίδρασή του στη βαθμολογία, γεννά εύλογες αμφιβολίες για το αν πράγματι ο δυσμενής όροφος είναι το ισόγειο. Ωστόσο, η αιτία για αυτή τη διαφορά εντοπίζεται στον τρόπο υπολογισμού της δυσκαμψίας στο δευτεροβάθμιο έλεγχο, στα υποστυλώματα των ενδιάμεσων ορόφων, όπου λαμβάνεται υπόψη μόνο η δυσκαμψία που προσφέρουν οι δοκοί. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου, κάποια υποστυλώματα στον 1^ο όροφο δεν συνδέονται με δοκούς σε ορισμένες διευθύνσεις, με αποτέλεσμα να θεωρείται ότι έχουν μηδενική δυσκαμψία σε αυτές τις διευθύνσεις. Το κριτήριο αυτό κρίθηκε ιδιαίτερα αυστηρό και αποφασίστηκε να διατηρηθεί το ισόγειο ως ο δυσμενής όροφος. Τέλος, το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_7=1$.

Πίνακας 3-14: Ποσοστιαία διαφορά στη δυσκαμψία μεταξύ γειτονικών ορόφων

Όροφοι	$K_{x,ισόγ} / K_{x,1ου}$	$K_{y,ισόγ} / K_{y,1ου}$
Ισόγειο / 1 ^{ος} όροφος	188,5%	172,1%

– 8^ο Κριτήριο: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Υπολογίστηκαν οι μάζες ανά όροφο και οι ποσοστιαίες διαφορές μεταξύ διαδοχικών ορόφων. Η έντονα ανομοιόμορφη κατανομή μάζας επηρεάζει δυσμενώς τη σεισμική απόκριση του φορέα. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-15. Το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_5=4$.

Πίνακας 3-15: Ποσοστιαία διαφορά στη μάζα μεταξύ γειτονικών ορόφων

Όροφος	Μάζα (tn)	Διαφορά
1ος	455,4	-
2ος	475,9	104,5%
3ος	449,7	105,8%
4ος	450,4	100,2%
5ος	349,6	128,8%

– 9^ο Κριτήριο: Κοντά υποστυλώματα

Εξετάζεται ο κίνδυνος ψαθυρής αστοχίας λόγω ύπαρξης κοντών υποστυλωμάτων, δηλαδή υποστυλωμάτων με λόγο l/h μικρότερο ή ίσο του 5. Στη διεύθυνση x προέκυψε $\beta=3,45$ και στη διεύθυνση y $\beta=3,22$. Ο βαθμός τοιχωματοποίησης του κτιρίου είναι κοντά στο 0,10, επομένως επιλέγεται βαθμός του κριτηρίου $\beta_9=3$

– 10^ο Κριτήριο: Κατακόρυφες ασυνέχειες

Ελέγχεται η ύπαρξη έντονων κατακόρυφων ασυνεχειών σε υποστυλώματα και τοιχώματα. Από τις περιπτώσεις του Πίνακα 3-16, τον μικρότερο βαθμό έδειξε το KA_6 , όπου παρατηρείται εκκεντρότητα κατά τον άξονα x ίση με $e_x=0,31b_x$ στο τοίχιο W1 μεταξύ ισογείου και 1^{ου} ορόφου. Το κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_{10}=2$.

Πίνακας 3-16: Βαθμονόμηση κριτηρίου για κατακόρυφες ασυνέχειες

KA_1	KA_2	KA_3	KA_4	KA_5	KA_6
OXI	OXI	-	-	OXI	$0,25b_x < e_x < 0,35b_x$

– 11^ο Κριτήριο: Κατακόρυφες ασυνέχειες

Η συνεχής και πλήρης διαδρομή μεταφοράς των σεισμικών δυνάμεων από τα διαφράγματα έως τη θεμελίωση είναι κρίσιμη για τη σεισμική επάρκεια του κτιρίου. Το κριτήριο αξιολογεί τη σύνδεση των διαφραγμάτων με τα κατακόρυφα στοιχεία και την ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαισιακής λειτουργίας. Ασυνέχειες ή ελλείψεις στη διαδρομή μειώνουν σημαντικά την απόδοση του φέροντος οργανισμού. Για το κτίριο, η σύνδεση τοιχωμάτων με το διάφραγμα θεωρείται πλήρης, επομένως βαθμολογείται με $B_a=5$. Όσον αφορά την πλαισιακή λειτουργία, το κτίριο σε γενικές γραμμές παρουσιάζει καλή πλαισιακή λειτουργία, αλλά υπάρχουν κάποια υποστυλώματα που δεν συνδέονται με δοκούς στην κεφαλή τους. Ο βαθμός για το επιμέρους κριτήριο είναι $B_\beta=4$. Το κυρίαρχο κριτήριο για τη διανομή των δυνάμεων είναι η ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαισιακής λειτουργίας, αφού ο δείκτης τοιχωματοποίησης του κτιρίου είναι πολύ μικρός ($a_T < 0,20$) και επομένως ο βαθμός του 11^{ου} κριτηρίου είναι $\beta_{11}=4$.

– 12^ο Κριτήριο: Γειτονικά κτίρια

Στο κριτήριο αυτό αξιολογείται ο κίνδυνος σύγκρουσης με γειτονικά κτίρια κατά τον σεισμό, ιδιαίτερα σε περιπτώσεις μικρών αρμών ή ανισοϋψών κτισμάτων. Όπως φαίνεται στον Πίνακα 3-17, το κριτήριο βαθμονομείται με $\beta_{12}=4$.

Πίνακας 3-17: Βαθμονόμηση κριτηρίου για γειτονικά κτίρια

Βαθμός κριτηρίου	Επαρκής αρμός	Ανισοσταθμία γειτονικών πλακών	Διαφορά ύψους γειτονικών ορόφων	Γωνιακό κτίριο
Βαθμός 4:	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ	ΟΧΙ

– 13^ο Κριτήριο: Κακοτεχνίες, τραυματισμοί

Η μελέτη του κτιρίου δεν είναι διαθέσιμη, επομένως δεν μπορεί να εξακριβωθεί ο βαθμός εφαρμογής της. Ωστόσο το κτίριο βρίσκεται σε καλή κατάσταση και στη συντριπτική πλειοψηφία των επιφανειών του δεν παρατηρούνται υγρασίες, προσβολές στο σκυρόδεμα ή κακοτεχνίες. Το 13^ο κριτήριο βαθμολογείται με $\beta_{13}=4$.

Στον Πίνακα 3-18 παρουσιάζεται η βαθμολογία που συγκεντρώνει το Κτίριο Β από τα κριτήρια που αναλύθηκαν παραπάνω.

Πίνακας 3-18: Συμπλήρωση βαθμών κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης

α/α	Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός Επιβάρυνσης					Συντελεστές Βαρύτητας s_i	
			β_i						
			0 Max	1	2	3	4		5 Min
1	Υπερκρίσιμα	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας						×	0.10
2		Οξειδωση Οπλισμών						×	0.10
3		Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου					×		0.05
4		Κανονικότητα Κάτοψης						×	0.05
5		Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη/Στρέψη				×			0.10
6		Κανονικότητα σε Τομή/Όψη						×	0.05
7		Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος – Μαλακός Όροφος		×					0.15
8		Κατανομή Μάζας καθ' Ύψος					×		0.05
9		Κοντά Υποστυλώματα				×			0.15

10	Κατακόρυφες Ασυνέχειες		×			0.05
11	Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων				×	0.05
12	Γειτονικά Κτίρια				×	0.05
13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί				×	0.05

Από τη συμπλήρωση των βαθμών επιβάρυνσης για κάθε κριτήριο, με δεδομένους τους αντίστοιχους συντελεστές βαρύτητας, προκύπτει από την Εξ. (1-4) ο τελικός μειωτικός συντελεστής στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, ίσος με $\beta=0,70$.

Στον Πίνακα 3-19 παρουσιάζονται οι τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων στη βάση του κτιρίου (V_{Ri}), για τις διευθύνσεις x και y, που υπολογίστηκαν από τις σχέσεις του Παραρτήματος 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Με ελαφρύ κόκκινο χρώμα επισημαίνονται τα «τοιχώματα» και πράσινο τα τυπικά υποστυλώματα, σύμφωνα με τους ορισμούς του δευτεροβάθμιου ελέγχου. Δεν εντοπίστηκαν κοντά υποστυλώματα.

Πίνακας 3-19: Διατμητικές αντοχές κατακόρυφων μελών στο ισόγειο

Μέλος	$V_{Ri,x}$ (kN)	$V_{Ri,y}$ (kN)
W1	98,9	355,3
W10	387,9	39,9
W2	389,1	88,3
W3	50,1	80,4
W4	105,2	456,3
W5	552,2	80,4
W6	601,6	124,6
W7	685,9	122,1
W8	108,4	306,0
W9	111,6	472,5
C11	31,9	41,9
C12	21,9	95,6
C13	115,4	31,6
C14	205,7	63,3
C15	125,8	35,1
C16	163,9	37,0
C17	22,8	109,4
C18	42,7	183,7
C19	30,7	82,3
C20	42,7	149,0
C21	36,4	113,0
C22	48,4	133,3

C23	49,3	45,8
C24	32,4	184,1
C25	37,1	185,2
C26	29,6	121,9
C27	30,4	119,2
C28	39,8	127,3
C29	282,2	49,5
C30	48,0	277,4
C31	44,4	265,3
C32	272,7	37,3

Από τη σχέση (1-3), η τέμνουσα βάσης αντοχής για τη διεύθυνση x προκύπτει ίση με $V_{R0,x} = 3757,3$ kN και για τη διεύθυνση y ίση με $V_{R0,y} = 3416,18$ kN. Αυτές, πολλαπλασιαζόμενες με τον μειωτικό συντελεστή β , σχέση (1-2), προκύπτει η τελική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου, στη διεύθυνση x ίση με $V_{R,x} = 2630,1$ kN και στη διεύθυνση y ίση με $V_{R,y} = 2391,3$ kN.

3ο ΒΗΜΑ: Προσδιορισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου

Κρίσιμος όροφος του κτιρίου κατά την κρίση του μηχανικού θεωρείται το ισόγειο, συνεπώς βάση αυτού θα υπολογιστεί ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου από τη σχέση $\lambda = 100 \max\{\lambda_x, \lambda_y\}$. Από τις Εξ. (1-5α) και (1-5β) προκύπτουν οι τιμές $\lambda_x=2,04$ και $\lambda_y=1,13$, άρα $\lambda=204$. Τέλος από τις Εξ. (1-6) υπολογίζεται ο συντελεστής $\delta=0,49$ και σύμφωνα με τον Πίνακα Πίνακας **1-2** το Κτίριο Α κατατάσσεται στη *σεισμική κατηγορία K3+*.

3.3 Τριτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος

Ο Τριτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος είναι ο πιο αναλυτικός σε σχέση με τους προηγούμενους δύο προσεισμικούς ελέγχους σύμφωνα με τον οποίο εξάγεται το πιο ακριβές και αξιόπιστο πόρισμα σχετικά με τη αντισεισμική επάρκεια της κατασκευής και σύμφωνα με αυτόν λαμβάνεται η απόφαση σχετικά με την αναγκαιότητα για ενισχύσεις στον φέροντα οργανισμό. Η ακρίβεια και η αξιοπιστία της μεθόδου εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την επάρκεια των πληροφοριών που διατίθενται για τον υφιστάμενο φορέα. Αυτός ο βαθμός επάρκειας ορίζεται σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ από την Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων (ΣΑΔ). Για την αποτίμηση, στο πλαίσιο αυτής της εργασίας επιλέχθηκε Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων «Ικανοποιητική». Αν και δεν πραγματοποιήθηκαν οι απαιτούμενες διερευνητικές εργασίες που προβλέπονται για την τεκμηρίωση της εν λόγω στάθμης, η επιλογή αυτή κρίθηκε ως η πιο αντιπροσωπευτική, καθώς θα ήταν και η προσέγγιση που θα ακολουθούσε κανείς στο πλαίσιο εφαρμογής της μελέτης σε πραγματικές συνθήκες.

Η αποτίμηση, όπως αναφέρθηκε στην Παράγραφο 2.2, θα πραγματοποιηθεί ξεχωριστά για τα δύο τμήματα του κτιρίου. Για κάθε τμήμα (Κτίρια Α και Κτίριο Β) θα διενεργηθεί ιδιομορφική ανάλυση, με βάση την οποία θα ακολουθήσουν οι στατικές ανελαστικές αναλύσεις σύμφωνα με τις απαιτήσεις τόσο του ΚΑΝ.ΕΠΕ. όσο και του Ευρωκώδικα 8 (Μέρος 3). Για τις ανάγκες του ΚΑΝ.ΕΠΕ, εκτελέστηκαν δύο ιδιομορφικές φασματικές αναλύσεις για κάθε κτίριο: η πρώτη με συμμετοχή ιδιομορφών που καλύπτουν το 90% της ιδιομορφικής μάζας και η δεύτερη μόνο με την 1^η ιδιομορφή. Από τη σύγκριση των τεμνουσών βάσης που προέκυψαν, διαπιστώθηκε ότι η διαφορά είναι μικρότερη του 30%, επομένως η επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα και η εφαρμογή της ανάλυσης pushover είναι αποδεκτή.

3.3.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

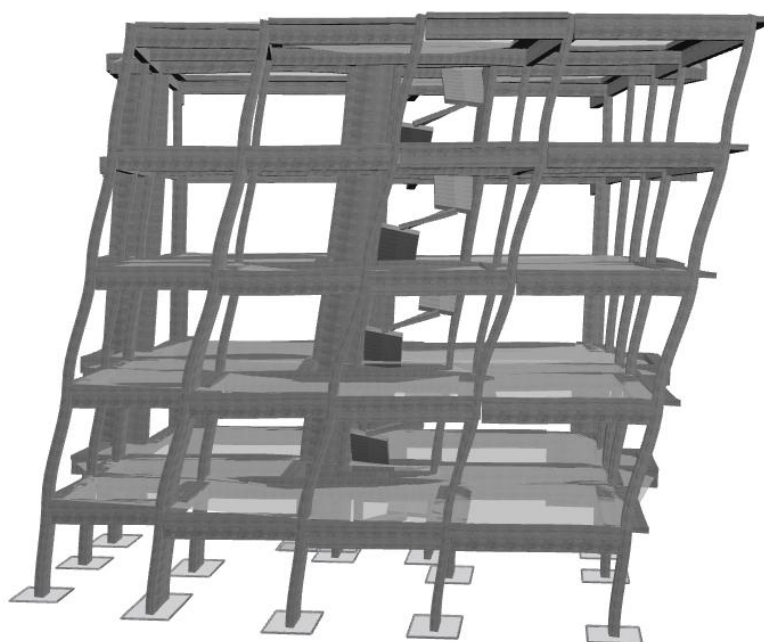
3.3.1.1 Κτίριο Α

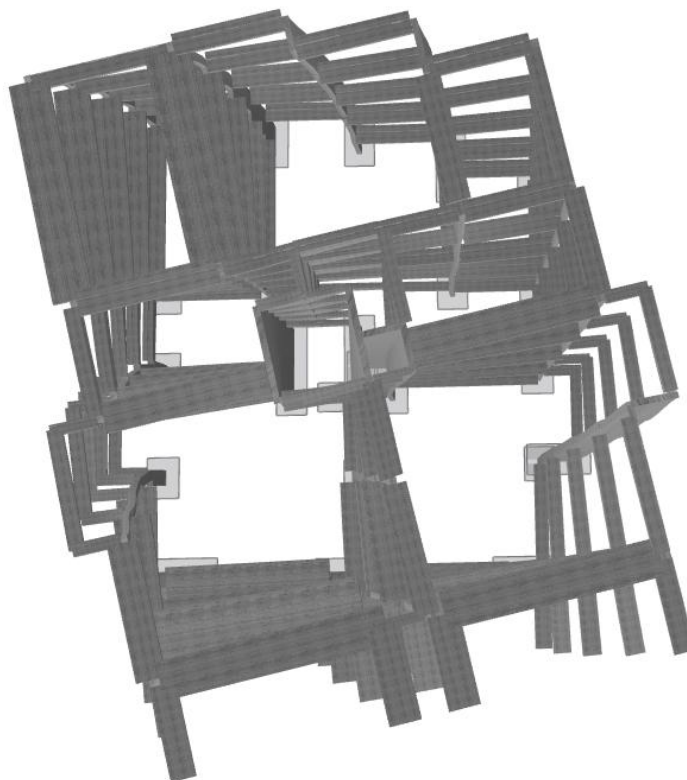
Πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση στο κτίριο Α. Μέσω της επίλυσης του ιδιοπροβλήματος της ταλαντούμενης κατασκευής, προσδιορίζονται οι ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης, οι αντίστοιχες ιδιομορφές και τα ποσοστά συμμετοχής της ενεργής μάζας σε κάθε ιδιομορφή.

Στην αριθμητική προσομοίωση μιας κατασκευής, το πλήθος των ιδιομορφών που μπορούν να υπολογιστούν από το λογισμικό αντιστοιχεί στους συνολικούς βαθμούς ελευθερίας του μοντέλου. Το πρόγραμμα παραδείγματος χάριν μπορεί να εξάγει και ιδιομορφές που αναπαριστούν τοπικές ταλαντώσεις επιμέρους μελών, οι οποίες δεν επηρεάζουν την καθολική απόκριση του φορέα. Γι' αυτό τον λόγο, στην πράξη εξετάζονται μόνο οι πρώτες ιδιομορφές που παρουσιάζουν σημαντική συμμετοχή στην ενεργό μάζα και συμβάλλουν ουσιαστικά στη σεισμική απόκριση. Για το Κτίριο Α υπολογίστηκαν οι δώδεκα πρώτες ιδιομορφές, τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-20. Οι τρεις κυρίαρχες ιδιομορφές, με τη μεγαλύτερη συμμετοχή ενεργής μάζας στις κύριες διευθύνσεις, απεικονίζονται στις Εικόνες 3-3, 3-4 και 3-5.

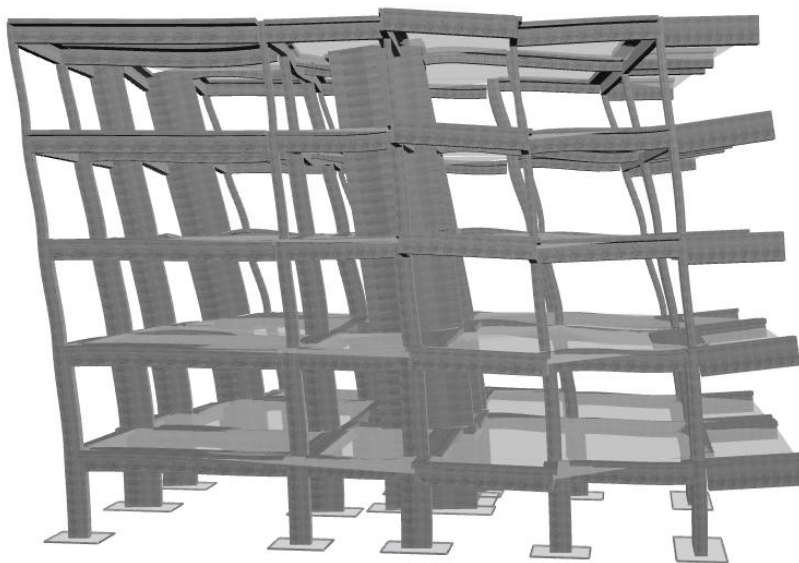
Πίνακας 3-20: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης Κτιρίου Α

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (s)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα (%)		
		U_x	U_y	R_z
1	0,67	45,60	1,80	26,26
2	0,51	23,47	12,64	28,15
3	0,49	1,30	53,33	12,85
4	0,23	2,94	0,34	10,27
5	0,18	12,29	0,01	3,95
6	0,13	0,83	4,38	4,59
7	0,12	0,05	13,43	1,18
8	0,09	5,09	0,01	0,52
9	0,09	0,01	0,01	4,29
10	0,07	2,90	0,00	1,52
11	0,06	1,29	0,00	2,00
12	0,06	0,00	0,03	0,00
13	0,05	0,02	0,15	0,00
14	0,05	0,00	6,45	0,01
Σωρευμένη Μάζα:		95,79	92,58	95,58

Εικόνα 3-3: Πρώτη ιδιομορφή, μεταφορική κατά Χ ($T_1 = 0,67$ s)



Εικόνα 3-4: Δεύτερη ιδιομορφή, μικτή ($T_2 = 0,51$ s)



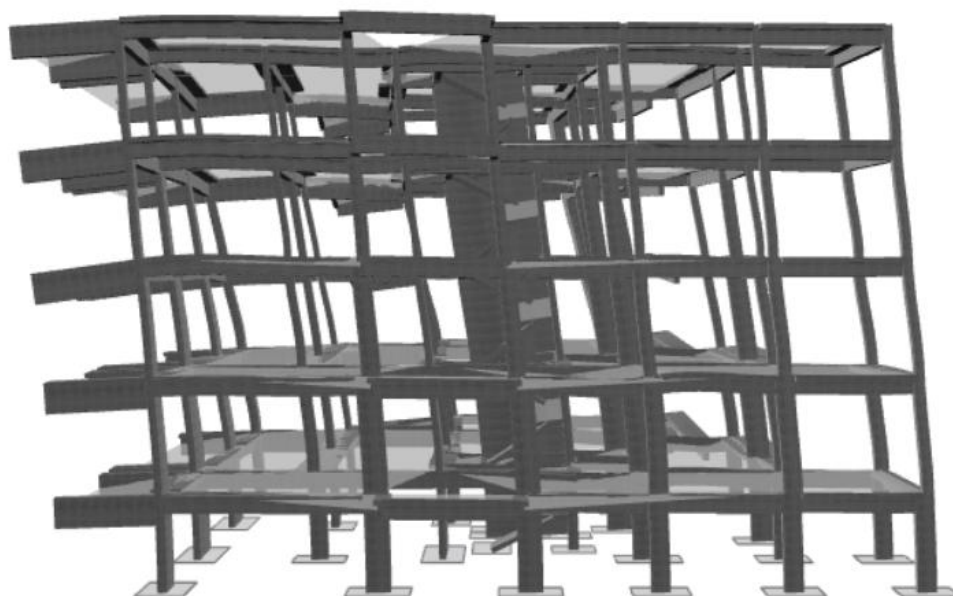
Εικόνα 3-5: Τρίτη ιδιομορφή, μεταφορική κατά Y ($T_3 = 0,49$ s)

3.3.1.2 Κτίριο Β

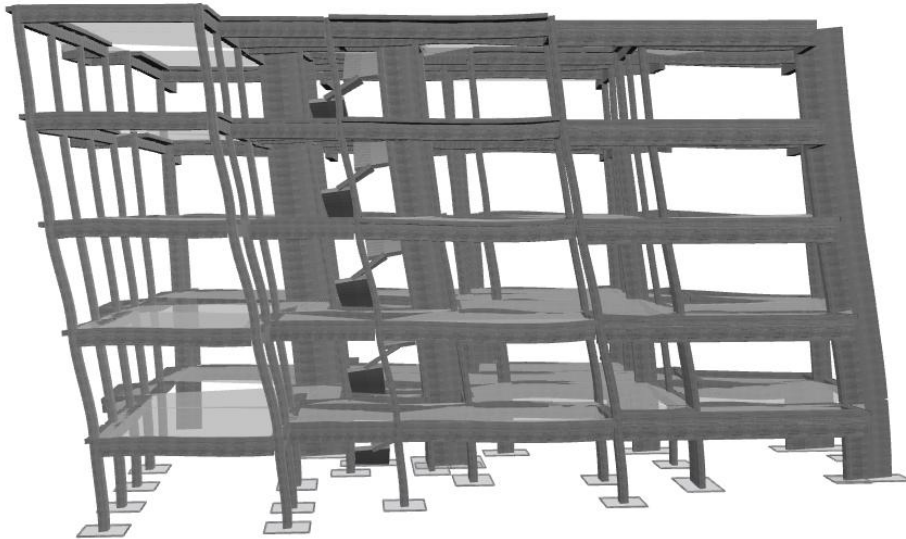
Πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση στο κτίριο Β. Μέσω της επίλυσης του ιδιοπροβλήματος της ταλαντούμενης κατασκευής, προσδιορίζονται οι ιδιοπερίοδοι ταλάντωσης, οι αντίστοιχες ιδιομορφές και τα ποσοστά συμμετοχής της ενεργής μάζας σε κάθε ιδιομορφή. Για το Κτίριο Β υπολογίστηκαν οι δεκατρείς πρώτες ιδιομορφές, τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3-21. Οι τρεις κυρίαρχες ιδιομορφές, με τη μεγαλύτερη συμμετοχή ενεργής μάζας στις κύριες διευθύνσεις, απεικονίζονται στις Εικόνες 3-6, 3-7 και 3-8.

Πίνακας 3-21: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης Κτιρίου Β

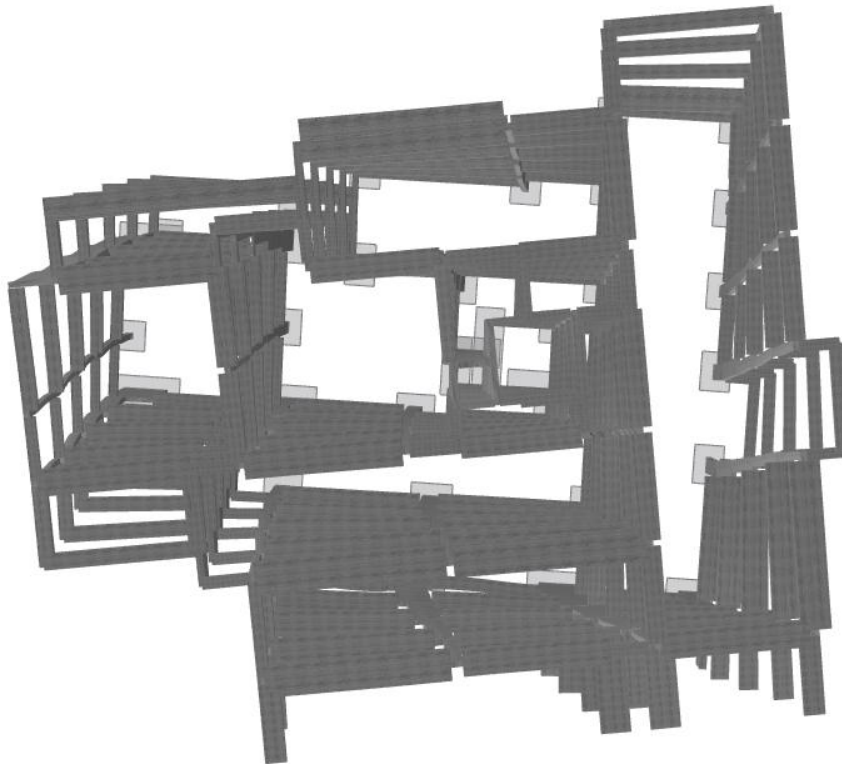
Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (s)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα (%)		
		U _x	U _y	R _z
1	0,57	0,84	60,29	10,92
2	0,55	52,40	5,95	15,98
3	0,49	18,22	5,67	46,36
4	0,20	0,00	0,28	11,28
5	0,17	7,42	6,28	0,14
6	0,16	6,44	8,39	0,06
7	0,13	0,64	0,01	3,81
8	0,10	0,72	0,00	3,97
9	0,08	0,04	0,01	0,03
10	0,08	2,25	0,58	0,61
11	0,08	0,80	1,64	0,17
12	0,08	0,01	0,52	0,00
13	0,06	1,31	0,00	4,48
Σωρευμένη Μάζα:		91,08	89,62	97,81



Εικόνα 3-6: Πρώτη ιδιομορφή, μεταφορική κατά Y (T1 = 0,57 s)

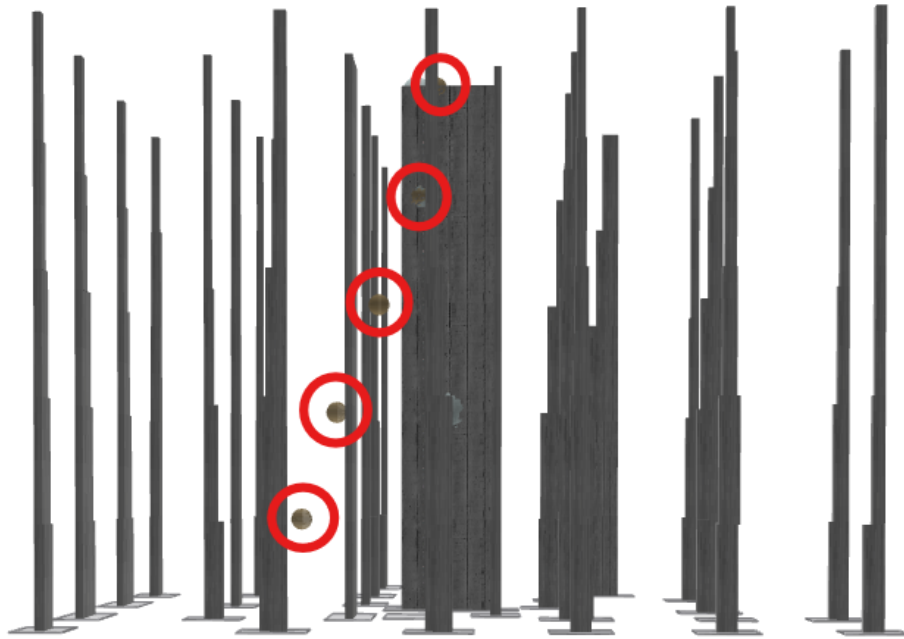


Εικόνα 3-7: Δεύτερη ιδιομορφή, μεταφορική κατά X ($T_2 = 0,55$ s)

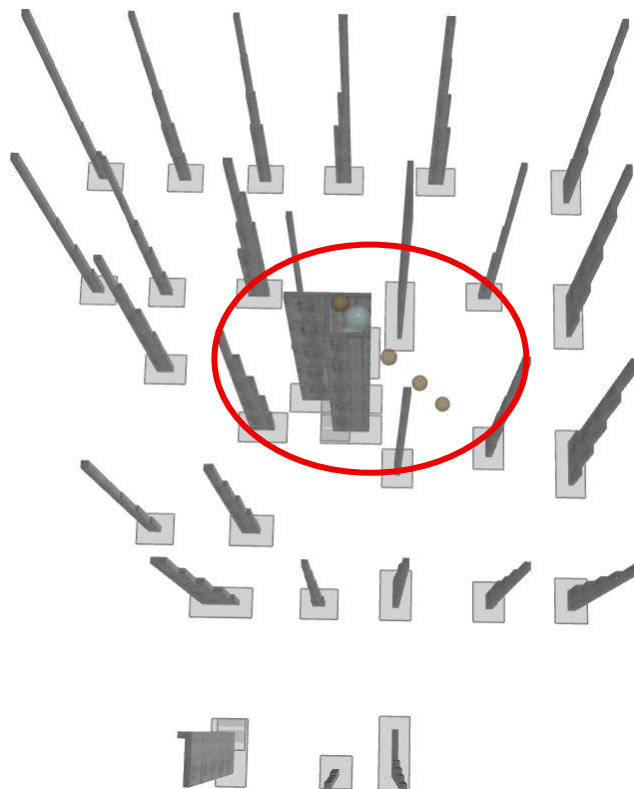


Εικόνα 3-8: Τρίτη ιδιομορφή, στροφική κατά Z ($T_3 = 0,49$ s)

Επιπλέον, κατά τη γενικότερη εξέταση του φορέα, διαπιστώθηκε σημαντική εκκεντρότητα, κυρίως στον 1ο όροφο. Στις Εικόνες 3-9 και 3-10 με κόκκινο κύκλο είναι σημειωμένα τα κέντρα διάτμησης κάθε ορόφου, ενώ τα κέντρα μάζας κάθε ορόφου βρίσκονται εντός του πυρήνα του κλιμακοστασίου. Η εκκεντρότητα αυτή, παρότι δεν έχει προσδιοριστεί το πόσο, ενδέχεται να συμβάλλει στην αύξηση των απαιτήσεων σε τέμνουσα και ενδεχομένως σε στροφή χορδής, λόγω της στρεπτικής παραμόρφωσης του διαφράγματος.



Εικόνα 3-9: Κέντρα διάτμησης ορόφων, πλάγια όψη

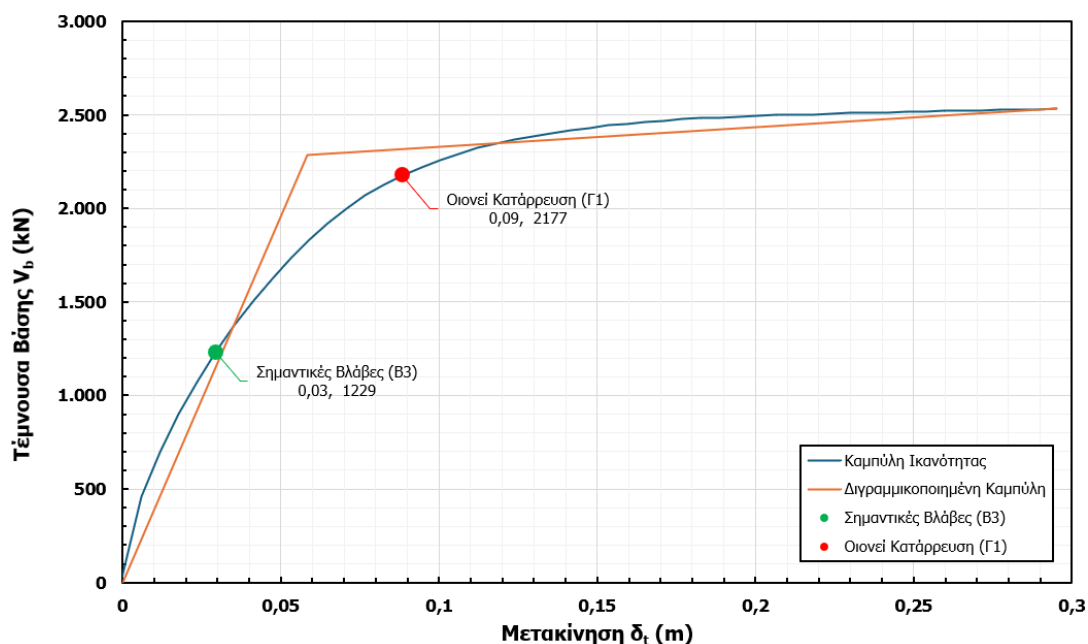


Εικόνα 3-10: Κέντρα διάτμησης ορόφων, κάτοψη

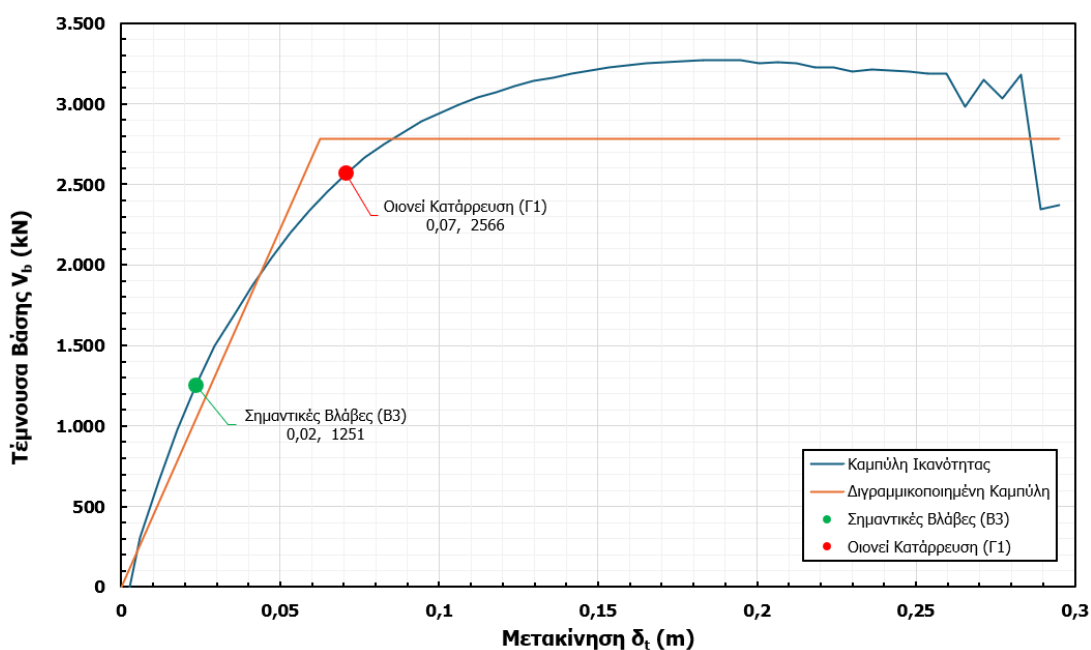
3.3.2 Ανάλυση Pushover κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ

3.3.2.1 Κτίριο Α

Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ, για κτίριο Κατηγορίας Σπουδαιότητας ΙΙ και μελέτης πριν το 1985 ορίζει ελάχιστο στόχο αποτίμησης Γ1 και ελάχιστη βασική σεισμική κλάση Β3. Πραγματοποιήθηκε ανάλυση Pushover για 64 συνδυασμούς φόρτισης (32 ιδιομορφικούς και 32 ομοιόμορφους) σύμφωνα με τις κατευθυντήριες οδηγίες του ΚΑΝ.ΕΠΕ και προέκυψαν οι καμπύλες ικανότητας του Κτιρίου Α κατά τις διεύθυνση Χ και Υ. Οι καμπύλες για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φόρτισης ανά διεύθυνση φαίνονται στα Σχήματα 3-1 και 3-2.

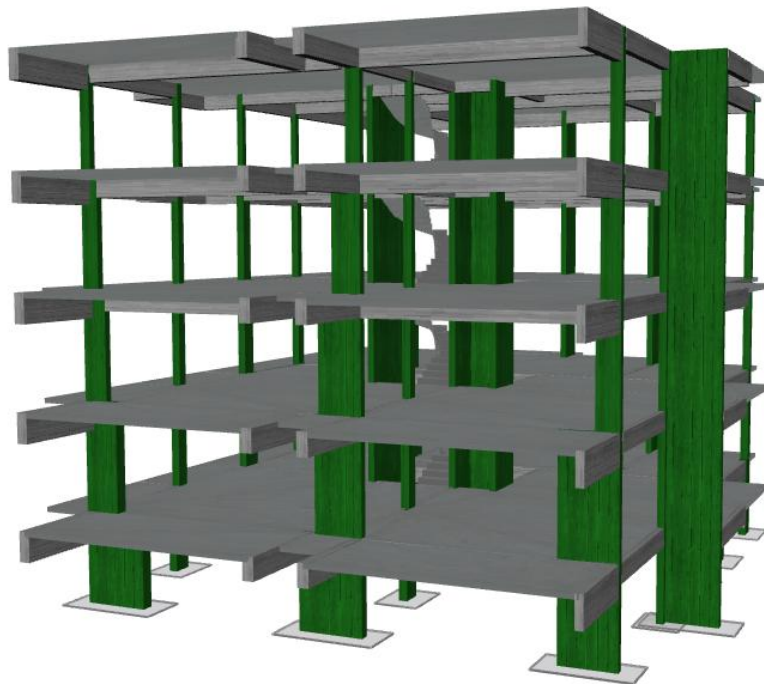


Σχήμα 3-1: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ (Ιδιομορφική +X +eccY -0,3Y)

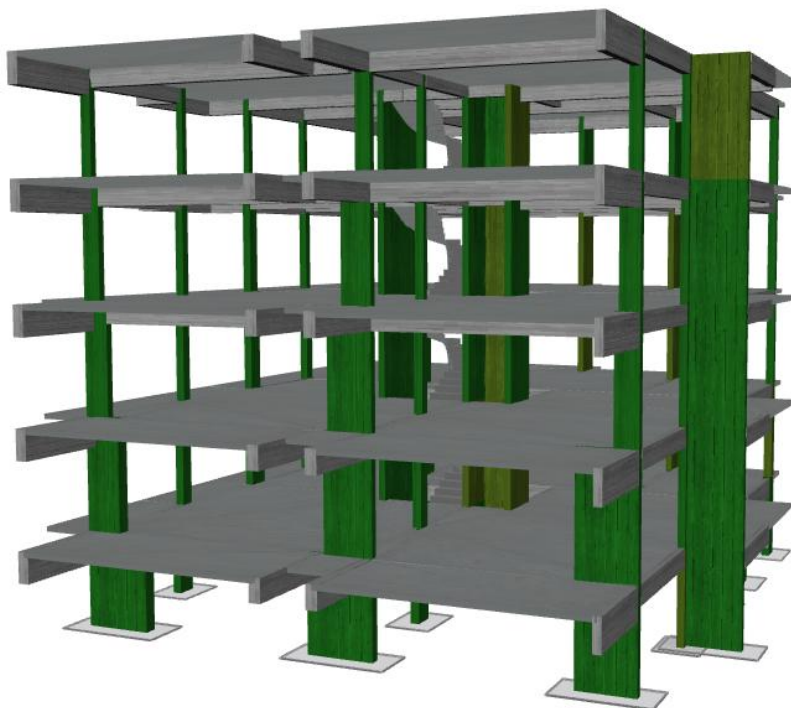


Σχήμα 3-2: Καμπύλη Ικανότητας κατά Υ (Ιδιομορφική -0,3X -Y -eccX)

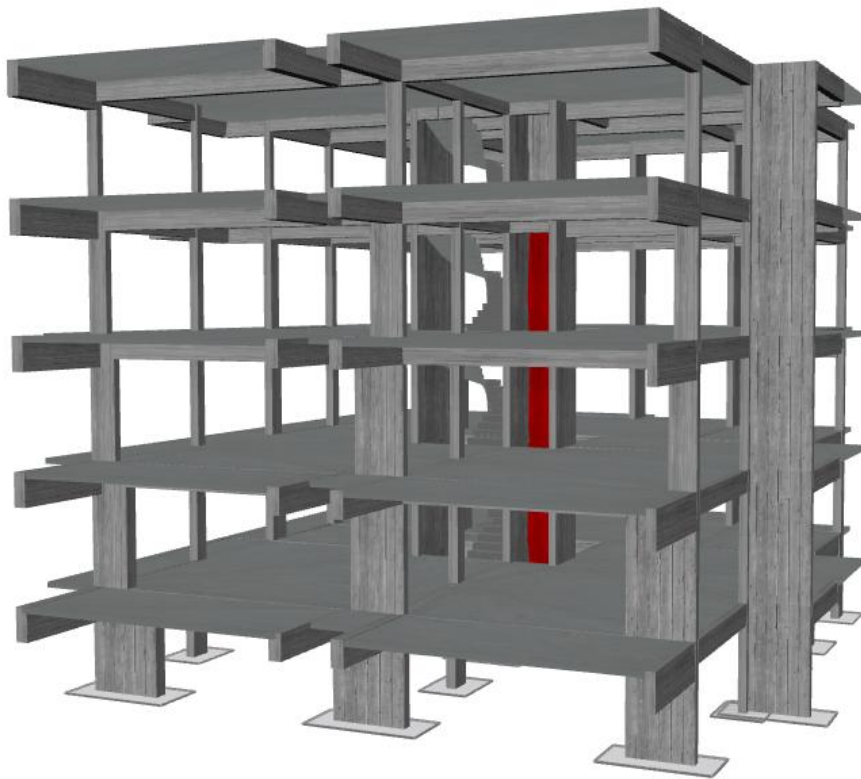
Ακολούθως, πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι στροφών χορδής και διατμητικών δυνάμεων των μελών για τους 64 συνδυασμούς φόρτισης. Διαπιστώνεται ότι το κτίριο ικανοποιεί τον έλεγχο στροφών χορδής για στάθμες επιτελεστικότητας Β3 και Γ1, πλην όμως παρουσιάζει διατμητικές αστοχίες στον έλεγχο τεμνουσών δυνάμεων και για τις δύο στάθμες. Στις παρακάτω εικόνες με κόκκινο χρωματισμό παρουσιάζονται τα μέλη που αστόχησαν:



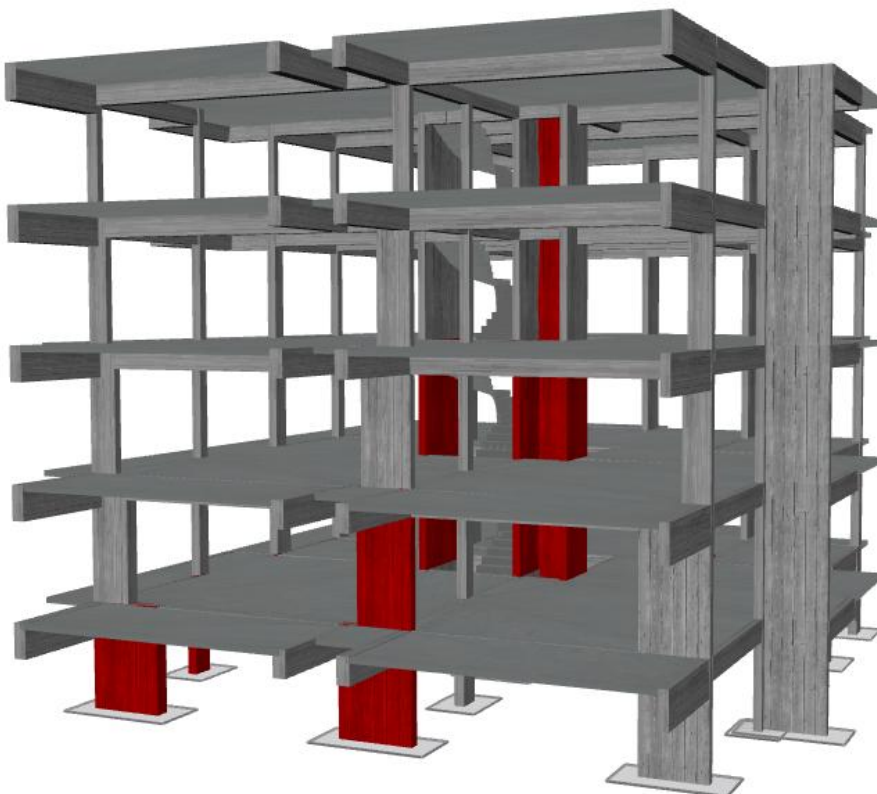
Εικόνα 3-11: Έλεγχος στροφών χορδής μελών για στάθμη επιτελεστικότητας Β3



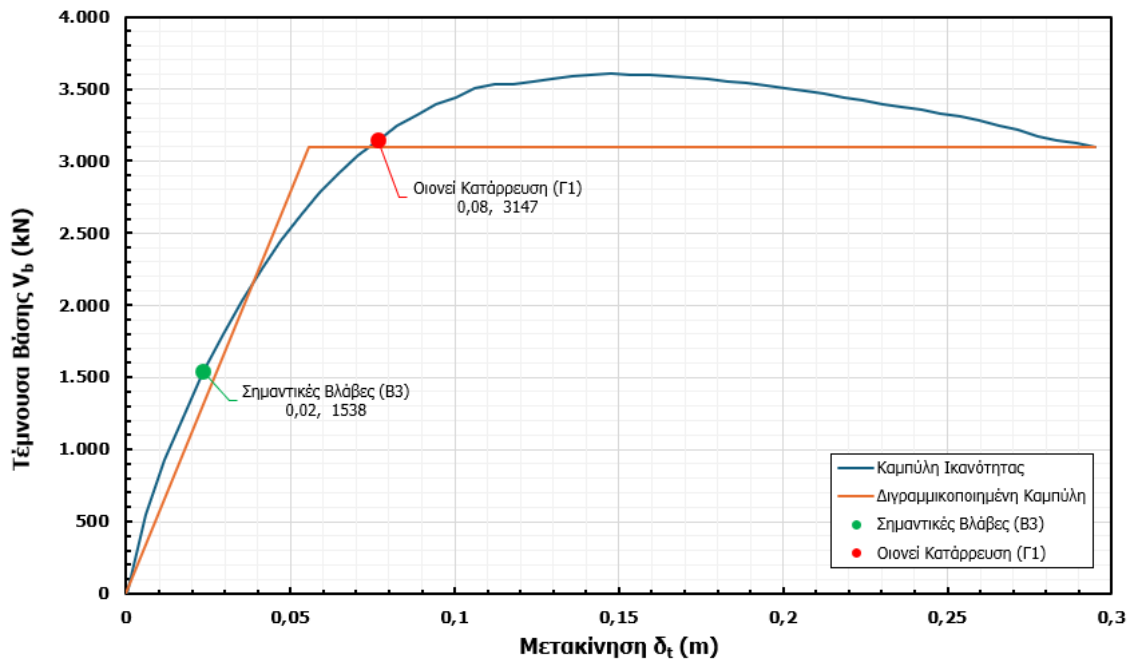
Εικόνα 3-12: Έλεγχος στροφών χορδής μελών για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1



Εικόνα 3-13: Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων μελών για στάθμη επιτελεστικότητας Β3

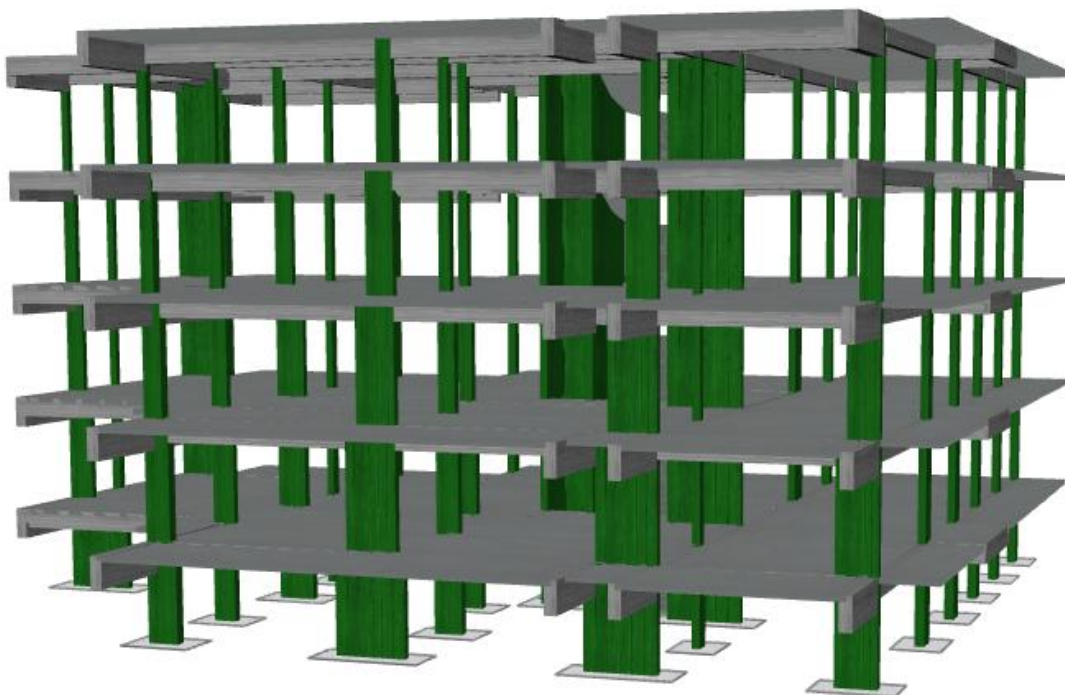


Εικόνα 3-14: Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων μελών για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1

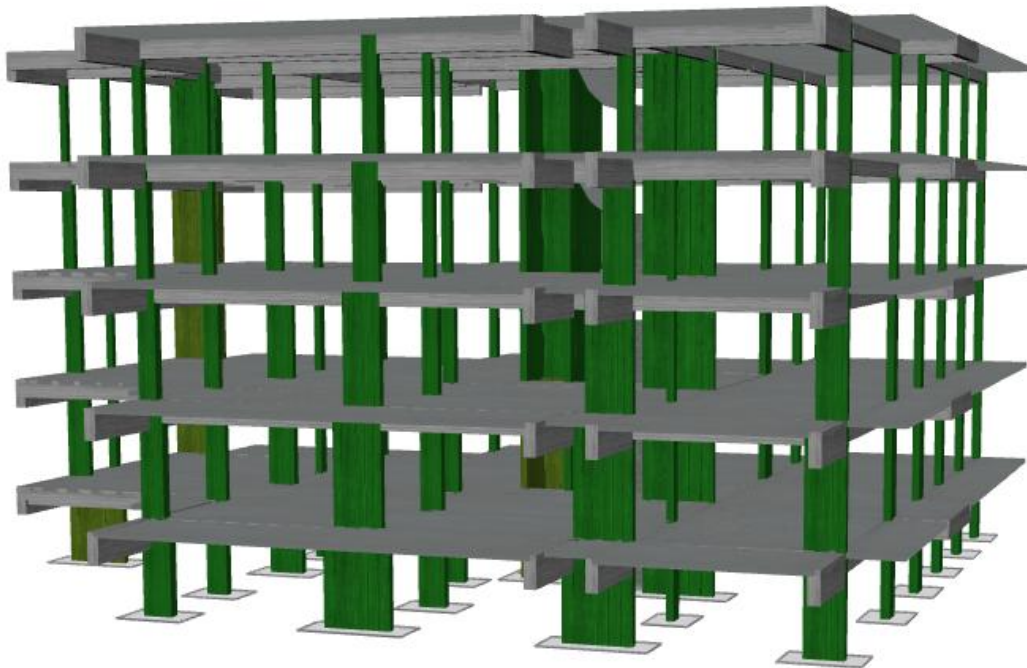


Σχήμα 3-4: Καμπύλη Ικανότητας κατά Y (Ιδιομορφική +0,3X +Y -eccX)

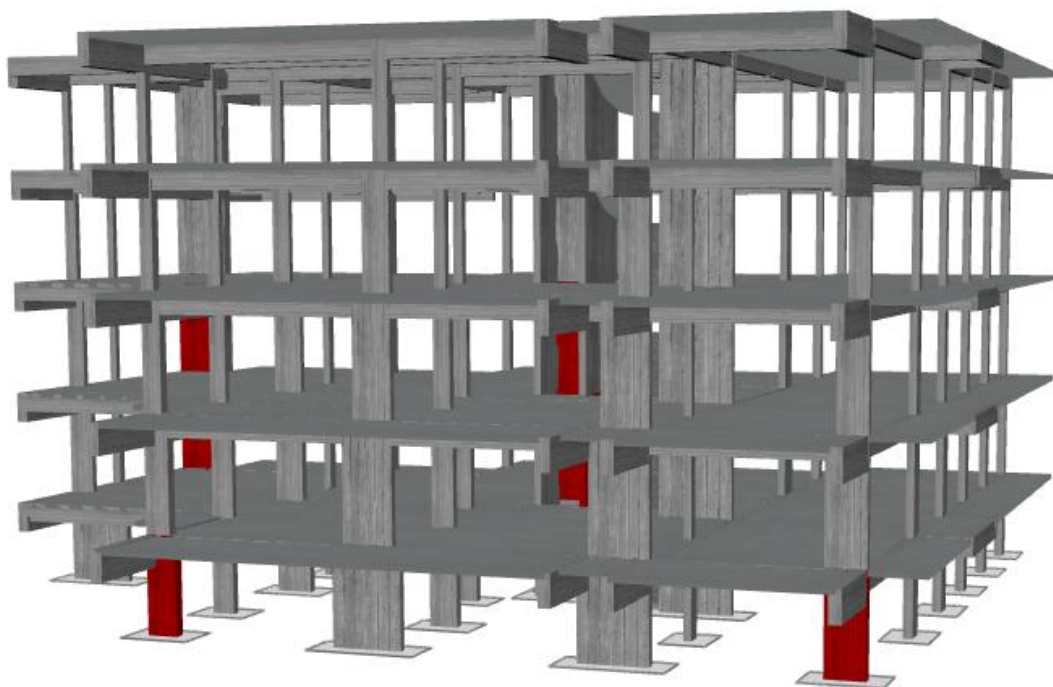
Ακολούθως, πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι στρωφών χορδής και διατμητικών δυνάμεων των μελών για τους 64 συνδυασμούς φόρτισης. Διαπιστώνεται ότι το κτίριο ικανοποιεί τον έλεγχο στρωφών χορδής για στάθμες επιτελεστικότητας B3 και Γ1, πλην όμως παρουσιάζει διατμητικές αστοχίες στον έλεγχο τεμνουσών δυνάμεων και για τις δύο στάθμες. Στις παρακάτω εικόνες με κόκκινο χρωματισμό παρουσιάζονται τα μέλη που αστόχησαν:



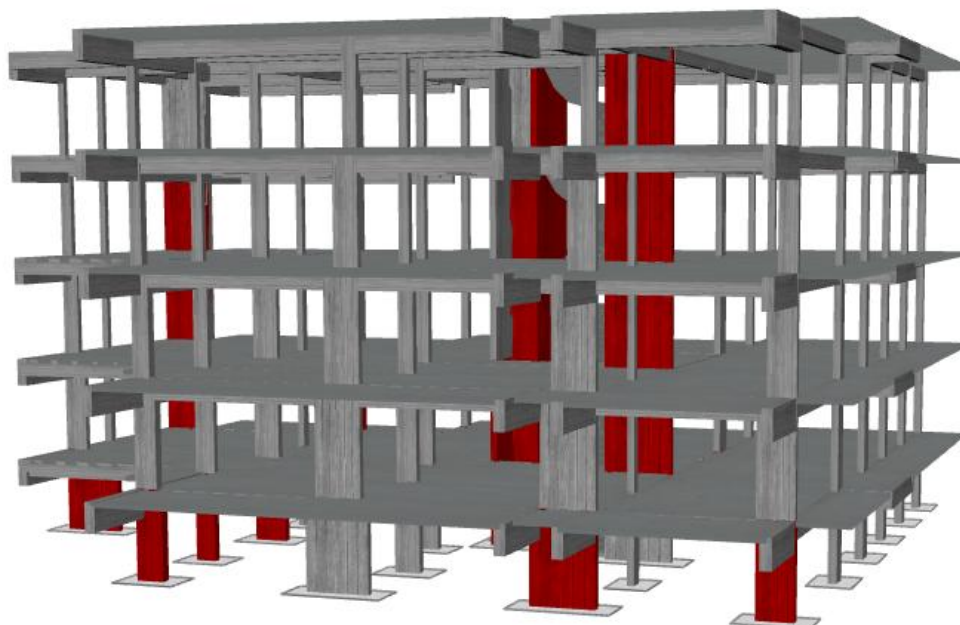
Εικόνα 3-15: Έλεγχος στρωφών χορδής μελών για στάθμη επιτελεστικότητας B3



Εικόνα 3-16: Έλεγχος στρωφών χορδής μελών για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1



Εικόνα 3-17: Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων μελών για στάθμη επιτελεστικότητας Β3



Εικόνα 3-18: Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων μελών για στάθμη επιτελεστικότητας Γ1

Τέλος, προσδιορίστηκαν οι τιμές της σεισμικής επιτάχυνσης στις διευθύνσεις X και Y, για τις οποίες η κατασκευή δεν παρουσιάζει καμία αστοχία σύμφωνα με τους προβλεπόμενους ελέγχους και ικανοποιεί τη στάθμη επιτελεστικότητας Γ1. Στους Πίνακες 3-24 και 3-25, παρουσιάζονται οι αντίστοιχες τέμνουσες βάσης καθώς και οι μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου για τις εν λόγω επιταχύνσεις:

Πίνακας 3-24: Πρώτη αστοχία σε κατακόρυφο μέλος για φόρτιση στη διεύθυνση X (Ιδιομορφική +X)

$a_{g,x} = 0,053 \text{ g}$	Οιονεί Κατάρρευση (Γ1)
Τέμνουσα Βάσης V_b (kN)	1727
Μετακίνηση δ_c (m)	0,025

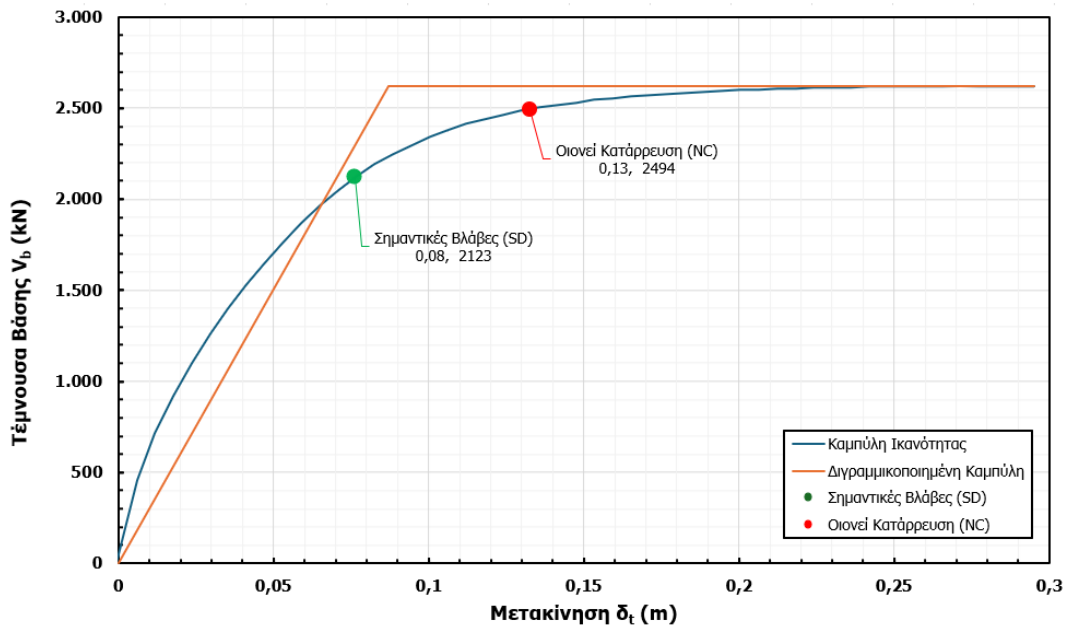
Πίνακας 3-25: Πρώτη αστοχία σε κατακόρυφο μέλος για φόρτιση στη διεύθυνση Y (Ιδιομορφική +Y)

$a_{g,y} = 0,053 \text{ g}$	Οιονεί Κατάρρευση (Γ1)
Τέμνουσα Βάσης V_b (kN)	1673
Μετακίνηση δ_c (m)	0,025

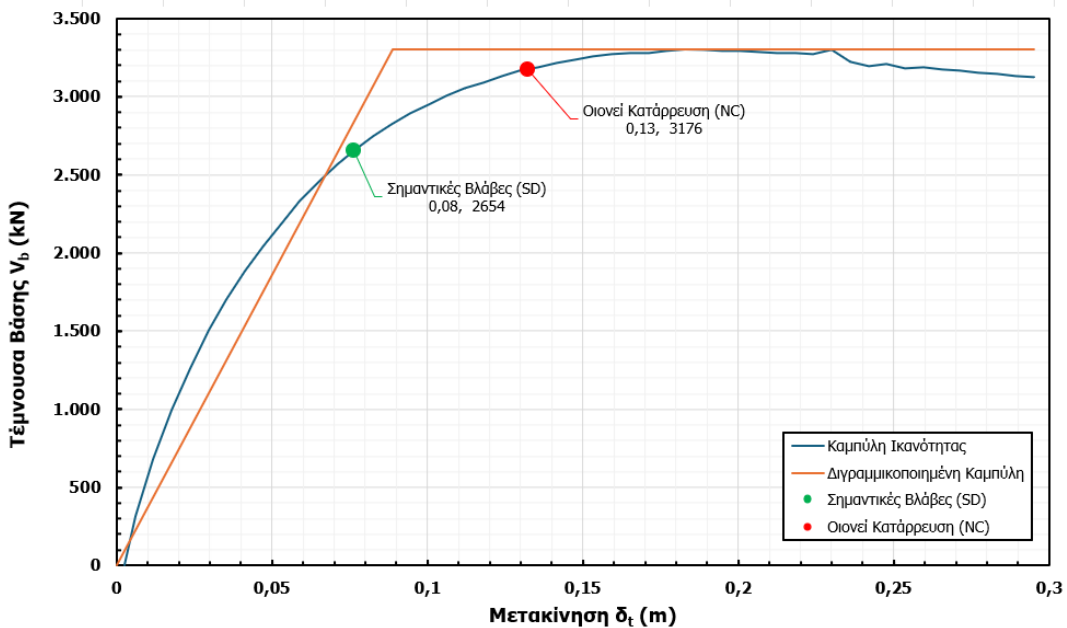
3.3.3 Ανάλυση Pushover κατά EN 1998-3

3.3.3.1 Κτίριο A

Πραγματοποιήθηκε ανάλυση Pushover για 16 συνδυασμούς φόρτισης (8 ιδιομορφικούς και 8 ομοιόμορφους) σύμφωνα με τις οδηγίες του Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 3 και προέκυψαν οι καμπύλες ικανότητας του Κτιρίου A κατά τις διευθύνσεις X και Y. Οι καμπύλες για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φόρτισης ανά διεύθυνση φαίνονται στα Σχήματα 3-5 και 3-6:

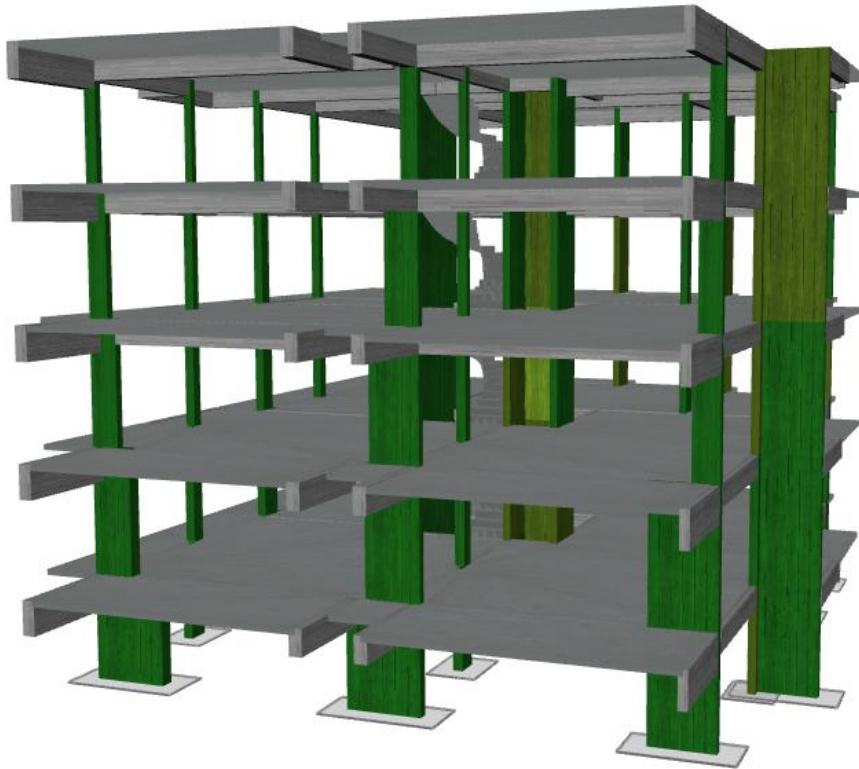


Σχήμα 3-5: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ (Ιδιομορφική +X +eccY)

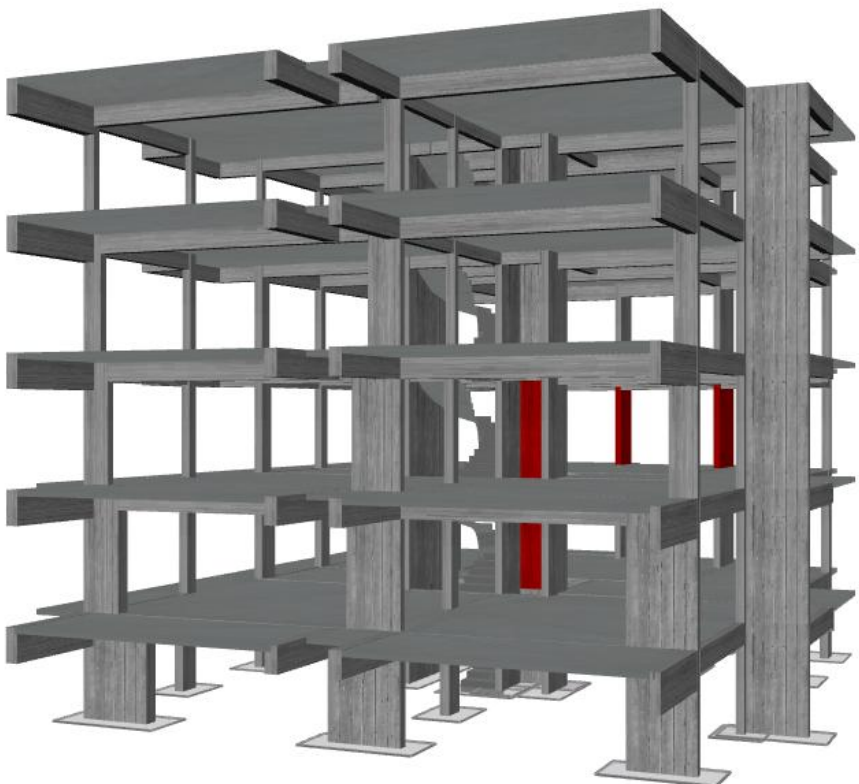


Σχήμα 3-6: Καμπύλη Ικανότητας κατά Υ (Ιδιομορφική -Υ +eccX)

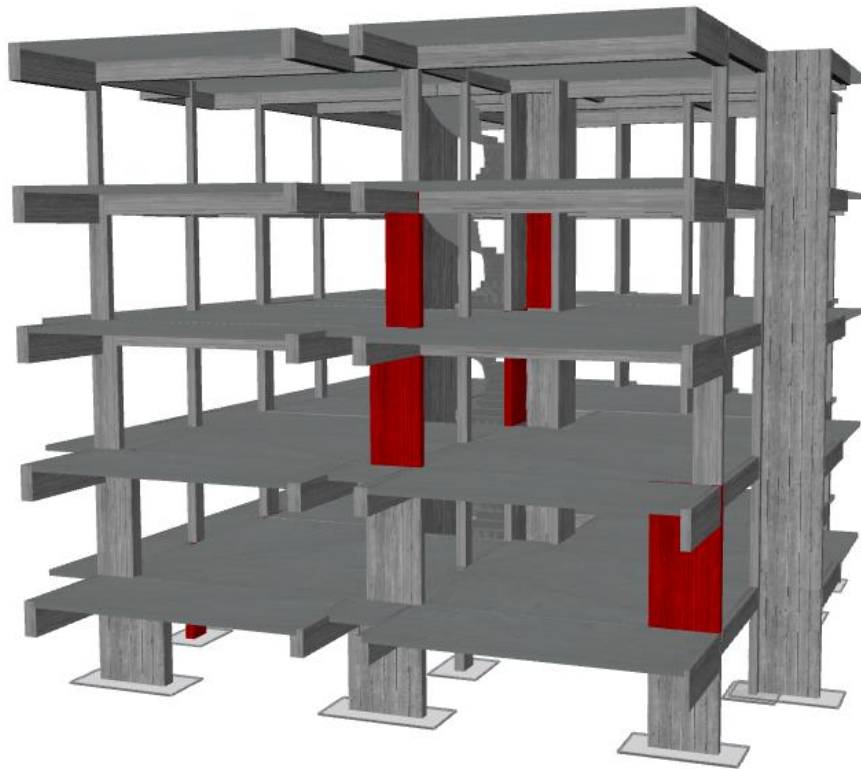
Ακολουθώντας, πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι στρωφών χορδής και διατμητικών δυνάμεων των μελών για τους 16 συνδυασμούς φόρτισης. Διαπιστώνεται ότι το κτίριο Α, για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD ικανοποιεί τον έλεγχο στρωφών χορδής αλλά παρουσιάζει διατμητικές αστοχίες στον έλεγχο τεμνουσών δυνάμεων. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC και στους δύο ελέγχους παρατηρούνται αστοχίες. Στις παρακάτω εικόνες με κόκκινο χρωματισμό παρουσιάζονται τα μέλη που αστόχησαν:



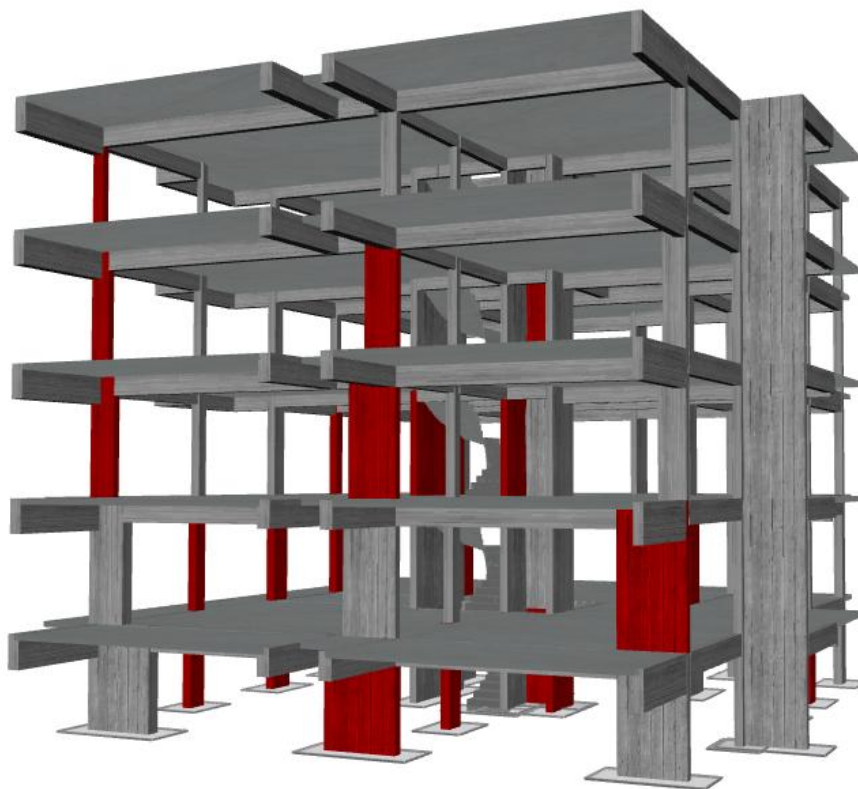
Εικόνα 3-19: Έλεγχος στροφών χορδής μελών για στάθμη επιτελεστικότητας SD



Εικόνα 3-20: Έλεγχος στροφών χορδής μελών για στάθμη επιτελεστικότητας NC



Εικόνα 3-21: Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων μελών για στάθμη επιτελεστικότητας SD



Εικόνα 3-22: Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων μελών για στάθμη επιτελεστικότητας NC

Τέλος, προσδιορίστηκαν οι τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους στις διευθύνσεις X και Y, για τις οποίες η κατασκευή δεν παρουσιάζει καμία αστοχία σύμφωνα με τους προβλεπόμενους ελέγχους και ικανοποιεί τη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Στους Πίνακες 3-26 και 3-27, παρουσιάζονται οι αντίστοιχες τέμνουσες βάσης καθώς και οι μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου για τις εν λόγω επιταχύνσεις:

Πίνακας 3-26: Πρώτη αστοχία σε κατακόρυφο μέλος για φόρτιση στη διεύθυνση X (Ιδιομορφική +X)

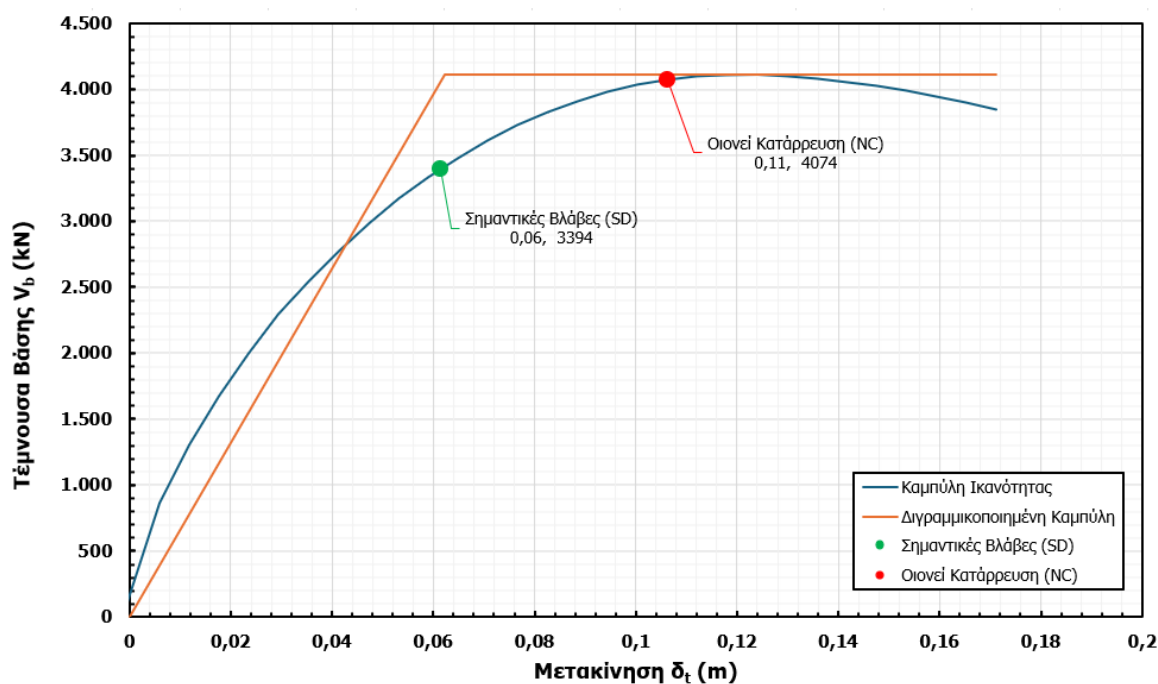
PGA = 0,087 g	Near Collapse (NC)
Τέμνουσα Βάσης V_b (kN)	2134
Μετακίνηση δ_t (m)	0,07

Πίνακας 3-27: Πρώτη αστοχία σε κατακόρυφο μέλος για φόρτιση στη διεύθυνση Y (Ιδιομορφική +Y)

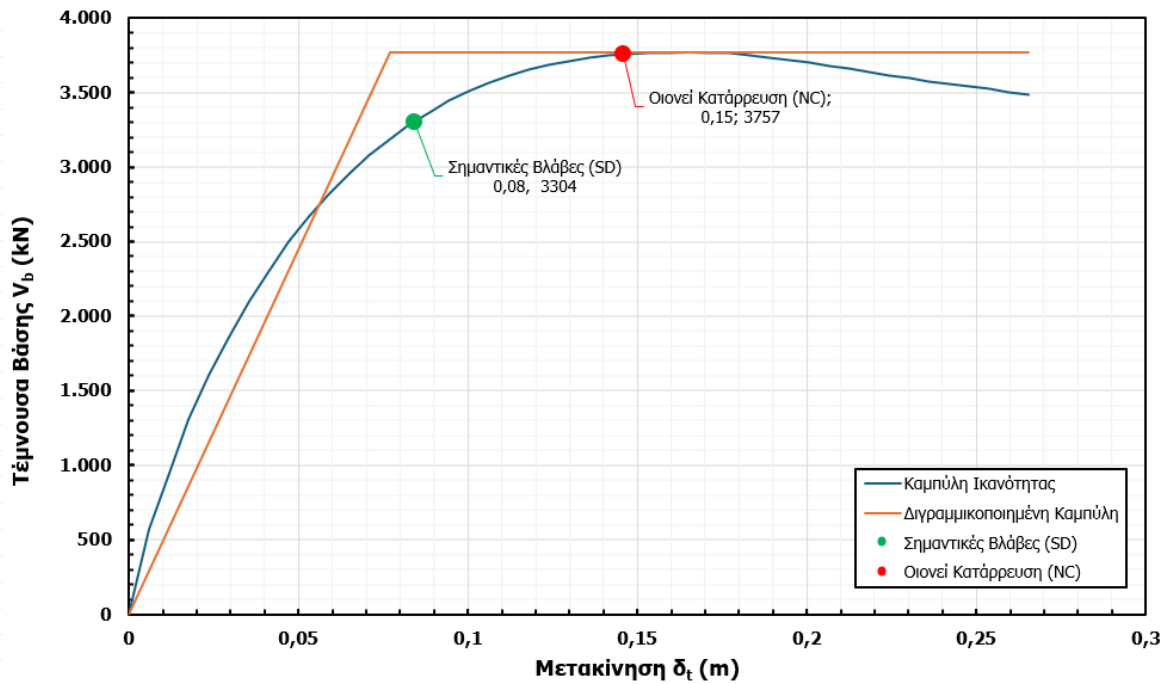
PGA = 0,067 g	Near Collapse (NC)
Τέμνουσα Βάσης V_b (kN)	2668
Μετακίνηση δ_t (m)	0,05

3.3.3.2 Κτίριο B

Ομοίως, προέκυψαν οι καμπύλες ικανότητας του Κτιρίου B κατά τις διεύθυνση X και Y. Οι καμπύλες για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φόρτισης ανά διεύθυνση φαίνονται στα Σχήματα 3-7 και 3-8:

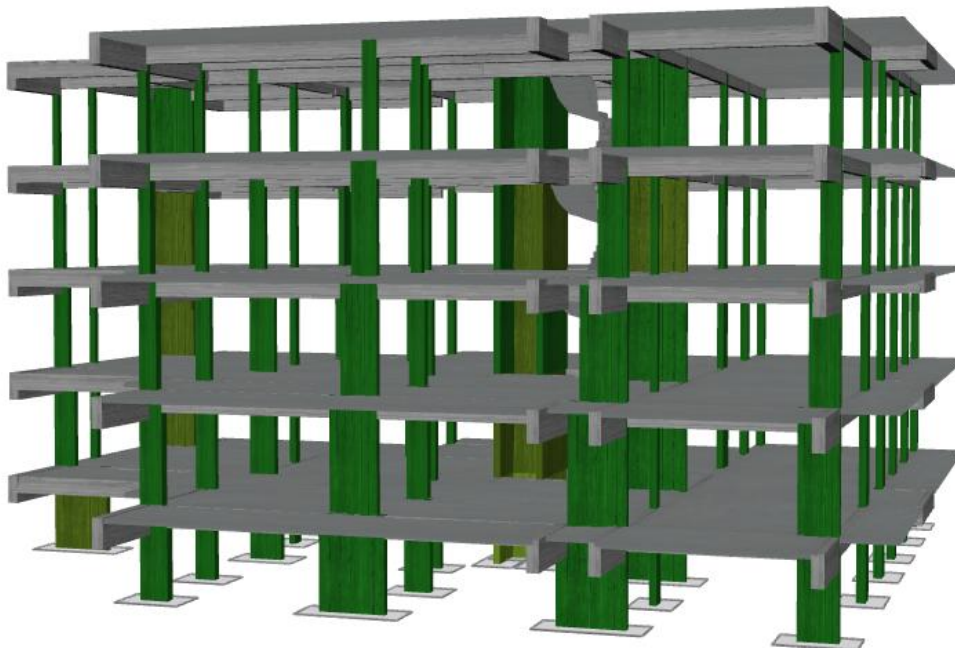


Σχήμα 3-7: Καμπύλη Ικανότητας κατά X (Ιδιομορφική -X +eccY)

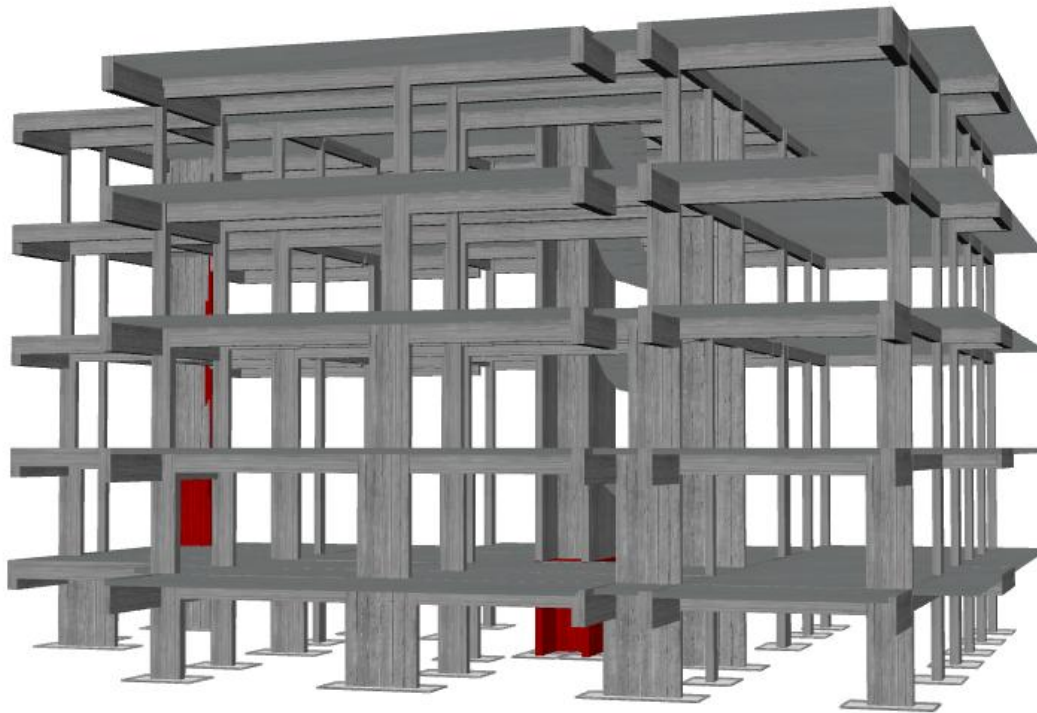


Σχήμα 3-8: Καμπύλη Ικανότητας κατά Y (Ιδιομορφική -Y -eccX)

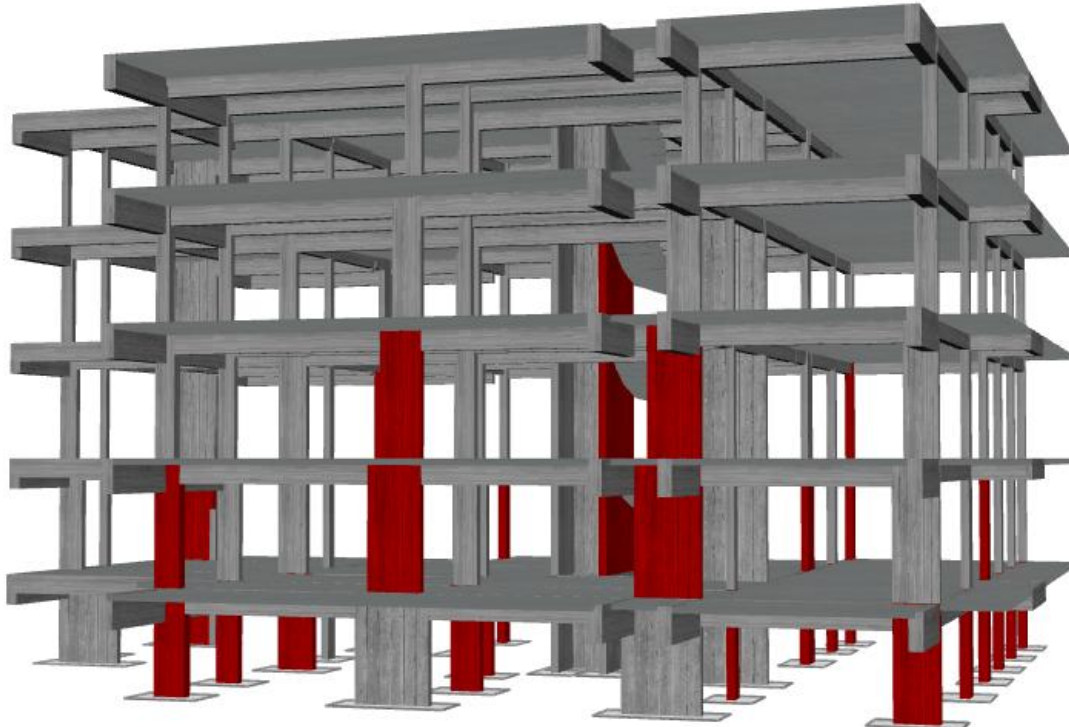
Ακολούθως, πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι στρωφών χορδής και διατμητικών δυνάμεων των μελών για τους 16 συνδυασμούς φόρτισης. Διαπιστώνεται ότι το κτίριο A, για τη στάθμη επιτελεστικότητας SD ικανοποιεί τον έλεγχο στρωφών χορδής αλλά παρουσιάζει διατμητικές αστοχίες στον έλεγχο τεμνουσών δυνάμεων. Για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC και στους δύο ελέγχους παρατηρούνται αστοχίες. Στις παρακάτω εικόνες με κόκκινο χρωματισμό παρουσιάζονται τα μέλη που αστόχησαν:



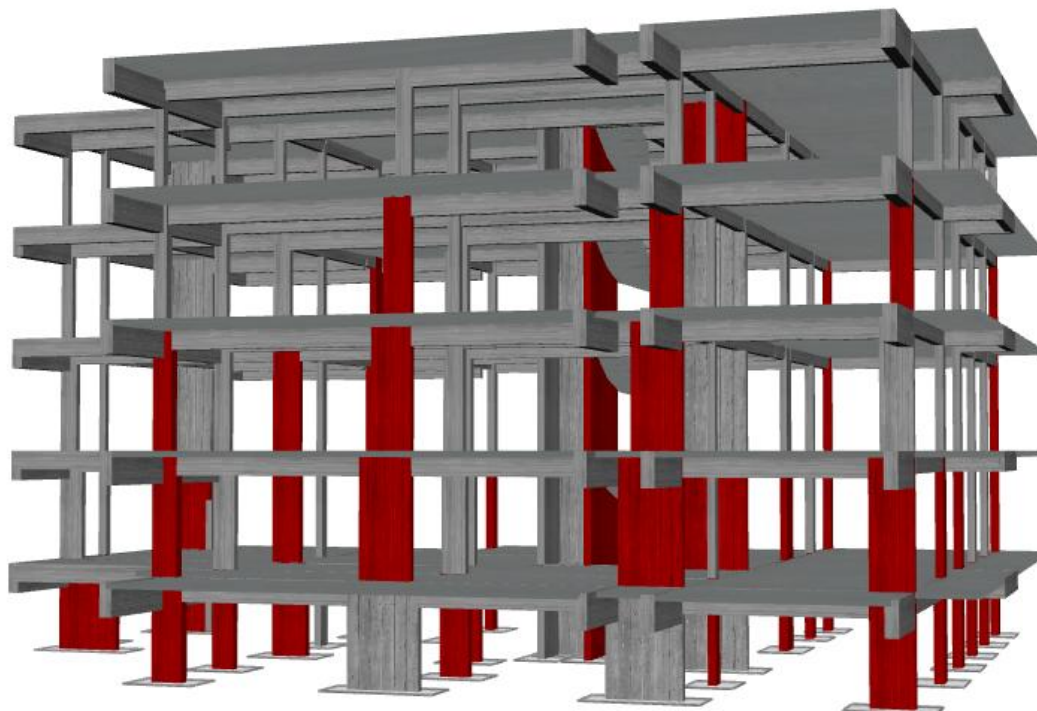
Εικόνα 3-23: Έλεγχος στρωφών χορδής μελών για στάθμη επιτελεστικότητας SD



Εικόνα 3-24: Έλεγχος στρωφών χορδής μελών για στάθμη επιτελεστικότητας NC



Εικόνα 3-25: Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων μελών για στάθμη επιτελεστικότητας SD



Εικόνα 3-26: Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων μελών για στάθμη επιτελεστικότητας NC

Τέλος, προσδιορίστηκαν οι τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης στις διευθύνσεις X και Y, για τις οποίες η κατασκευή δεν παρουσιάζει καμία αστοχία σύμφωνα με τους προβλεπόμενους ελέγχους και ικανοποιεί τη στάθμη επιτελεστικότητας NC. Στους Πίνακες 3-28 και 3-29, παρουσιάζονται οι αντίστοιχες τέμνουσες βάσης καθώς και οι μετακινήσεις του κόμβου ελέγχου για τις εν λόγω επιταχύνσεις:

Πίνακας 3-28: Πρώτη αστοχία σε κατακόρυφο μέλος για φόρτιση στη διεύθυνση X (Ιδιομορφική +X)

PGA = 0,032 g	Near Collapse (NC)
Τέμνουσα Βάσης V_b (kN)	1684
Μετακίνηση δ_c (m)	0,02

Πίνακας 3-29: Πρώτη αστοχία σε κατακόρυφο μέλος για φόρτιση στη διεύθυνση Y (Ιδιομορφική +Y)

PGA = 0,038 g	Near Collapse (NC)
Τέμνουσα Βάσης V_b (kN)	2068
Μετακίνηση δ_c (m)	0,034

3.3.4 Συμπεράσματα αποτίμησης σεισμικής επάρκειας και σύγκριση μεθόδων

Συνοψίζοντας την αποτίμηση, τα δύο κτίρια παρουσιάζουν πολλαπλές αστοχίες τόσο σε ελέγχους τέμνουσας δύναμης όσο και σε ελέγχους στροφής χορδής, με αποτέλεσμα να μην ικανοποιούν τους στόχους αποτίμησης B3 και SD (Σημαντικές Βλάβες) αλλά ούτε και τους Γ1 και NC (Οιονεί Κατάρρευση). Συνεπώς, ο φέρων οργανισμός και των δύο κτιρίων χαρακτηρίζεται ανεπαρκής και έτσι κρίνεται αναγκαία η διερεύνηση και η εφαρμογή κατάλληλων επεμβάσεων ενίσχυσης, προκειμένου να αποκατασταθεί η απαιτούμενη σεισμική επάρκεια.

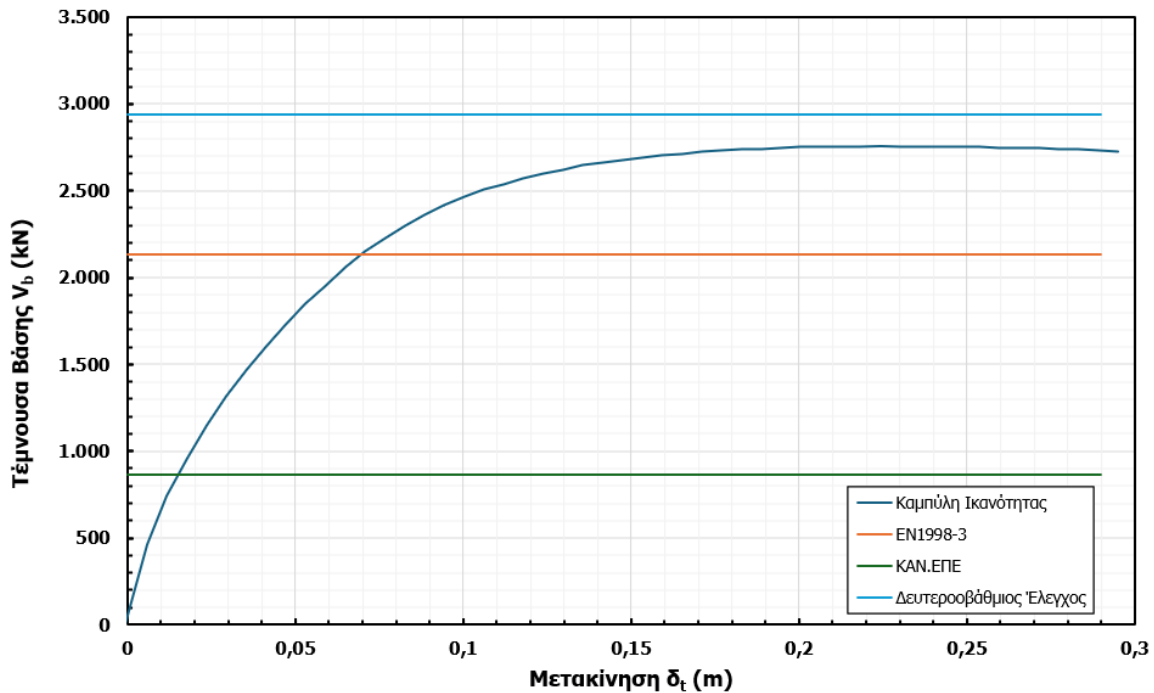
Από τη σύγκριση των Σχημάτων 3-9 έως 3-12, προκύπτουν ορισμένα συμπεράσματα για τις μεθόδους αποτίμησης. Αρχικά, ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος δεν αποσκοπεί στη μέτρηση της αντοχής του κτιρίου σε απόλυτες τιμές, αλλά λειτουργεί ως εργαλείο καθορισμού προτεραιοτήτων σχετικά με την ανάγκη ενίσχυσης διαφορετικών κτιρίων. Παρόλα αυτά, διαπιστώνεται ότι κατάφερε να προσεγγίσει πολύ ικανοποιητικά την αντοχή του κτιρίου, καθώς η καμπύλη του συγκλίνει αρκετά με την καμπύλη ικανότητας κάθε κτιρίου. Η μόνη ουσιαστική απόκλιση παρατηρείται στο Κτίριο A, κατά τη διεύθυνση Y (βλ. Σχήμα 3-10), όπου ο Δευτεροβάθμιος Έλεγχος εκτίμησε αρκετά μεγαλύτερη αντοχή σε σχέση με αυτή που προέκυψε από την καμπύλη ικανότητας. Αυτή η διαφορά ενδέχεται να οφείλεται στο γεγονός ότι το Κτίριο A διαθέτει πολλά υποστυλώματα με σχετικά μεγάλη τη διάστασή τους κατά Y, γεγονός που οδηγεί τον Δευτεροβάθμιο Έλεγχο να τα κατατάσσει ως "κοντά υποστυλώματα" σε αυτή τη διεύθυνση. Η παρουσία τέτοιων στοιχείων επηρεάζει σημαντικά την υπολογιζόμενη αντοχή σε τέμνουσα βάση, καθώς η συνεισφορά τους ενισχύεται από τον πολλαπλασιαστικό συντελεστή α_3 , ο οποίος αυξάνει τη συμβολή τους συγκριτικά με τα συνήθη υποστυλώματα ή τα τοιχία. Αυτό πιθανώς να εξηγεί την υπερεκτίμηση της αντοχής από τον Δευτεροβάθμιο Έλεγχο στη διεύθυνση Y για το Κτίριο A.

Η σύγκριση των δύο κανονισμών, του ΚΑΝ.ΕΠΕ. και του EC8-3 δεν επιτρέπει την εξαγωγή απόλυτων συμπερασμάτων. Παρόλα αυτά, προκύπτει ότι τα επίπεδα αντοχής που υπολογίστηκαν από τους δύο κανονισμούς, σε όρους τέμνουσας βάσης, είναι κατά περίπτωση συγκρίσιμα, με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όμως να τείνει προς ελαφρώς δυσμενέστερες εκτιμήσεις. Συγκεκριμένα, στη διεύθυνση Y του Κτιρίου A και στη διεύθυνση X του Κτιρίου B, οι δύο κανονισμοί καταλήγουν σε ακριβώς ίδιες τιμές αντοχής. Μικρή διαφοροποίηση παρατηρείται στη διεύθυνση Y του Κτιρίου B, όπου τα αποτελέσματα είναι σχετικά κοντά, με τον EC8-3 να υπολογίζει ελαφρώς μεγαλύτερη τέμνουσα βάση.

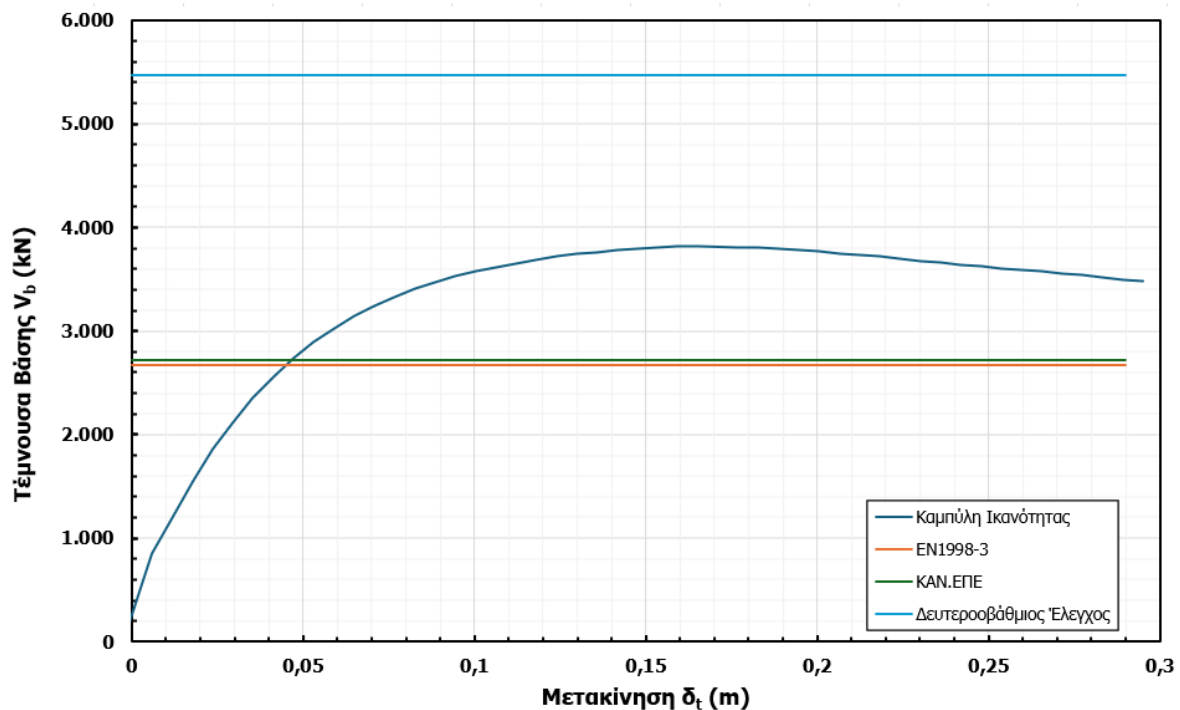
Συνολικά, σε σχέση με τις τιμές της συνολικής τέμνουσας βάσης που προκύπτουν από τις καμπύλες ικανότητας μέσω της ανάλυσης pushover, οι δύο κανονιστικές μέθοδοι αποτίμησης (ΚΑΝ.ΕΠΕ. και EC8-3) μπορούν να χαρακτηριστούν συντηρητικές. Αυτό είναι αναμενόμενο, καθώς και οι δύο προσεγγίσεις ορίζουν την αντοχή του φορέα με βάση μόλις την πρώτη αστοχία ενός κρίσιμου δομικού στοιχείου. Αντίθετα, οι υψηλές τιμές της τέμνουσας βάσης της καμπύλης ικανότητας αντιστοιχούν σε μια ιδεατή κατάσταση, κατά την οποία, έχουν αναπτυχθεί πολλαπλές πλαστικές αρθρώσεις, χωρίς να αποτυπώνεται κάποια μείωση της φέρουσας ικανότητας του συστήματος.

Ωστόσο, η παρουσία διατμητικών αστοχιών αποτελεί κρίσιμο ζήτημα στην αξιοπιστία της ανάλυσης pushover. Σε αντίθεση με την καμπτική αστοχία, η διατμητική αστοχία χαρακτηρίζεται από ψαθυρότητα και απότομη απώλεια φέρουσας ικανότητας, ενδεχομένως και κατάρρευση του κτιρίου εφόσον αφορά κρίσιμα φέροντα στοιχεία όπως υποστυλώματα, γεγονός που η pushover δεν είναι σε θέση να αποτυπώσει. Τα περισσότερα ευρέως χρησιμοποιούμενα λογισμικά (πιθανόν και το SeismoBuild) παραλείπουν εξ ορισμού την προσομοίωση διατμητικών μηχανισμών, με αποτέλεσμα - σε διατμητικά κρίσιμες κατασκευές - να υπερεκτιμούν σημαντικά τόσο τη φέρουσα ικανότητα όσο και της πλαστικότητα του φορέα (Guner & Vecchio, 2010).

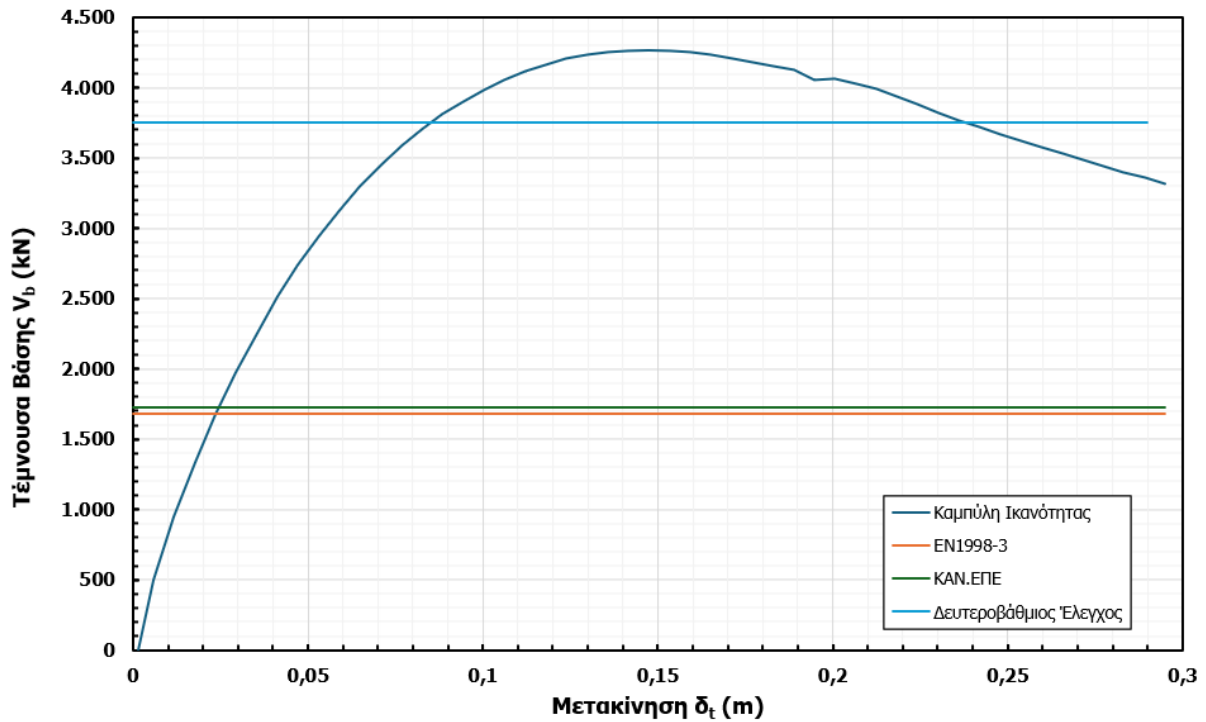
Για τον λόγο αυτό, η αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς οφείλει να εστιάζει πρωτίστως στις στάθμες επιτελεστικότητας και, ειδικότερα, στη συμπεριφορά του φορέα κατά την πρώτη κρίσιμη αστοχία, η οποία αποτελεί μάλλον το πιο αξιόπιστο σημείο αναφοράς για την αποτίμηση της αντοχής της κατασκευής.



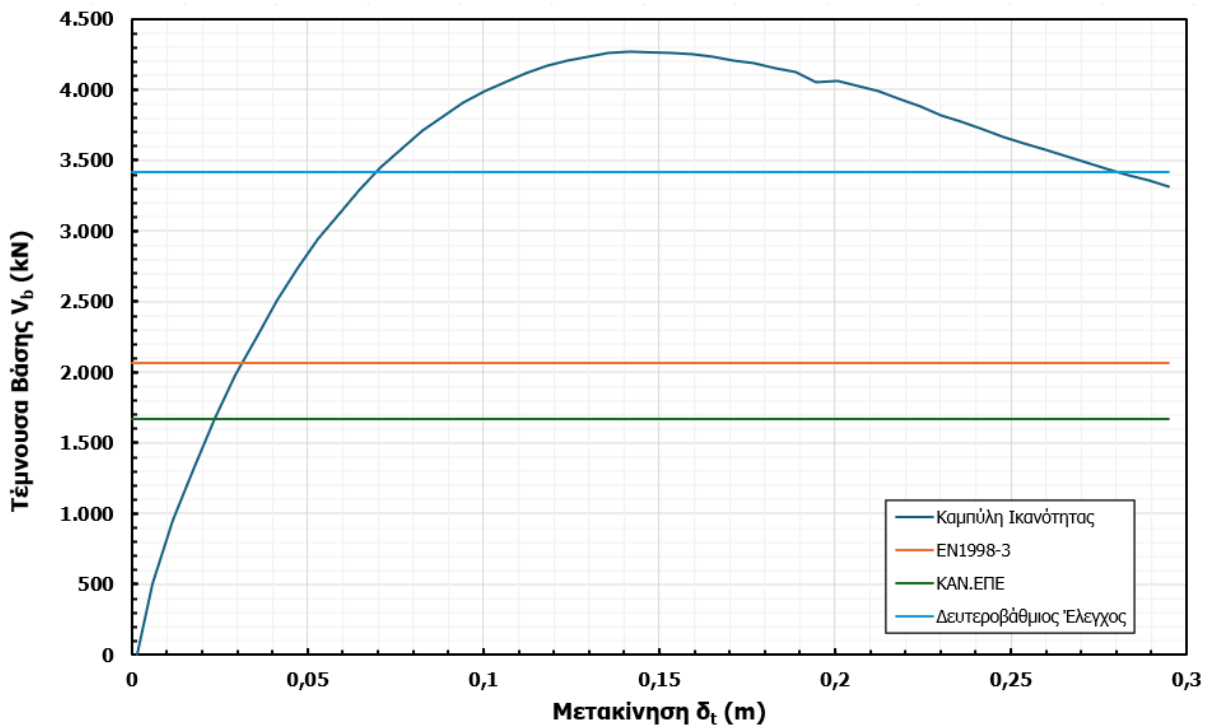
Σχήμα 3-9: Καμπύλη ικανότητας κατά X Κτιρίου A (Ιδιομορφική +X)



Σχήμα 3-10: Καμπύλη ικανότητας κατά Y Κτιρίου A (Ιδιομορφική +Y)



Σχήμα 3-11: Καμπύλη ικανότητας κατά Χ Κτιρίου Β (Ιδιομορφική +Χ)



Σχήμα 3-12: Καμπύλη ικανότητας κατά Υ Κτιρίου Β (Ιδιομορφική +Υ)

4 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΝΑΡΙΩΝ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ

4.1 Βασικές Επιλογές Σχεδιασμού Ενισχύσεων

Η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας των εξεταζόμενων κτιρίων, όπως παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, ανέδειξε ελλείψεις σε σχέση με τις απαιτήσεις των ισχυόντων κανονιστικών πλαισίων. Συνεπώς, είναι αναγκαία η εφαρμογή κατάλληλων επεμβάσεων ενίσχυσης, προκειμένου να βελτιωθεί η αντισεισμική συμπεριφορά του φορέα.

Κατά την αποτίμηση διαπιστώθηκε ότι η στάθμη επιτελεστικότητας NC μπορεί να ικανοποιείται, δηλαδή να μην παρατηρείται αστοχία σε κανένα κατακόρυφο μέλος ενώ η τέμνουσα βάση που μπορεί να αναπτυχθεί στο κτίριο είναι περίπου ίση ή και μεγαλύτερη από εκείνη που αναπτύσσεται όταν ικανοποιείται οριακά η στάθμη Γ1. Το γεγονός αυτό συνεπάγεται ότι, σύμφωνα με τον EC8-3, το κτίριο παρουσιάζει βελτιωμένη σεισμική απόδοση, οδηγώντας ενδεχομένως σε οικονομικότερες ενισχύσεις. Παρ' όλα αυτά, δεν προκύπτει άμεσο συμπέρασμα για την υπεροχή του EC8 έναντι του ΚΑΝ.ΕΠΕ., δεδομένου ότι δεν πραγματοποιήθηκε συγκριτική μελέτη ή αξιολόγηση μεταξύ των δύο κανονισμών. Για τον ανασχεδιασμό, ωστόσο, θα επιλεγεί η συμμόρφωση με τις διατάξεις του EC8-3, καθώς προσφέρει μια σαφή και ευρωπαϊκά εναρμονισμένη μεθοδολογία επεμβάσεων.

Όσον αφορά τη Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων, οι επακόλουθες αναλύσεις για τον ανασχεδιασμό με στόχο τη στάθμη SD και NC πρόκειται να πραγματοποιηθούν με Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων Υψηλή. Μια τέτοια επιλογή ενδέχεται να αυξήσει αρχικά το κόστος των ερευνητικών εργασιών, ωστόσο αναμένεται να οδηγήσει σε πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα ανάλυσης της φέρουσας ικανότητας και, κατά συνέπεια, σε πιο στοχευμένες και πιθανόν πιο οικονομικές ενισχύσεις. Παραδείγματος χάριν, για το Κτίριο Α, αν θεωρήσουμε ότι μετά τις ερευνητικές εργασίες τα μέχρι στιγμής δεδομένα παραμείνουν ως έχουν, θα προκύψει διαφορετικός αριθμός αστοχιών: 35 αστοχίες για Σ.Α.Δ. Ικανοποιητική, έναντι 14 αστοχιών για Σ.Α.Δ. Υψηλή.

Στο παρόν κεφάλαιο πρόκειται να παρουσιαστούν συνολικά 4 προτάσεις ενίσχυσης. Τα κριτήρια που επιλέχθηκαν τα συγκεκριμένα σενάρια είναι το επίπεδο προστασίας που έχει τεθεί ως στόχος, με βάση την κόστος, τη χαμηλή όχληση των κατοίκων της πολυκατοικίας, σεβόμενοι πάντα τους αρχιτεκτονικούς περιορισμούς του υφιστάμενου κτιρίου. Γί αυτό το σκοπό εξετάστηκαν και χρησιμοποιήθηκαν συνολικά 3 μέθοδοι ενίσχυσης: μανδύας FRP, μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος και προσθήκη νέου τοιχίου.

4.2 Σενάριο 1^ο: Ενίσχυση Κτιρίου Α με στόχο την στάθμη επιτελεστικότητας SD

Θα πραγματοποιηθεί ανασχεδιασμός του κτιρίου Α με στόχο επίτευξη της στάθμης επιτελεστικότητας SD. Στον Πίνακα 4-1 παρατίθενται τα κατακόρυφα φέροντα μέλη που παρουσιάζουν αστοχία για τη συγκεκριμένη στάθμη πριν τον ανασχεδιασμό:

Πίνακας 4-1: Διατμητικές αστοχίες κατακόρυφων μελών Κτιρίου Α για στάθμη SD

Μέλος	Όροφος	Απαίτηση (kN)	Ικανότητα (kN)	Λόγος
C16	1	370,70	279,13	1,33
C21	1	333,87	253,22	1,32
C1	1	179,58	158,47	1,13
C9	3	428,30	382,89	1,12
C17	1	173,50	157,43	1,10
C21	2	213,60	206,14	1,04
W12	3	875,01	847,10	1,03
C8	2	339,94	332,99	1,02
W11	4	492,41	488,75	1,01
C9	4	199,94	198,50	1,01
C18	2	43,15	42,93	1,01

Οι αστοχίες των μελών αφορούν μόνο διατμητικές αστοχίες επομένως για την ενίσχυσή τους επιλέχθηκε η χρήση σύνθετων υλικών τύπου FRP (Fiber Reinforced Polymers). Τα πλεονεκτήματα αυτής της επιλογής σχετίζονται κυρίως με το χαμηλό κόστος του υλικού, τον σύντομο χρόνο αποπεράτωσης των εργασιών και τη χαμηλή όχληση προς τους χρήστες του κτιρίου σε σχέση με το αν τοποθετούνταν μανδύες σκυροδέματος ή νέα τοιχία. Πιο συγκεκριμένα, σε κάθε υποστύλωμα που αστοχεί, θα χρησιμοποιηθεί μία στρώση από ύφασμα με ανθρακονήματα τύπου CSS-CUCF44 της εταιρείας Simpson Strong-T. Οι μηχανικές ιδιότητες του υλικού φαίνονται στους Πίνακες 4-2 και 4-3.

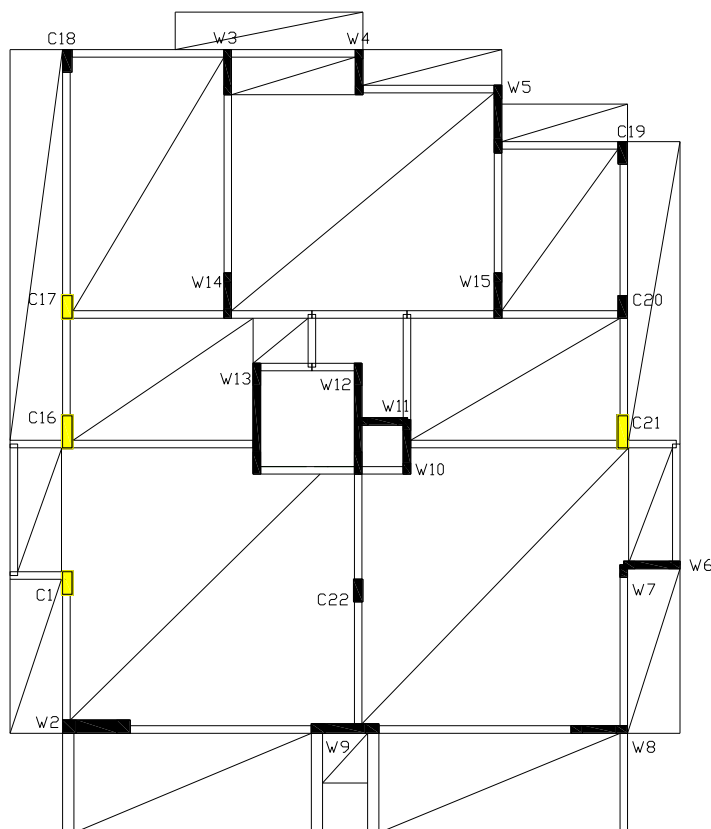
Πίνακας 4-2: Τεχνικά χαρακτηριστικά ινών

Τυπικές Ιδιότητες Ινών	
Προσανατολισμός Ινών	0° (μονής διεύθυνσης)
Πάχος Διαστρωμάτωσης (mm)	0,84
Εφελκυστική Αντοχή (MPa)	4600,0
Εφελκυστικό Μέτρο Ελαστικότητας (MPa)	260000,0
Επιμήκυνση (%)	1,90
Βάρος (g/m ²)	1490,0

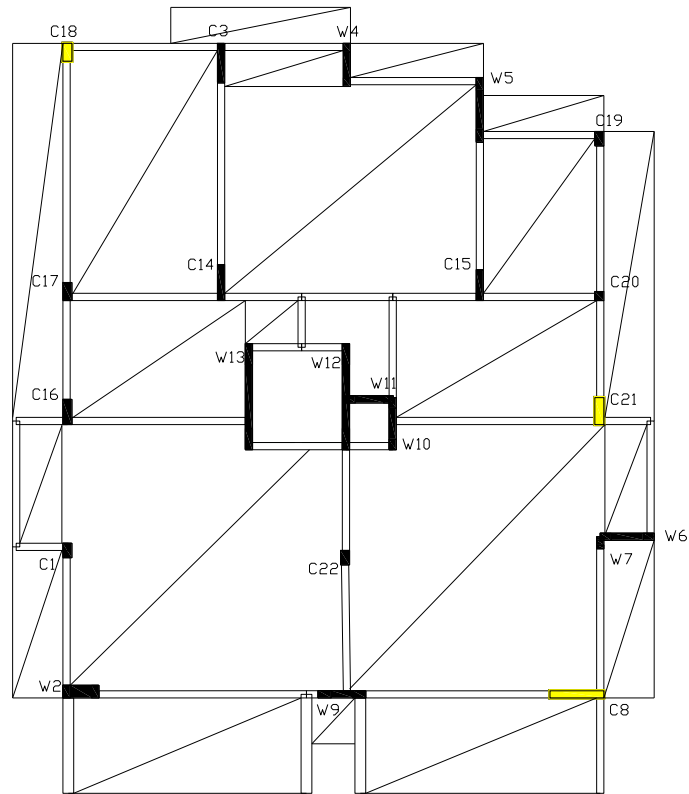
Πίνακας 4-3: Τεχνικές ιδιότητες υφάσματος

Ιδιότητες Εμποτισμένων Ινοπλισμένων Πολυμερών	
Πάχος Διαστρωμάτωσης (mm)	2,00
Εφελκυστική Αντοχή (MPa)	880,0
Εφελκυστικό Μέτρο Ελαστικότητας (MPa)	98000,0
Επιμήκυνση (%)	0,90

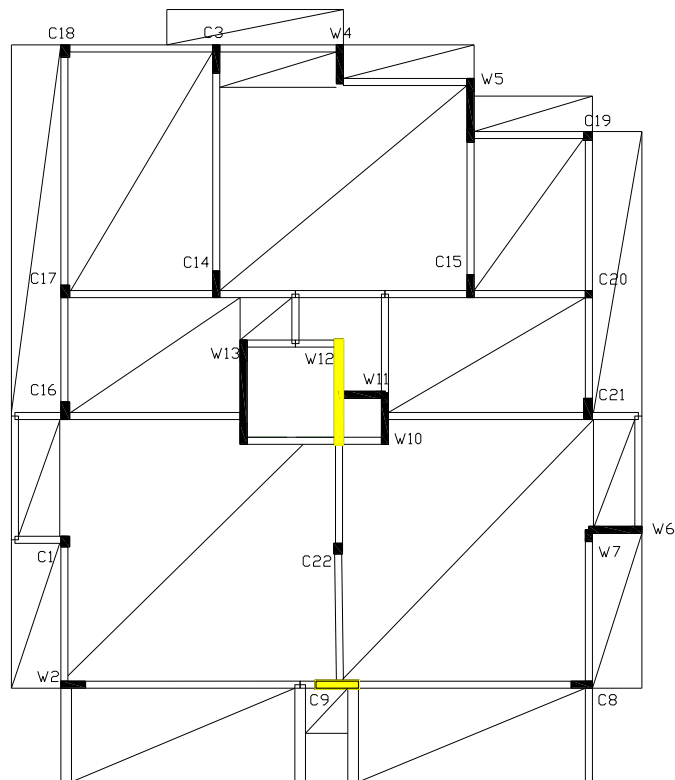
Στα Σχήματα από 4-1 έως 4-4 με κίτρινο χρωματισμό επισημαίνονται τα σημεία τοποθέτησης των FRP ανά όροφο. Στον 5^ο όροφο δεν χρειάστηκε κάποια επέμβαση. Αξίζει να σημειωθεί ότι η χρήση των FRP ουσιαστικά λειτουργεί σαν περίσφιξη για το υποστύλωμα, αυξάνοντας τη διατμητική ικανότητα και την πλαστιμότητά του χωρίς να αλλάζει τη μάζα ή η τη δυσκαμψία του. Συνεπώς, οι ιδιοπεριοδοί και οι ιδιομορφές του κτιρίου παραμένουν ίδιες με εκείνες της υφιστάμενης κατάστασης.



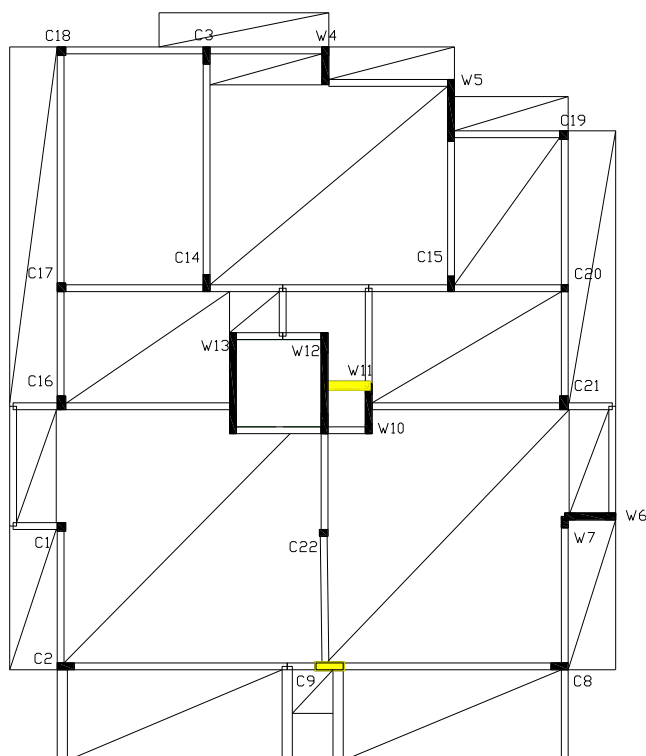
Σχήμα 4-1: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) στον 1ο όροφο του Κτιρίου Α



Σχήμα 4-2: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) στον 2ο όροφο του Κτιρίου Α



Σχήμα 4-3: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) στον 3ο όροφο του Κτιρίου Α



Σχήμα 4-4: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) στον 4ο όροφο του Κτιρίου

4.3 Σενάριο 2^ο: Ενίσχυση Κτιρίου Α με στόχο την στάθμη επιτελεστικότητας NC

Θα πραγματοποιηθεί ανασχεδιασμός του κτιρίου Α με στόχο την επίτευξη της στάθμης επιτελεστικότητας NC. Εκτός από διατμητικές αστοχίες, στη συγκεκριμένη περίπτωση παρατηρήθηκαν και ελαφρές αστοχίες σε έλεγχο στροφής χορδής. Τα μέλη στα οποία διαπιστώθηκαν αστοχίες φαίνονται στους Πίνακες 4-4 και 4-5.

Πίνακας 4-4: Διατμητικές αστοχίες κατακόρυφων μελών Κτιρίου Α για στάθμη NC

Μέλος	Όροφος	Απαιτηση (kN)	Ικανότητα (kN)	Λόγος
C21	1	441,06	295,58	1,49
C16	1	334,41	254,48	1,31
C1	1	249,98	211,40	1,18
C9	3	480,65	433,61	1,11
C17	1	174,31	157,77	1,10
C2	3	239,84	222,04	1,08
C2	4	127,61	118,36	1,08
C16	2	185,67	175,92	1,06
C14	2	321,24	304,56	1,05
C2	5	46,28	44,26	1,05
C18	1	59,70	57,49	1,04

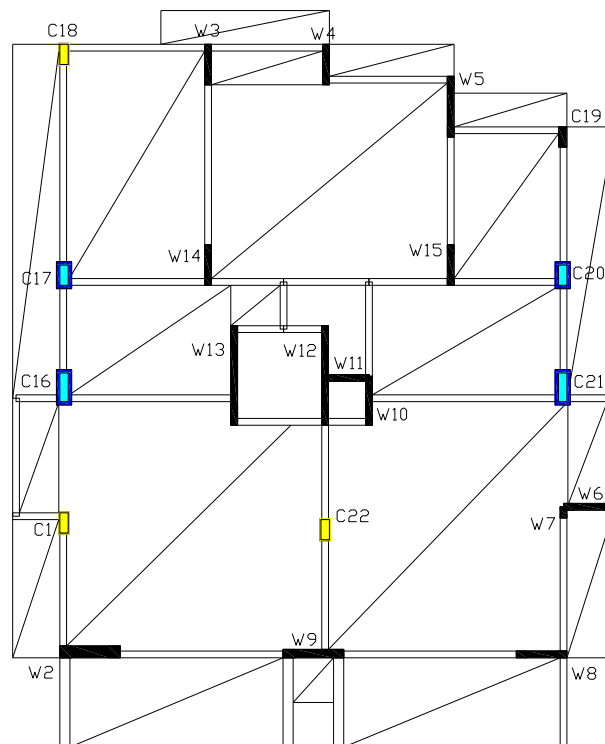
C22	1	172,76	170,83	1,01
C17	3	66,63	66,48	1,01

Πίνακας 4-5: Αστοχίες κατακόρυφων μελών σε έλεγχο στροφής χορδής Κτιρίου Α για στάθμη NC

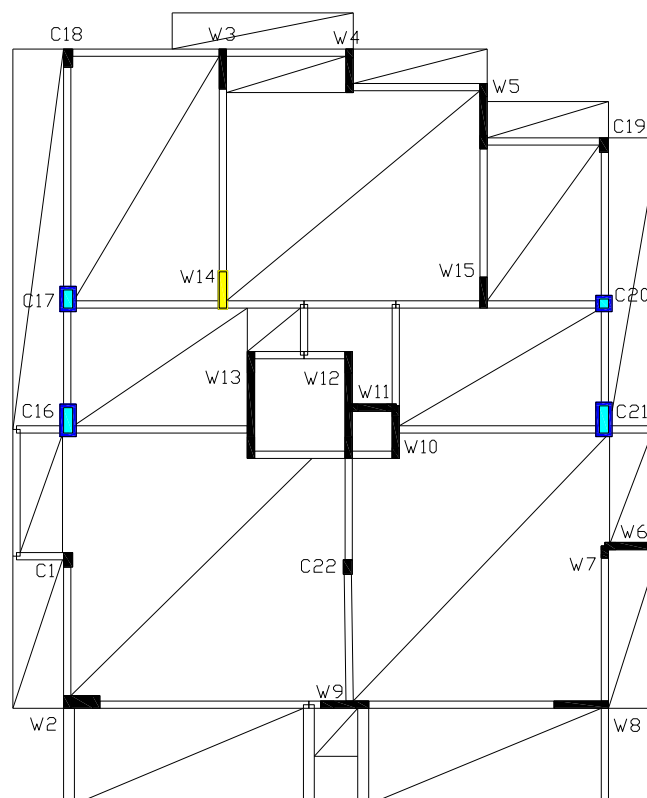
Μέλος	Όροφος	Απαιτηση (rad)	Ικανότητα (rad)	Λόγος
W11	3	0,0103	0,0100	1,03
W4	3	0,0232	0,0226	1,03
W5	3	0,0216	0,0211	1,02

Το γεγονός ότι παρουσιάστηκαν αστοχίες σε ελέγχους στροφής χορδής υποδεικνύει την ανάγκη υιοθέτησης κάποιας λύσης με χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος ή νέων τοιχιών. Οι μέθοδοι αυτές είναι οι μόνες, από όσες εξετάζονται στην παρούσα εργασία, που μπορούν να αυξήσουν την ικανότητα των μελών σε στροφή χορδής ή εμμέσως να μειώσουν την απαίτηση μέσω αύξησης της δυσκαμψίας του ορόφου. Παράλληλα, πραγματοποιήθηκαν δοκιμές ενίσχυσης αποκλειστικά με χρήση FRP και διαπιστώθηκε ότι οι διατμητικές αστοχίες στον 1ο όροφο, και ειδικά στα υποστυλώματα C21 και C16, δεν μπορούν να αντιμετωπιστούν αποτελεσματικά μόνο με FRP. Συνεπώς, για δύο λόγους — τόσο λόγω των αστοχιών στη στροφή χορδής όσο και λόγω των σοβαρών διατμητικών αστοχιών — είναι απαραίτητη η συμπληρωματική χρήση μανδύων ή/και τοιχιών. Δεδομένου ότι οι αστοχίες στη στροφή χορδής χαρακτηρίζονται ήπιες, επιλέχθηκε συνδυαστική λύση με ενίσχυση μέσω FRP και μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.

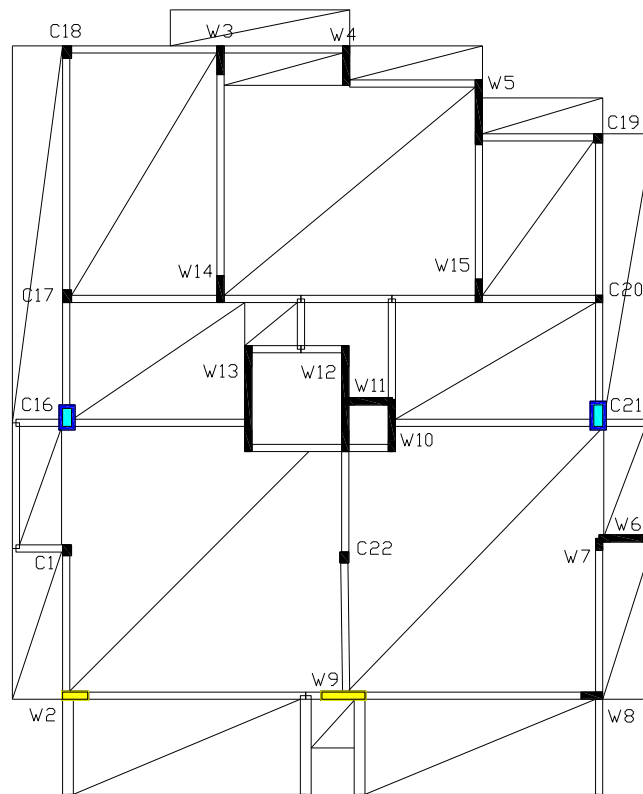
Οι μανδύες τοποθετήθηκαν στον 1^ο όροφο σε μέλη που παρουσίασαν έντονες διατμητικές αστοχίες και στον 3^ο όροφο σε μέλη που θα βοηθούσαν με τον έλεγχο στροφής χορδής. Ακόμη, μανδύες τοποθετήθηκαν και σε παρακείμενα μέλη του ίδιου καθώς και του υπερκείμενου ορόφου, με στόχο την ομαλότερη κατανομή της δυσκαμψίας τόσο στην κάτοψη όσο και καθ' ύψος του κτιρίου. Η τοποθέτησή τους πραγματοποιήθηκε συμμετρικά ως προς την κάτοψη, προκειμένου να μην προκληθεί ανεπιθύμητη μεταβολή στη δυναμική απόκριση του φορέα. Στα Σχήματα 4-5 μέχρι 4-9 με κίτρινο χρωματισμό επισημαίνονται τα σημεία τοποθέτησης των FRP και με μπλε χρωματισμό τα σημεία τοποθέτησης μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος ανά όροφο:



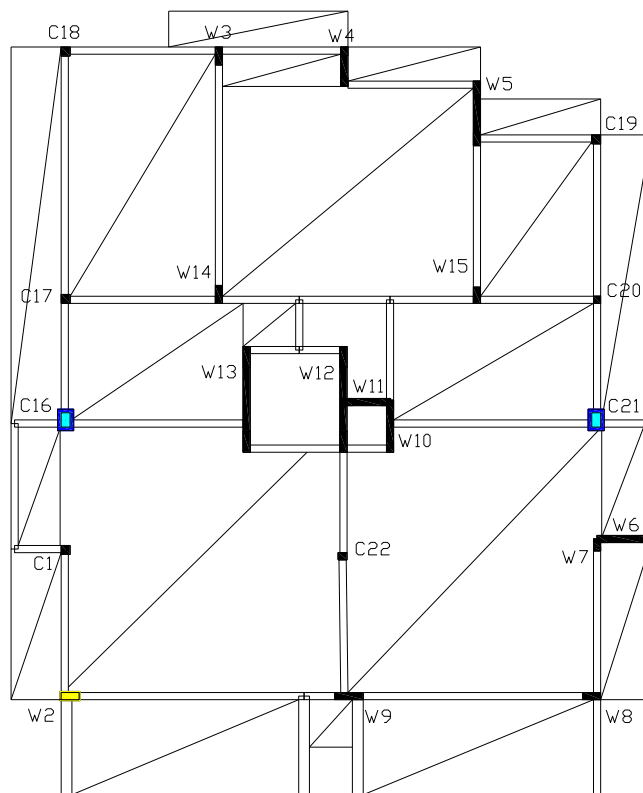
Σχήμα 4-5: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) και μανδύα ΟΣ (μπλε χρώμα) στον 1ο όροφο του Κτιρίου Α



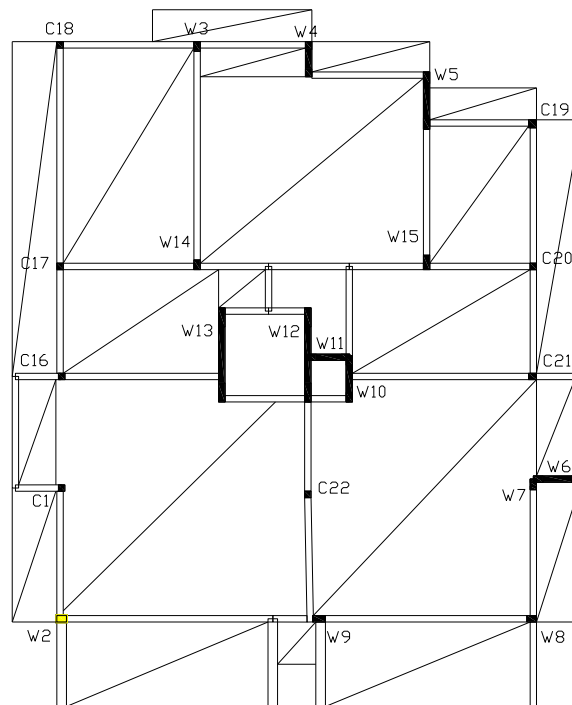
Σχήμα 4-6: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) και μανδύα ΟΣ (μπλε χρώμα) στον 2ο όροφο του Κτιρίου Α



Σχήμα 4-7: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) και μανδύα ΟΣ (μπλε χρώμα) στον 3ο όροφο του Κτιρίου Α

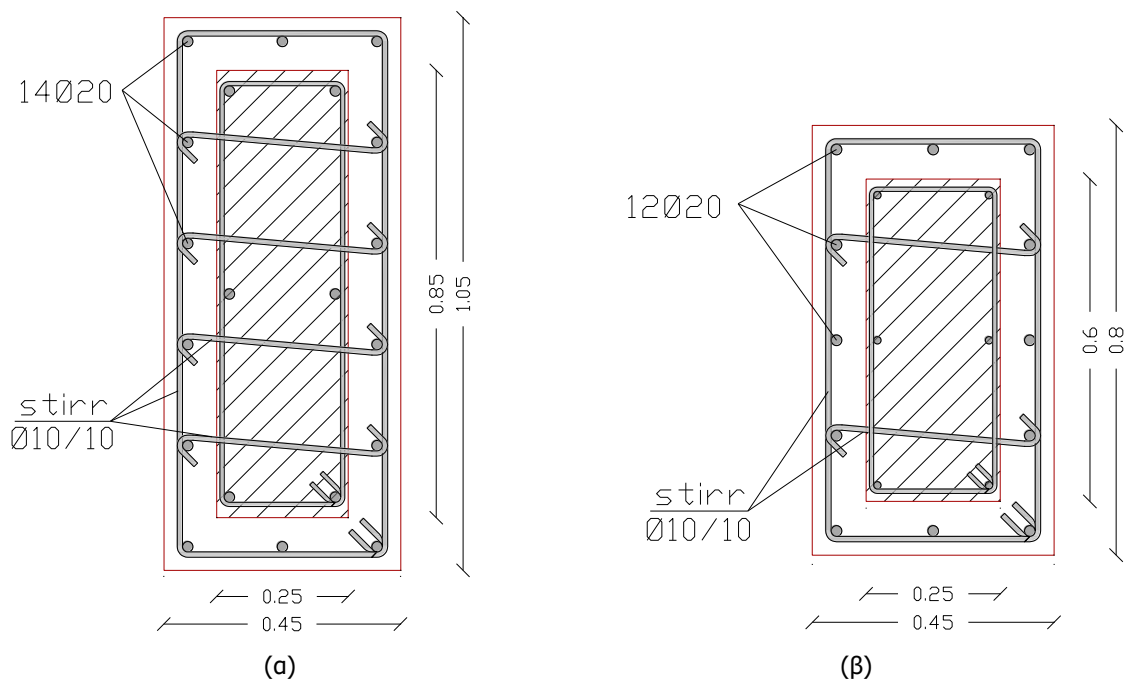


Σχήμα 4-8: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) και μανδύα ΟΣ (μπλε χρώμα) στον 4ο όροφο του Κτιρίου Α



Σχήμα 4-9: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) και μανδύα ΟΣ (μπλε χρώμα) στον 5ο όροφο του Κτιρίου Α

Οι μανδύες που θα κατασκευαστούν θα έχουν πάχος 10 cm, σκυροδέματος ποιότητας C30/37 και χάλυβα B500C. Για την επίτευξη αυτής της ποιότητας σκυροδέματος, η κατασκευή τους θα γίνει με έγχυτο σκυρόδεμα. Σε σχέση με τη μέθοδο του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, το έγχυτο εξασφαλίζει καλύτερη συμπίκνωση του υλικού και επιτρέπει τη λήψη πιο αξιόπιστων δοκιμών ελέγχου ποιότητας. Ενδεικτικά, στο Σχήμα 4-10 παρουσιάζονται ορισμένες από τις ενισχυμένες διατομές υποστυλωμάτων με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος.



Σχήμα 4-10: Διατομές ενισχυμένων υποστυλωμάτων με μανδύα Ο/Σ (α): Υποστύλωμα C16, (β): Υποστύλωμα C21

4.4 Σενάριο 3^ο: Ενίσχυση Κτιρίου Β με στόχο την στάθμη επιτελεστικότητας SD

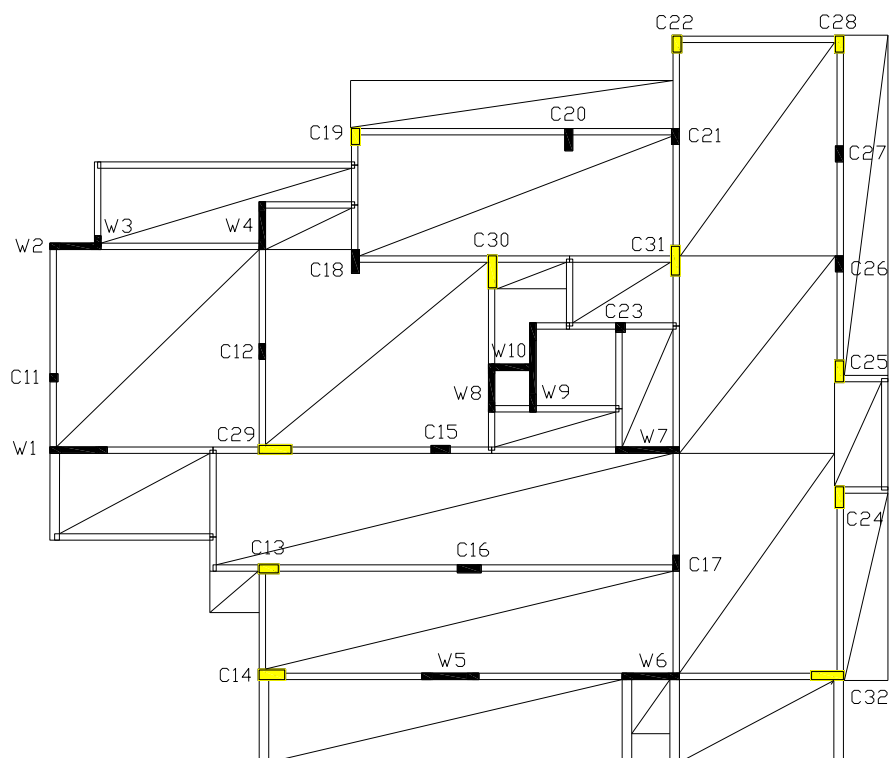
Θα πραγματοποιηθεί ανασχεδιασμός του κτιρίου Β με στόχο επίτευξη της στάθμης επιτελεστικότητας SD. Στον Πίνακα 4-6 παρατίθενται τα κατακόρυφα φέροντα μέλη που παρουσιάζουν αστοχία για τη συγκεκριμένη στάθμη πριν τον ανασχεδιασμό:

Πίνακας 4-6: Διατμητικές αστοχίες κατακόρυφων μελών Κτιρίου Β για στάθμη SD

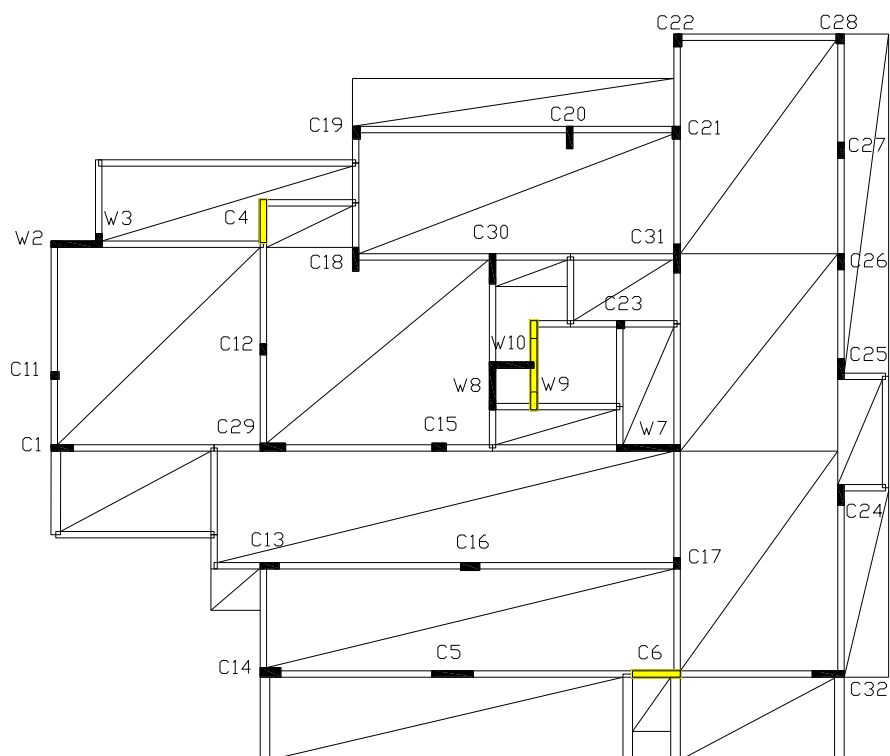
Μέλος	Όροφος	Απαιτήση (kN)	Ικανότητα (kN)	Λόγος
C13	1	47,79	34,27	1,39
C19	1	108,01	86,52	1,25
C30	1	311,08	271,24	1,15
C4	2	553,38	486,70	1,14
C29	1	294,33	265,39	1,11
C31	1	302,42	275,06	1,10
W9	3	1397,14	1273,14	1,10
C6	2	480,16	441,82	1,09
W9	2	1269,16	1171,11	1,08
C25	1	223,24	206,24	1,08
C22	1	146,87	136,70	1,07
C32	1	63,73	59,93	1,06
C24	1	211,24	199,36	1,06
C28	1	143,71	135,96	1,06
C14	1	110,26	106,74	1,03
W9	4	1123,18	1088,44	1,03
C6	3	375,33	369,71	1,02

Οι αστοχίες των μελών αφορούν μόνο διατμητικές αστοχίες επομένως για την ενίσχυσή τους επιλέχθηκε η χρήση σύνθετων υλικών τύπου FRP (Fiber Reinforced Polymers). Σε κάθε υποστύλωμα που αστοχεί θα χρησιμοποιηθεί μία στρώση από ύφασμα με ανθρακονήματα τύπου CSS-CUCF44 της εταιρείας Simpson Strong-T. Οι μηχανικές ιδιότητες του υλικού φαίνονται παραπάνω στους Πίνακες 4-4 και 4-5.

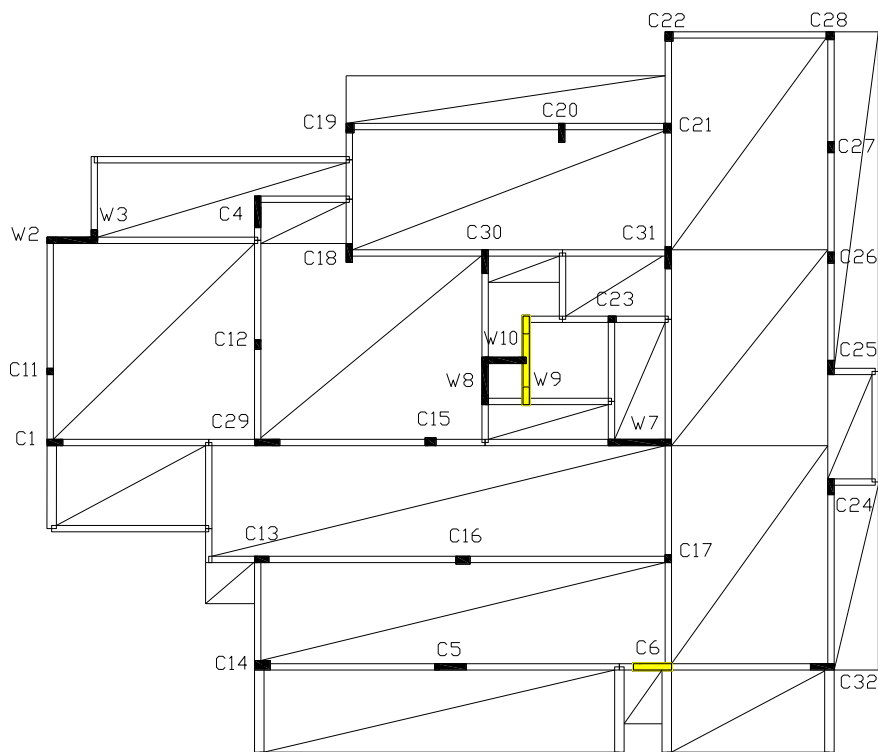
Φυσικά, δεδομένου ότι για την ενίσχυση χρησιμοποιήθηκαν αποκλειστικά ινοπλισμένα πολυμερή, οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές του κτιρίου παραμένουν αμετάβλητες σε σχέση με εκείνες της υφιστάμενης κατάστασης. Στα Σχήματα 4-11 μέχρι 4-14 με κίτρινο χρωματισμό επισημαίνονται τα σημεία τοποθέτησης των FRP ανά όροφο. Στον 5^ο όροφο δεν χρειάστηκε κάποια επέμβαση.



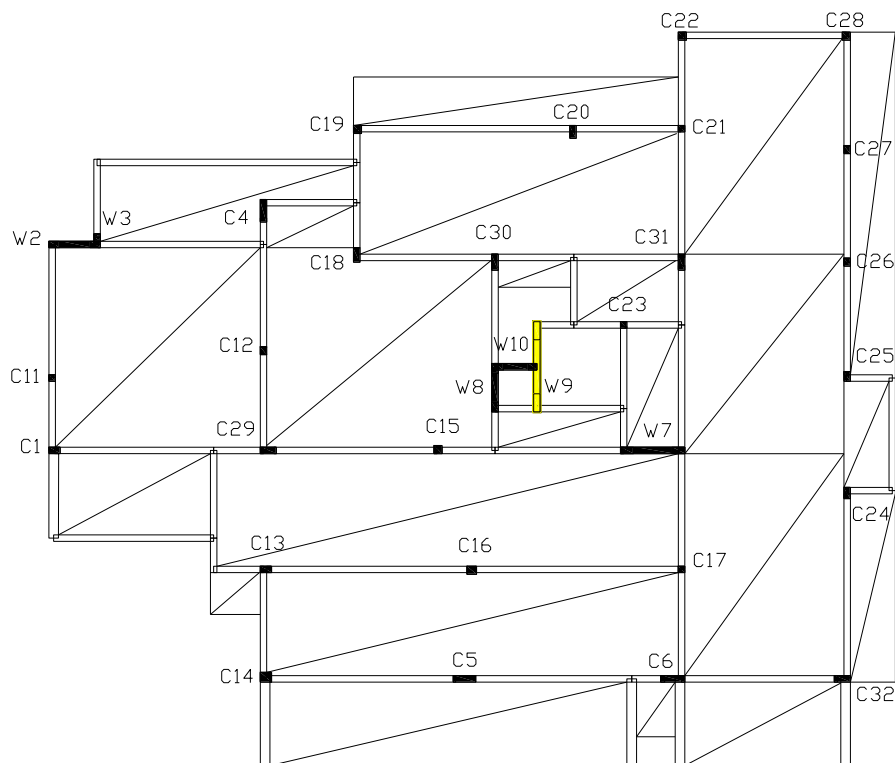
Σχήμα 4-11: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) στο 1ο όροφο του Κτιρίου Β



Σχήμα 4-12: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) στο 2ο όροφο του Κτιρίου Β



Σχήμα 4-13: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) στο 3ο όροφο του Κτιρίου Β



Σχήμα 4-14: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) στο 4ο όροφο του Κτιρίου Β

4.5 Σενάριο 4^ο: Ενίσχυση Κτιρίου Β με στόχο την στάθμη επιτελεστικότητας NC

Θα πραγματοποιηθεί ανασχεδιασμός του κτιρίου Β με στόχο την επίτευξη της στάθμης επιτελεστικότητας NC. Κατά τον έλεγχο εντοπίστηκαν αστοχίες σε διάτμηση καθώς και σε στροφή χορδής. Τα κατακόρυφα φέροντα μέλη στα οποία διαπιστώθηκαν οι αστοχίες παρατίθενται στους Πίνακες 4-7 και 4-8.

Πίνακας 4-7: Διατμητικές αστοχίες κατακόρυφων μελών Κτιρίου Β για στάθμη NC

Μέλος	Όροφος	Απαιτηση (kN)	Ικανότητα (kN)	Λόγος
C13	1	52,04	34,31	1,52
C19	1	98,03	79,50	1,23
C11	1	44,42	36,48	1,22
C32	1	95,49	78,94	1,21
C14	1	138,03	114,74	1,20
C29	1	89,16	75,30	1,18
C22	3	57,33	48,57	1,18
C28	1	182,17	156,04	1,17
C22	1	177,48	152,75	1,16
C4	2	482,68	417,48	1,16
C24	1	243,27	213,86	1,14
C31	1	299,09	263,90	1,13
C22	2	97,98	87,03	1,13
W9	1	1268,91	1133,10	1,12
W9	3	1515,25	1358,03	1,12
C25	1	236,20	213,78	1,10
C30	1	313,10	285,83	1,10
W9	4	1051,13	975,57	1,08
C6	2	504,91	469,70	1,07
C14	2	92,91	86,96	1,07
C5	2	407,50	382,49	1,07
C22	4	38,15	35,90	1,06
W9	2	1552,68	1463,30	1,06
C6	3	378,89	359,11	1,06
C4	3	314,12	302,99	1,04
C29	2	63,43	61,22	1,04
C23	1	56,22	54,80	1,03

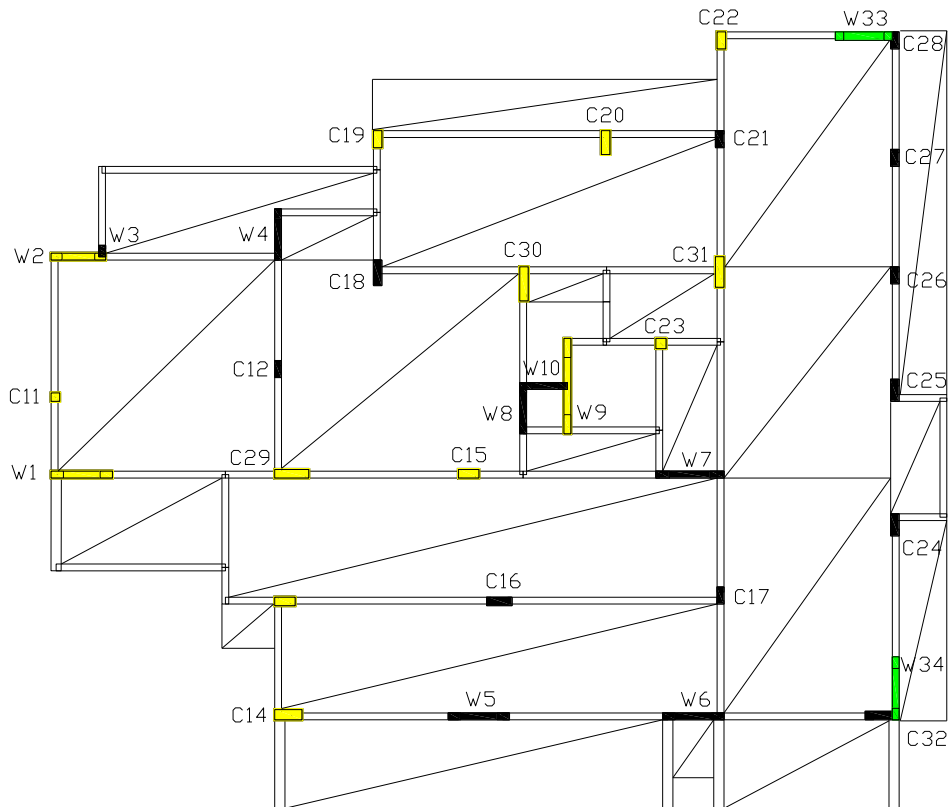
C5	3	290,15	284,62	1,02
C25	2	167,72	164,87	1,02
W1	1	667,17	662,72	1,01
C20	1	64,28	63,98	1,01
W2	1	726,51	725,99	1,01

Πίνακας 4-8: Αστοχίες κατακόρυφων μελών σε έλεγχο στροφής χορδής Κτιρίου Β για στάθμη NC

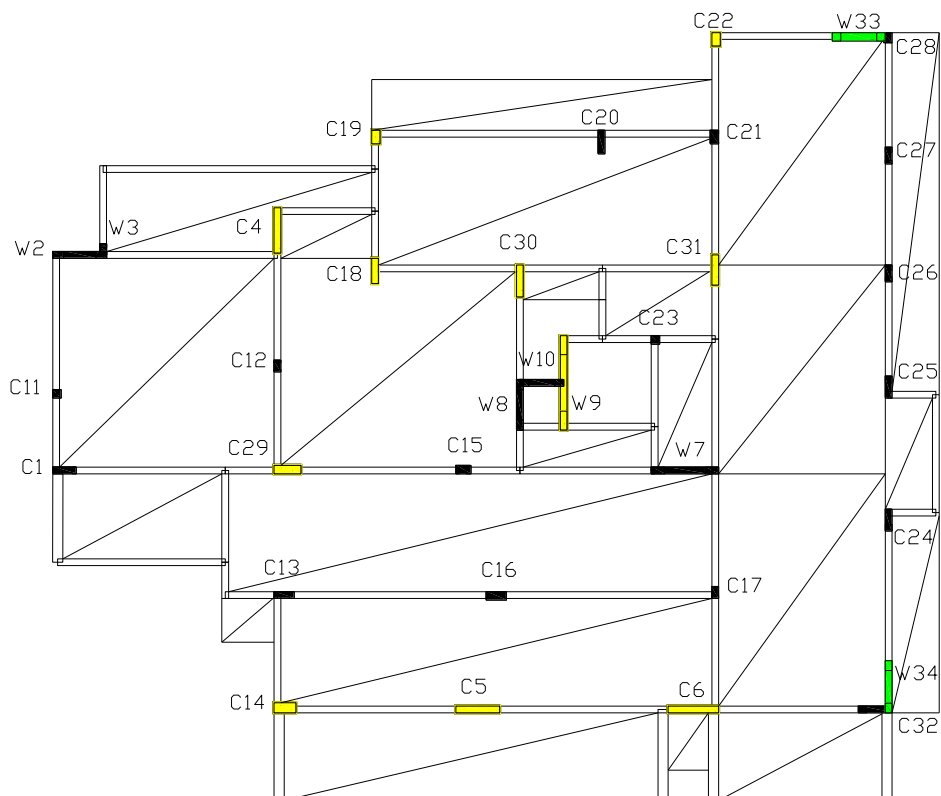
Μέλος	Όροφος	Απαιτηση (rad)	Ικανότητα (rad)	Λόγος
W8	1	0,0096	0,0074	1,31
W10	1	0,0102	0,0084	1,21
W4	1	0,0107	0,0093	1,15
W3	2	0,0090	0,0080	1,13
W9	1	0,0102	0,0091	1,12
W2	2	0,0098	0,0089	1,11
W3	3	0,0088	0,0080	1,10

Όπως Αναφέρθηκε και νωρίτερα, η εμφάνιση αστοχιών σε ελέγχους στροφής χορδής ανέδειξε την ανάγκη υιοθέτησης λύσης που περιλαμβάνει τη χρήση μανδύων οπλισμένου σκυροδέματος ή την προσθήκη νέων τοιχίων. Στην παρούσα περίπτωση, οι αστοχίες σε στροφή χορδής είναι περισσότερες και εντονότερες, γεγονός που υποδηλώνει ανεπαρκή δυσκαμψία του φορέα ή περιορισμένη παρουσία τοιχωμάτων — στοιχείο που επιβεβαιώνεται και από την κάτοψη. Η επιλογή χρήσης μανδύων, κατόπιν δοκιμών, απαίτησε τη χρήση πολλών από αυτούς, γεγονός που θα ήταν μάλλον αντισυμβατικό. Επιπλέον, όπως αναφέρθηκε στην Παράγραφο 3.1.1, η έντονη εκκεντρότητα που παρατηρείται, κυρίως στον 1ο όροφο, αν και δεν έχει ποσοτικοποιηθεί, ενδέχεται να συμβάλλει στην αύξηση των απαιτήσεων σε τέμνουσα και ίσως και σε στροφή χορδής, λόγω της στρεπτικής παραμόρφωσης του διαφράγματος.

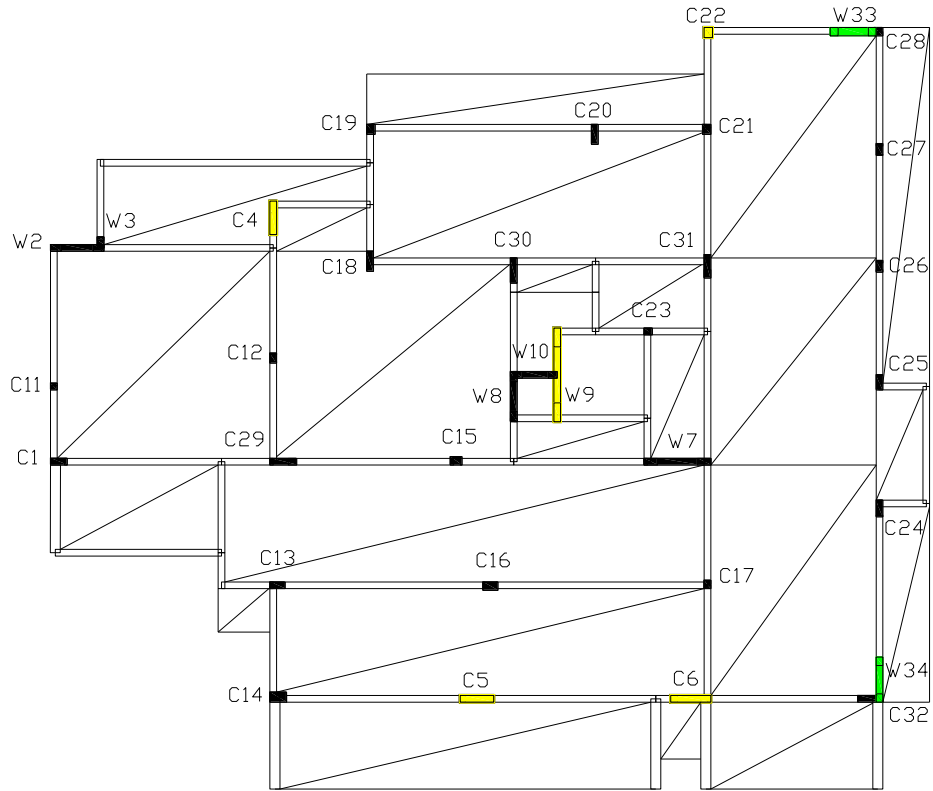
Για τους λόγους αυτούς, επιλέχθηκε ενίσχυση του φορέα με προσθήκη νέων τοιχίων, σε μία λογική αύξησης της δυσκαμψία του και μείωσης των σχετικών απαιτήσεων σε στροφή χορδής ή και γενικότερης βελτίωσης της συμπεριφοράς του φορέα. Σε κάθε όροφο τοποθετήθηκαν δύο νέα τοιχία, κατά τους άξονες X και Y, σε τυφλά σημεία της κάτοψης ώστε να περιοριστεί η επέμβαση στην αρχιτεκτονική διάταξη. Η επιλογή των θέσεων έγινε λαμβάνοντας υπόψη τη συμμετρία της κάτοψης και την ανάγκη αποφυγής στρεπτικών φαινομένων. Τοιχία τοποθετήθηκαν σε όλους τους ορόφους, με σταδιακή μείωση της διατομής τους ανά όροφο ώστε να εξασφαλίζεται η ομαλή κατανομή της δυσκαμψίας καθ' ύψος. Παράλληλα, τοποθετήθηκαν FRP στα μέλη που ακόμη και μετά την προσθήκη τοιχίων παρουσίαζαν διατμητικές αστοχίες. Στα Σχήματα 4-15 μέχρι 4-19 με κίτρινο χρωματισμό επισημαίνονται τα σημεία τοποθέτησης των FRP και με πράσινο χρωματισμό τα νέα τοιχία. Ενδεικτικά, στο Σχήμα 4-20 παρουσιάζονται ορισμένες από τις διατομές των νέων τοιχίων.



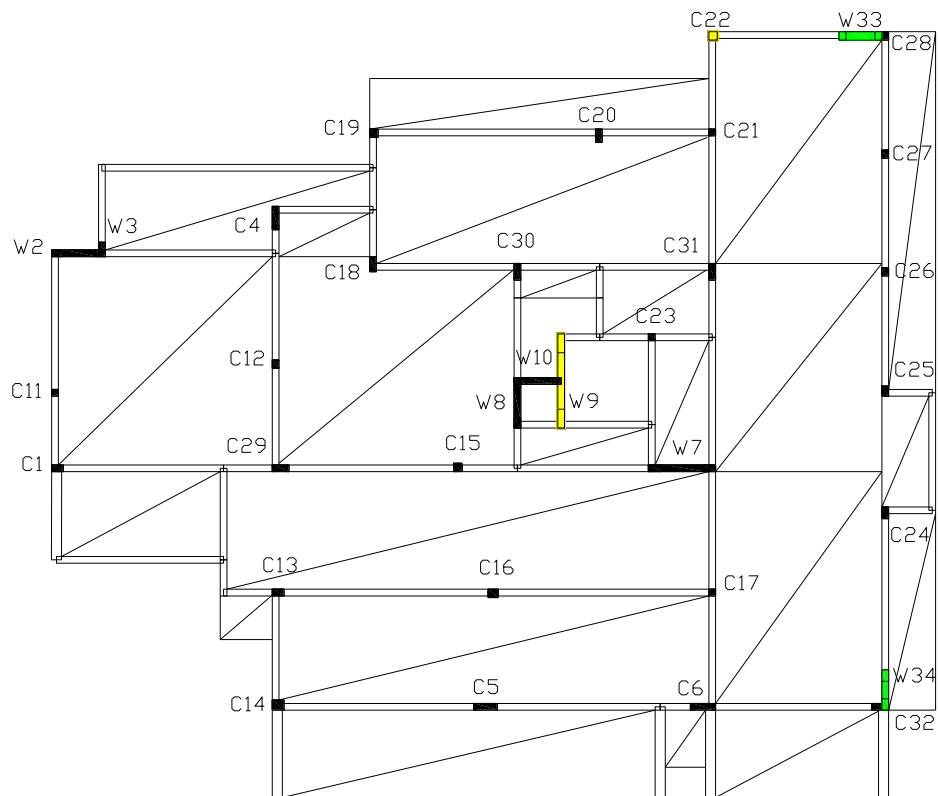
Σχήμα 4-15: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) και νέων τοιχίων (πράσινο χρώμα) στον 1ο όροφο του Κτιρίου Β



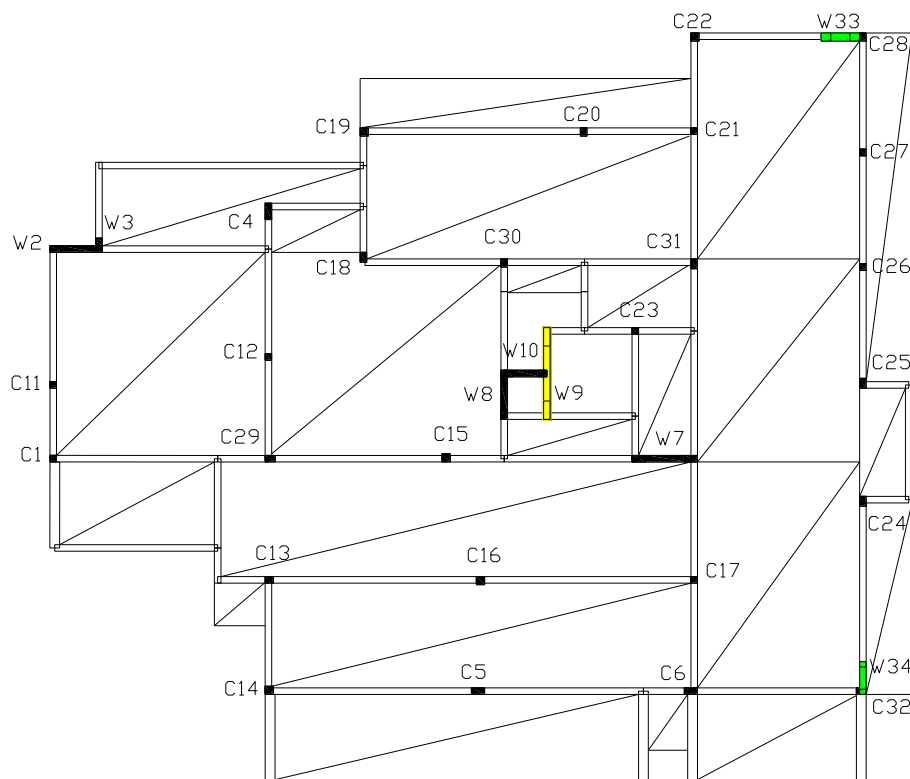
Σχήμα 4-16: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) και νέων τοιχίων (πράσινο χρώμα) στον 2ο όροφο του Κτιρίου Β



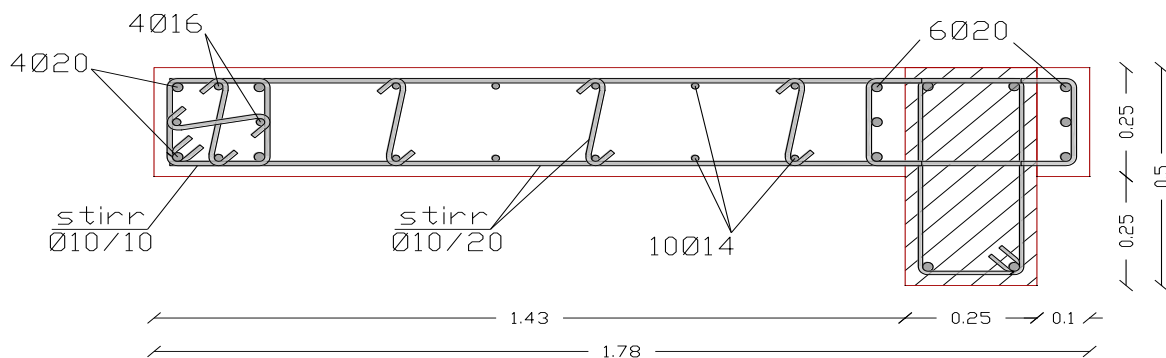
Σχήμα 4-17: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) και νέων τοιχίων (πράσινο χρώμα) στον 3ο όροφο του Κτιρίου Β



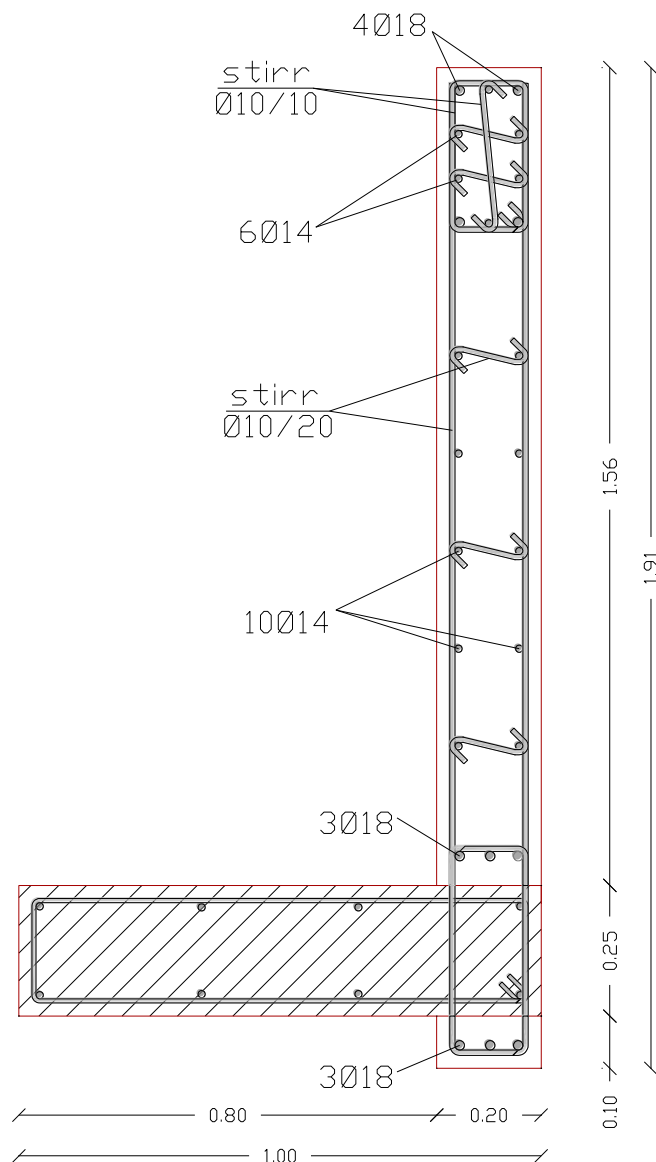
Σχήμα 4-18: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) και νέων τοιχίων (πράσινο χρώμα) στον 4ο όροφο του Κτιρίου Β



Σχήμα 4-19: Σημεία τοποθέτησης FRP (κίτρινο χρώμα) και νέων τοιχίων (πράσινο χρώμα) στον 5ο όροφο του Κτιρίου Β



(a)



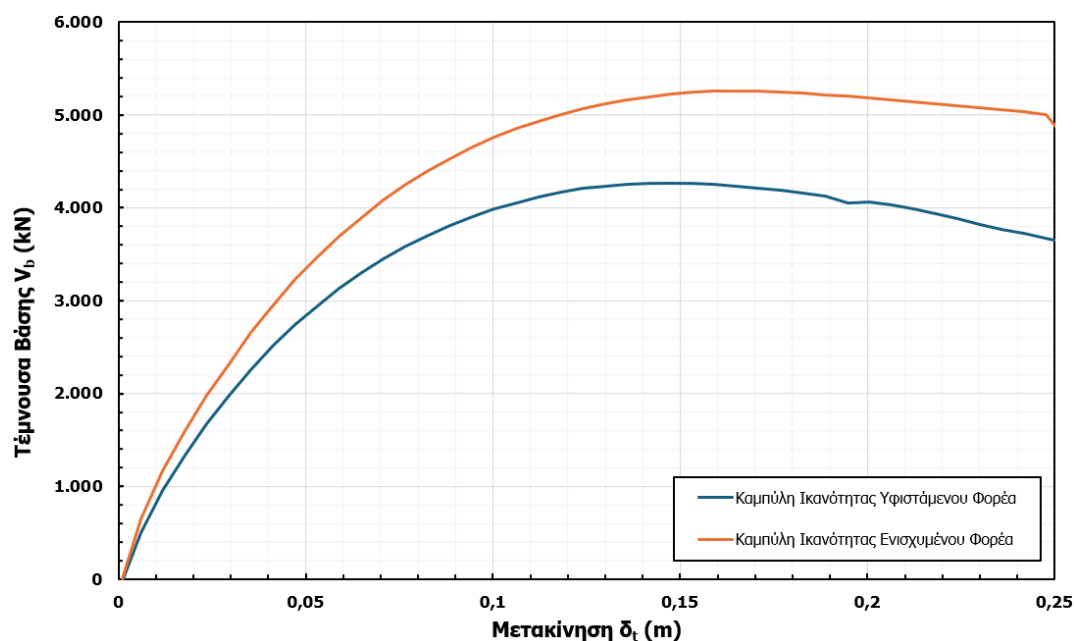
(β)

Σχήμα 4-20: Διατομές νέων τοιχίων Ο/Σ. (α): Τοίχιο W33, (β): Τοίχιο W34

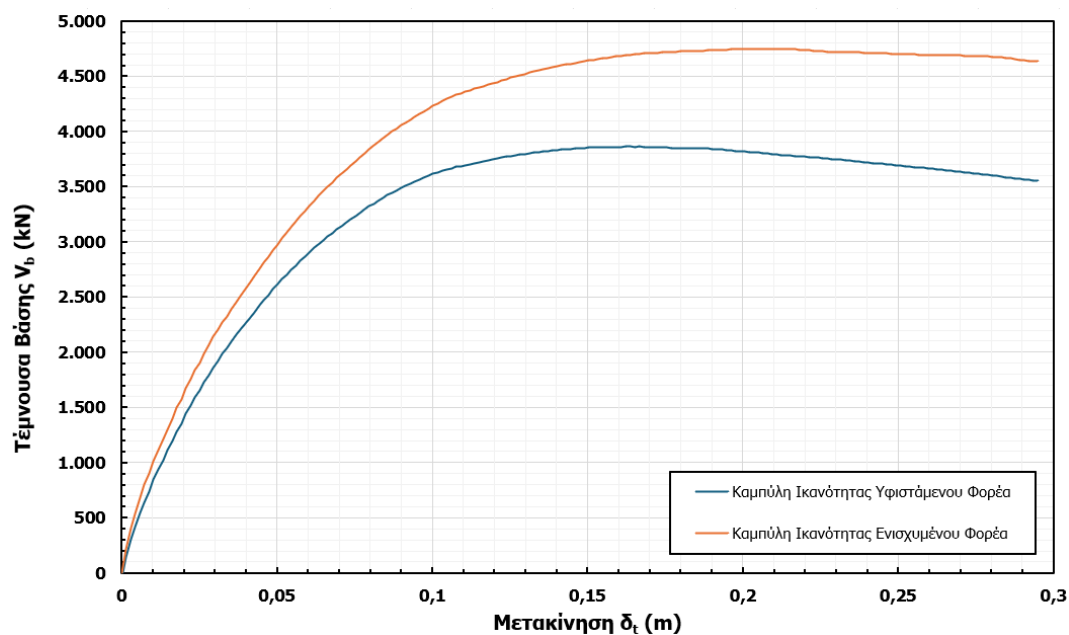
Εφόσον προστέθηκαν νέα τοιχία στο Κτίριο Β, οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές της κατασκευής παρουσίασαν μεταβολές. Οι νέες ιδιοπερίοδοι των τριών πρώτων ιδιομορφών καθώς και τα αντίστοιχα ποσοστά συμμετοχής στη συνολική ενεργό ιδιομορφική μάζα φαίνονται στον Πίνακα 4-9. Παρατηρείται ότι η ιδιομορφική μάζα που αντιστοιχεί στη στροφή γύρω από τον άξονα Ζ, από τη δεύτερη ιδιομορφή που είχε κυρίως μεταφορικό χαρακτήρα, μεταφέρθηκε στην τρίτη ιδιομορφή, η οποία αποκτά πλέον πιο σαφή στροφικό χαρακτήρα. Η μετατόπιση αυτή αποτελεί ένδειξη βελτιωμένης συμπεριφοράς, καθώς επιτυγχάνεται καλύτερη διάκριση μεταξύ μεταφορικών και στροφικών ιδιομορφών. Ακόμα, στα Σχήματα 4-21 και 4-22, απεικονίζονται οι καμπύλες ικανότητας πριν και μετά τις επεμβάσεις, για ιδιομορφική φόρτιση κατά τις διευθύνσεις Χ και Υ. Η αύξηση της τέμνουσας βάσης δεν συνεπάγεται απαραίτητα και βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς, καθώς μετά την ενίσχυση η δυσκαμψία του κτιρίου έχει μεταβληθεί.

Πίνακας 4-9: Ιδιομορφική ανάλυση μετά την προσθήκη νέων τοιχίων

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (s)	Ενεργός Ιδιομορφική Μάζα (%)		
		U_x	U_y	R_z
1	0,54	1,65	62,55	7,74
2	0,48	68,97	1,71	0,04
3	0,43	0,13	7,98	63,17



Σχήμα 4-21: Συγκριτική απεικόνιση καμπυλών ικανότητας κατά Χ κτιρίου Β πριν και μετά την ενίσχυση



Σχήμα 4-22: Συγκριτική απεικόνιση καμπυλών ικανότητας κατά Υ κτιρίου Β πριν και μετά την ενίσχυση

5 ΣΥΝΟΨΗ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο επιχειρείται μια συνοπτική ανασκόπηση της εργασίας, με έμφαση στα τελικά συμπεράσματα που προέκυψαν κατά την αποτίμηση της κατασκευής και την διερεύνηση διαφορετικών σεναρίων ενίσχυσης. Κατά τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο πραγματοποιήθηκε αυτοψία και έγινε βαθμονόμηση των στοιχείων τρωτότητας των κτιρίων. Κατά τη συμπλήρωση του αντίστοιχου πίνακα διαπιστώθηκε ότι κτίρια με αρκετά διαφορετική σεισμική συμπεριφορά και φέρουσα ικανότητα ενδέχεται να συγκεντρώσουν πανομοιότυπη βαθμολογία. Παρ' όλα αυτά, λαμβάνοντας υπόψη τον ελάχιστο χρόνο και την ευκολία υλοποίησης της διαδικασίας, ο πρωτοβάθμιος έλεγχος μπορεί να αποτελέσει ένα χρήσιμο εργαλείο πρώτης εκτίμησης της σεισμικής τρωτότητας, επιτυγχάνοντας ουσιαστικά τον σκοπό για τον οποίο σχεδιάστηκε.

Ο Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος, αν και δεν απαιτεί τη λεπτομερή μοντελοποίηση των κτιρίων με χρήση λογισμικού, κατάφερε να προσεγγίσει ικανοποιητικά την αντοχή των κτιρίων. Η μόνη ουσιαστική απόκλιση παρατηρείται στο Κτίριο Α, κατά τη διεύθυνση Υ, όπου ο έλεγχος υπερεκτίμησε την αντοχή του κτιρίου, πιθανόν λόγω του τρόπου θεώρησης των υποστυλωμάτων από τον έλεγχο ως «κοντά». Ο χρόνος που απαιτήθηκε για τη διενέργεια του δευτεροβάθμιου ελέγχου στο Κτίριο Α, ήταν σχετικά αυξημένος. Ωστόσο, όπως διαπιστώθηκε από την πραγματοποίηση του ελέγχου στο Κτίριο Β, όταν η διαδικασία εφαρμοστεί σε πολλαπλά κτίρια, το συνολικό όφελος σε σχέση με τον απαιτούμενο χρόνο καθίσταται σημαντικά μεγαλύτερο, καθώς από την αρχική εφαρμογή έχει ήδη διαμορφωθεί ένα πλαίσιο εργασίας πάνω στο οποίο η ανάλυση των επόμενων κτιρίων μπορεί να εξελιχθεί ταχύτερα. Επιπλέον, σε ορισμένα σημεία της μεθοδολογίας παρέχεται η δυνατότητα επιλογών «κατά κρίση του μηχανικού», κάτι που αφενός επιβεβαιώνει τη σημασία της ικανότητας του μηχανικού να αξιολογεί τις ιδιαιτερότητες κάθε περίπτωσης, και αφετέρου υποδηλώνει ότι η μεθοδολογία παράγει πιο αξιόπιστα αποτελέσματα όταν εφαρμόζεται από τον ίδιο μηχανικό για τα διάφορα κτίρια, καθώς έτσι διασφαλίζεται ομοιομορφία στην εφαρμογή των κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης, όσον αφορά τις παραδοχές και το επίπεδο αυστηρότητας που υιοθετείται κατά τον έλεγχο. Με αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται πιο ορθή προτεραιοποίηση των κτιρίων ως προς την ανάγκη τους για ενίσχυση.

Ο Τριτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος πραγματοποιήθηκε μέσω της εφαρμογής της ανάλυσης Pushover σύμφωνα με τις διατάξεις που ορίζει τόσο ο ΚΑΝ.ΕΠΕ., όσο και ο EC8. Προέκυψε ότι και για τους δύο κανονισμούς τα κτίρια κρίνονται σεισμικά ανεπαρκή, καθώς δεν ικανοποιούν τις εξεταζόμενες στάθμες επιτελεστικότητας. Σε σύγκριση με τις τιμές της συνολικής τέμνουσας βάσης που προκύπτουν από τις καμπύλες ικανότητας, οι δύο κανονισμοί μπορούν να χαρακτηριστούν συντηρητικοί. Αυτό είναι αναμενόμενο, καθώς οι δύο κανονισμοί θεωρούν ως όριο αντοχής μόλις την πρώτη αστοχία για μία στάθμη επιτελεστικότητας, ενώ η καμπύλη ικανότητας αποτυπώνει μία κατάσταση του φορέα που έχουν

αναπτυχθεί πολλαπλές πλαστικές αρθρώσεις, παραγνωρίζοντας το γεγονός ότι μέλη με ψαθυρή συμπεριφορά ενδέχεται να αστοχήσουν απότομα, πριν αναπτύξουν πλαστική παραμόρφωση. Από την άλλη, συγκρίνοντας τα επίπεδα αντοχής που υπολογίστηκαν σε όρους τέμνουσας βάσης από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και τον EC8-3 μεταξύ τους, διαπιστώνεται ότι οι δύο κανονισμοί καταλήγουν σε συγκρίσιμες τιμές, με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. όμως κατά περίπτωση να τείνει προς ελαφρώς δυσμενέστερες εκτιμήσεις.

Η ανεπάρκεια του κτιρίου οδήγησε στην ανάγκη διερεύνησης σεναρίων ενίσχυσης. Ο ανασχεδιασμός επιλέχθηκε να πραγματοποιηθεί με βάση τις διατάξεις του EC8-3. Η ενίσχυση των Κτιρίων Α και Β με στόχο τη στάθμη επιτελεστικότητας SD κατέστη δυνατή αποκλειστικά με τη χρήση FRP, γεγονός θετικό, καθώς συνεπάγεται σχετικά χαμηλή όχληση για τους κατοίκους και ενδεχομένως μειωμένο κόστος. Η αποκλειστική χρήση των FRP, μάλιστα, υπογραμμίζει την υψηλή αποτελεσματικότητά τους ως μέσο ενίσχυσης για την αντιμετώπιση τέτοιου είδους αστοχιών. Για την ενίσχυση του Κτιρίου Α με στόχο την στάθμη επιτελεστικότητας NC, απαιτήθηκαν τόσο ενισχύσεις με FRP όσο και σε ορισμένα μέλη ενισχύσεις με χρήση μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος, καθώς οι διατμητικές αστοχίες ήταν εντονότερες και παρουσιάστηκαν και ελαφρές υπερβάσεις στα όρια στροφής χορδής. Στο Κτίριο Β, για την ίδια στάθμη NC, εκτός από τις διατμητικές αστοχίες, έντονες ήταν και οι αστοχίες σε στροφή χορδής, γεγονός που αποτελεί ένδειξη ανεπαρκούς δυσκαμψίας του φορέα. Επομένως επιλέχθηκε μια συνδυαστική λύση με χρήση FRP και τοποθέτηση νέων τοιχιών σε σημεία που ταυτόχρονα συμβάλλουν, έστω περιορισμένα, στον έλεγχο των στρωφικών μετακινήσεων. Η εξέταση ποικίλων σεναρίων ενίσχυσης ανέδειξε την ανάγκη υιοθέτησης στρατηγικών που προσαρμόζονται στις ιδιαιτερότητες κάθε περίπτωσης, επιβεβαιώνοντας ότι απαιτείται στοχευμένη προσέγγιση, ανάλογα τόσο με τις αδυναμίες του κάθε φορέα όσο και με τις απαιτήσεις του ισχύοντος κανονιστικού πλαισίου.

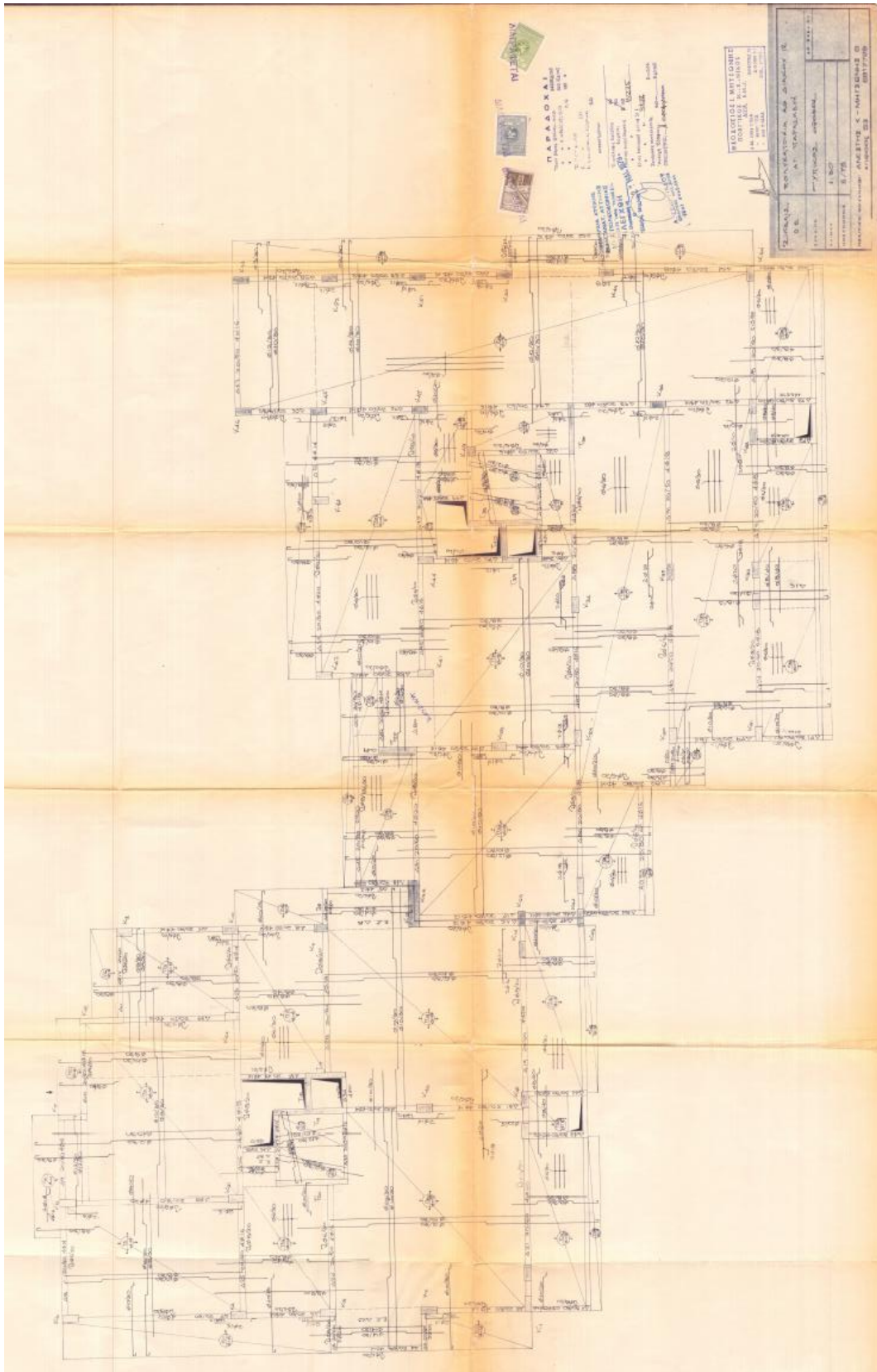
Τέλος, για την πληρέστερη διερεύνηση της σεισμικής συμπεριφοράς του κτιρίου, προτείνεται η μοντελοποίηση των δύο τμημάτων του, λαμβάνοντας υπόψη τη μεταξύ τους αλληλεπίδραση. Επιπλέον, κρίνεται σκόπιμη η πλήρης προσομοίωση της θεμελίωσης, καθώς και ο έλεγχος της επάρκειας των αγκυρώσεων και του οπλισμού στους κόμβους — περιοχή που συχνά παρουσιάζει προβλήματα σε κατασκευές της συγκεκριμένης περιόδου. Αναφορικά με τις ενισχύσεις, δεδομένης της σημασίας της συγκριτικής αξιολόγησης διαφορετικών μεθόδων, προτείνεται η διερεύνηση της χρήσης μεταλλικών συνδέσμων δυσκαμψίας, είτε ως εναλλακτική είτε ως συμπληρωματική λύση. Τέλος, η αξιολόγηση των σεναρίων ενίσχυσης μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων θα επέτρεπε την εκτίμηση της αποδοτικότητας των παρεμβάσεων υπό πιο ρεαλιστικές σεισμικές διεγέρσεις.

6 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Δρίτσος Σ. (2005). «Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση». Εκδόσεις Παν. Πατρών, Πάτρα
2. ΕΛ.ΣΤΑΤ. (2011). «Απογραφή κτηρίων 2011». Αθήνα, https://www.statistics.gr/documents/20181/1204362/A1601_SKT01_DT_DC_00_2011_01_F_GR.pdf/33bc3e1f-ea63-47ec-93b8-a96179b2ee59 [07/07/2025].
3. Εφημερίς Της Κυβερνήσεως Της Ελληνικής Δημοκρατίας (1959), «Β.Δ. Περί Αντισεισμικού Οικοδομικού Κανονισμού», ΦΕΚ_36Α_1959
4. Εφημερίς Της Κυβερνήσεως Της Ελληνικής Δημοκρατίας (2014), «Δελτίο Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας Αυθαιρέτου», ΦΕΚ/405/Β/20-2-2014.
5. Καραγιαννίδης Χ. (2019). «Σχεδιασμός κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα και σεισμικές δράσεις». Εκδόσεις σοφία, Θεσσαλονίκη
6. Κωνσταντινίδης Α. (1976α). «Εφαρμογές οπλισμένου σκυροδέματος, Τόμος Α». Απόστολος Κωνσταντινίδης, Αθήνα.
7. Κωνσταντινίδης Α. (1976β). «Εφαρμογές οπλισμένου σκυροδέματος, Τόμος Β». Απόστολος Κωνσταντινίδης, Αθήνα.
8. Ο.Α.Σ.Π. (2022α), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), 3η Αναθεώρηση». ΦΕΚ 3197/Β/22-6-2022.
9. Ο.Α.Σ.Π. (2022β). «Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων Από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, 1η Αναθεώρηση». ΦΕΚ 3134/Β/21-6-2022.
10. Ο.Α.Σ.Π. (2024). «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος Κτιρίων, 6η Έκδοση». ΦΕΚ Β' 2943/4-5-2023
11. Πανταλέων Ε. (2000). «Κτιριοδομικά έργα με Φ.Ο. από ωπλισμένο σκυρόδεμα: Σχεδιασμός – υπολογισμός - κατασκευή». Εκδόσεις Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου, Αθήνα
12. Σπυράκος Κ. (2004). «Ενίσχυση Κατασκευών για σεισμικά φορτία». Εκδόσεις Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας, Αθήνα
13. Τάσιος Θ. (1999). «Κατασκευές και θεμελιώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα

14. Τρέζος Κ. (2020). «Ωπλισμένο σκυρόδεμα με βάση τον Ευρωκώδικα 2». Εκδόσεις Da Vinci, Αθήνα
15. Τριανταφύλλου Α. (2004). «Ενισχύσεις κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος με σύνθετα υλικά». Εκδόσεις GOTSIS, Πάτρα
16. Chopra A. (2017). «Δυναμική των κατασκευών: Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, 5η έκδοση». Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας
17. European Committee for Standardization (CEN). (2004a). "Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1:2004)". Brussels: CEN.
18. European Committee for Standardization (CEN). (2004b). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1:2004)". Brussels: CEN.
19. European Committee for Standardization (CEN). (2005). "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (EN 1998-3:2005)". Brussels: CEN.
20. Fardis, M., Carvalho, E., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto P., Plumier A. (2011). «Οδηγός σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών (Μ. Ν. Φαρδής, επιμ. ελληνικής έκδ.)». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
21. Pujol S., Benavent-Climent A., Rodríguez M. E., Smith-Pardo J. P. (2008). "Masonry infill walls: An effective alternative for seismic strengthening of low-rise reinforced concrete building structures". In Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering (Paper No. 14-09-01-0032). Beijing, China.
22. Seismosoft (2025). "Seisbuild – User Manual", available from https://seismosoft.com/wp-content/uploads/prods/lib/SeisBuild-2025-User-Manual_ENG.pdf [07/07/2025]
23. Technical Data Sheet for CSS-CUCF44 (2021), <https://ssttoolbox.widen.net/view/pdf/mkvxpnjr1s/T-R-CSSCUCF44.pdf?t.download=true&u=cjmyin> [07/07/2025]
24. Waris M. B., Al-Hadi H., Al-Nuaimi A. (2022). "Influence of infill walls on lateral load carrying capacity of buildings". In A. Zingoni (Ed.), Current Perspectives and New Directions in Mechanics, Modelling and Design of Structural Systems (pp. 203–207).

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΓΕΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ

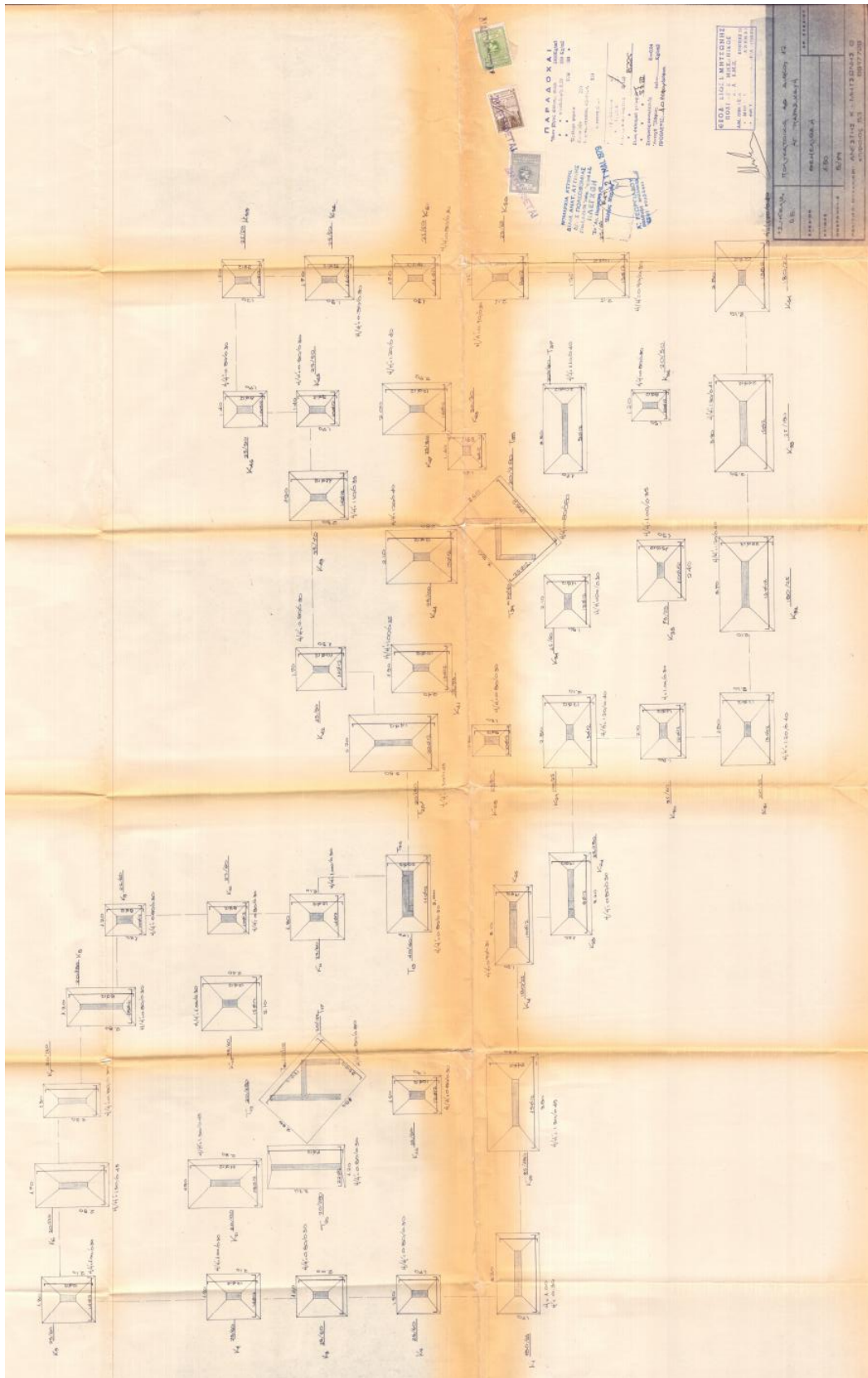


Σχήμα Α - 2: Ξυλότυπος τυπικού ορόφου

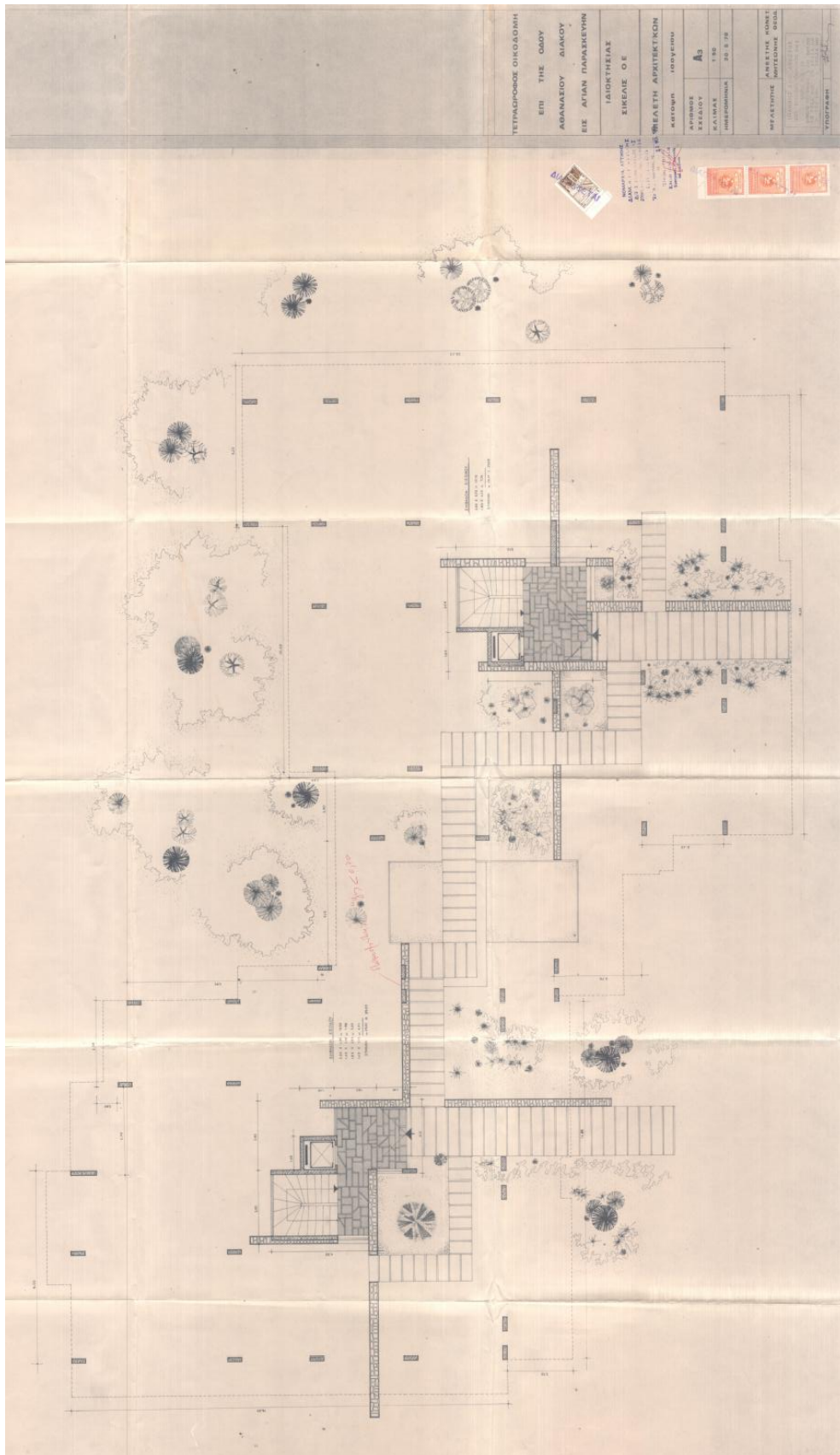
ΤΙΝΑΞ ΥΠΟΣΤΗΛΩΜΑΤΩΝ

Α/Α ΔΡΑΣ ΥΠΟΣΤ.	ΔΙΑΣΤ. ΥΠΟΣΤ. ΠΛΑΤΟΣ	ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΣ ΥΠ. ΠΛΑΤΟΣ	ΔΙΑΣΤ. ΥΠ. ΟΡΓΑΝ. Α ΟΡΓΑΝΟΥ	ΟΡΓΑΝ. ΥΠΟΣΤ. Α ΟΡΓΑΝΟΥ	ΔΙΑΣΤ. ΥΠ. ΟΡΓΑΝ. Β ΟΡΓΑΝΟΥ	ΟΡΓΑΝ. ΥΠΟΣΤ. Β ΟΡΓΑΝΟΥ	ΔΙΑΣΤ. ΥΠ. ΟΡΓΑΝ. Γ ΟΡΓΑΝΟΥ	ΟΡΓΑΝ. ΥΠΟΣΤ. Γ ΟΡΓΑΝΟΥ	ΔΙΑΣΤ. ΥΠ. ΟΡΓΑΝ. Δ ΟΡΓΑΝΟΥ	ΟΡΓΑΝ. ΥΠΟΣΤ. Δ ΟΡΓΑΝΟΥ	ΔΙΑΣΤ. ΥΠ. ΟΡΓΑΝ. Ε ΟΡΓΑΝΟΥ	ΟΡΓΑΝ. ΥΠΟΣΤ. Ε ΟΡΓΑΝΟΥ
K1	180/15	#8110 #120	100/35	4φ20	70/20	6φ20	50/20	4φ20	30/20	4φ20		
K2	25/60	6φ20	25/40	4φ20	25/30	4φ14	25/25	4φ14	20/20	4φ14		
K3	25/85	6φ20	25/70	6φ20	25/50	4φ14	25/40	4φ14	20/20	4φ14		
K4	25/60	6φ14	25/50	4φ14	25/35	4φ14	25/25	4φ14	20/20	4φ14		
K5	25/60	6φ14	25/50	4φ14	25/35	4φ14	25/25	4φ14	20/20	4φ14		
K6	20/20	#8115 #10φ14	20/10	8φ14	20/20	6φ14	20/10	4φ14	20/30	4φ14		
K7	20/20	#8115	20/120	#8115	20/140	#8120	20/140	#8120	20/140	#8120		
K8	20/30	#8120	20/180	#8120	20/180	#8120	20/180	#8120	20/180	#8120		
K9	25/40	6φ14	25/40	4φ14	25/25	4φ14	25/25	4φ14	25/25	4φ14		
K10	25/60	6φ14	25/25	4φ14	20/20	4φ14	20/20	4φ14	20/20	4φ14		
K11	25/85	6φ20	25/75	4φ14	25/60	6φ14	25/40	4φ14	25/20	4φ14		
K12												
K13	180/20	#8115	160/20	#8115	160/20	#8120	140/20	#8120	160/20	#8120		
K14	190/30	#8120 #10φ14	100/20	6φ14	60/20	6φ14	50/20	4φ14	30/20	4φ14		
K15	25/25	#8115 #10φ14	25/20	4φ14	25/20	4φ14	25/20	4φ14	20/20	4φ14		
K16	25/50	6φ14	25/40	4φ14	25/30	4φ14	25/20	4φ14	20/20	4φ14		
K17	20/150	#8115	20/150	#8115	20/150	#8120	20/150	#8120	20/150	#8120		
K18	140/20	#8115	140/20	#8115	140/20	#8120	140/20	#8120	140/20	#8120		
K19	20/150	#8115	20/150	#8115	20/150	#8120	20/150	#8120	20/150	#8120		
K20	20/150	#8115	20/150	#8115	20/150	#8120	20/150	#8120	20/150	#8120		
K21	20/150	#8115 #10φ14	20/100	8φ14	20/75	6φ14	20/50	4φ14	20/30	4φ14		
K22	20/150	#8115 #10φ14	20/125	8φ14	20/65	6φ14	20/45	4φ14	20/25	4φ14		
K23												
K24	180/20	#8120 #12φ14	70/20	6φ14	50/20	4φ14	35/20	4φ14	20/20	4φ14		
K25	25/25	4φ20	25/25	4φ14	20/20	4φ14	20/20	4φ14	20/20	4φ14		
K26	160/20	#8115	160/20	#8120	160/20	#8120	160/20	#8120	160/20	#8120		
K27	20/150	#8115 #10φ14	20/135	10φ14	20/100	8φ14	20/70	6φ14	20/50	4φ14		
K28	20/50	4φ14	20/35	4φ14	20/30	4φ14	20/25	4φ14	20/20	4φ14		
K29	20/25	6φ14	20/25	8φ14	20/20	6φ14	20/20	4φ14	20/20	4φ14		
K30	20/25	6φ14	20/20	6φ14	45/20	4φ14	35/20	4φ14	25/20	4φ14		
K31	20/30	6φ14	65/30	6φ14	50/30	4φ14	35/30	4φ14	25/25	4φ14		
K32	180/20	#8115 #12φ14	130/20	10φ14	100/20	8φ14	70/20	6φ14	4φ14	4φ14		
K33	180/20	#8115 #12φ14	150/20	#8115 #10φ14	120/20	8φ14	75/20	6φ14	40/20	4φ14		
K34	60/25	4φ14	45/25	4φ14	35/25	4φ14	25/25	4φ14	25/25	4φ14		
K35	25/25	6φ14	60/25	6φ14	45/25	4φ14	30/25	4φ14	25/25	4φ14		
K36	20/30	4φ14	20/35	4φ14	20/25	4φ14	20/20	4φ14	20/20	4φ14		
K37	200/20	#8115	200/20	#8120	200/20	#8120	200/20	#8120	200/20	#8120		
K38	20/280	#8115	20/280	#8120	20/280	#8120	20/280	#8120	20/280	#8120		
K39	20/150	#8115	20/150	#8120	20/150	#8120	20/150	#8120	20/150	#8120		
K40	140/20	#8120	140/20	#8120	140/20	#8120	140/20	#8120	140/20	#8120		
K41	25/75	6φ14	20/75	6φ14	20/60	6φ14	20/45	4φ14	20/30	4φ14		
K42	25/50	4φ20	25/40	4φ20	25/30	4φ20	25/25	4φ20	25/25	4φ20		
K43	25/70	6φ14	20/70	6φ14	20/60	6φ14	20/40	4φ14	20/25	4φ14		
K44	25/100	8φ14	20/95	8φ14	20/75	6φ14	20/50	4φ14	20/25	4φ14		
K45	25/50	4φ14	25/40	4φ14	25/30	4φ14	20/20	4φ14	20/20	4φ14		
K46	25/50	4φ20	25/40	4φ20	25/30	4φ20	25/25	4φ20	25/25	4φ20		
K47	25/70	8φ14	20/70	8φ14	20/70	6φ14	20/50	4φ14	20/30	4φ14		
K48	30/30	4φ20	25/25	4φ14	25/20	4φ14	20/20	4φ14	20/20	4φ14		
K49	25/65	6φ14	20/65	6φ14	20/50	4φ14	20/35	4φ14	20/30	4φ14		
K50	25/65	6φ14	20/65	6φ14	20/45	4φ14	20/30	4φ14	20/30	4φ14		
K51	25/50	4φ14	20/50	4φ14	20/35	4φ14	20/25	4φ14	20/20	4φ14		
K52	25/50	4φ14	20/50	4φ14	20/35	4φ14	20/25	4φ14	20/20	4φ14		
K53	35/50	4φ20	25/30	4φ20	25/25	4φ20	25/25	4φ20	25/25	4φ20		
K54	100/25	8φ14	100/20	8φ14	75/20	6φ14	50/20	4φ14	30/20	4φ14		

Σχήμα Α - 3: Πίνακας υποστηλωμάτων



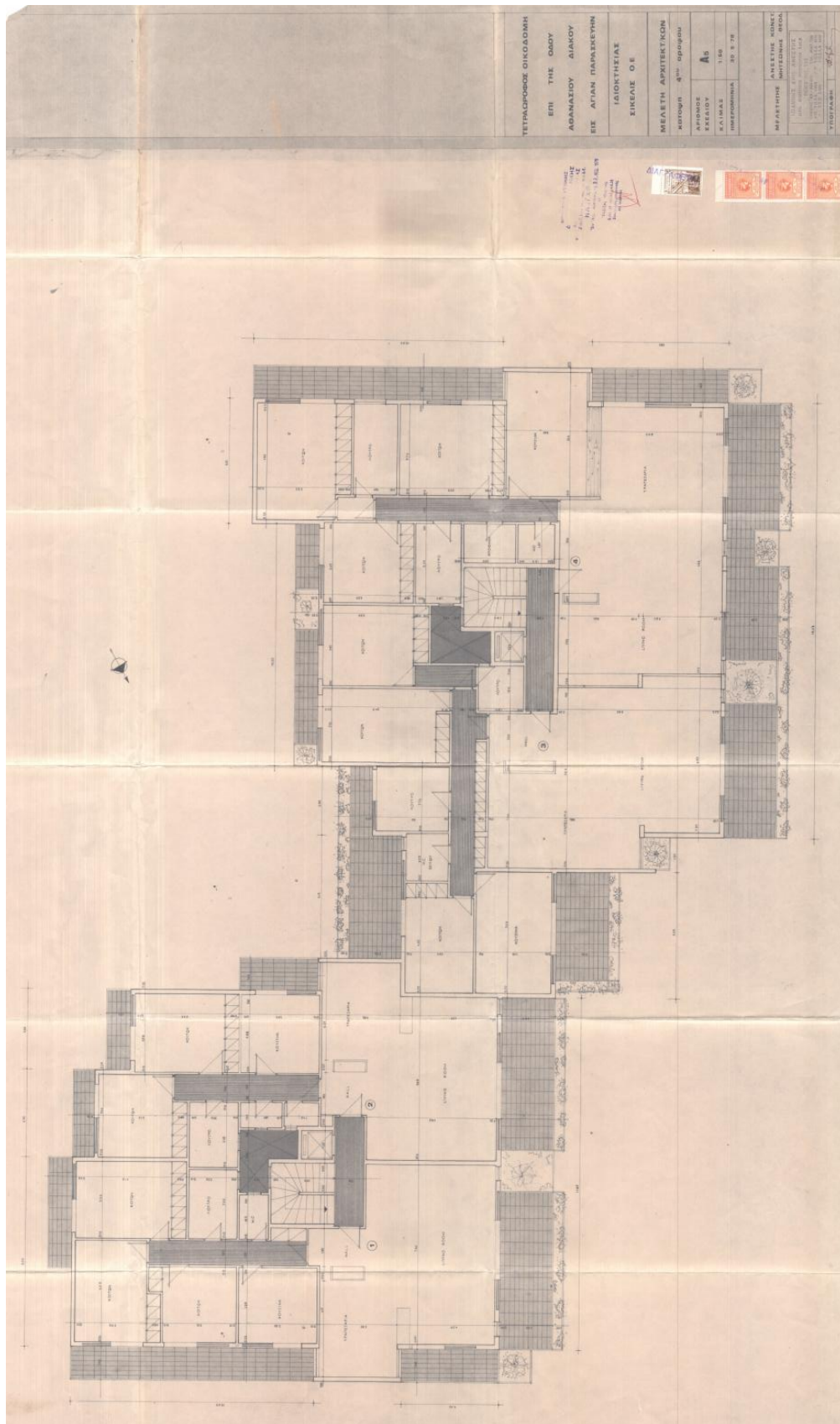
Σχήμα Α - 4: Ξυλότυπος θεμελίωσης



Σχήμα Α - 6: Κάτοψη ισογείου



Σχήμα Α - 7: Κάτοψη τυπικού ορόφου



Σχήμα Α - 8: Κάτοψη 4^{ου} ορόφου