

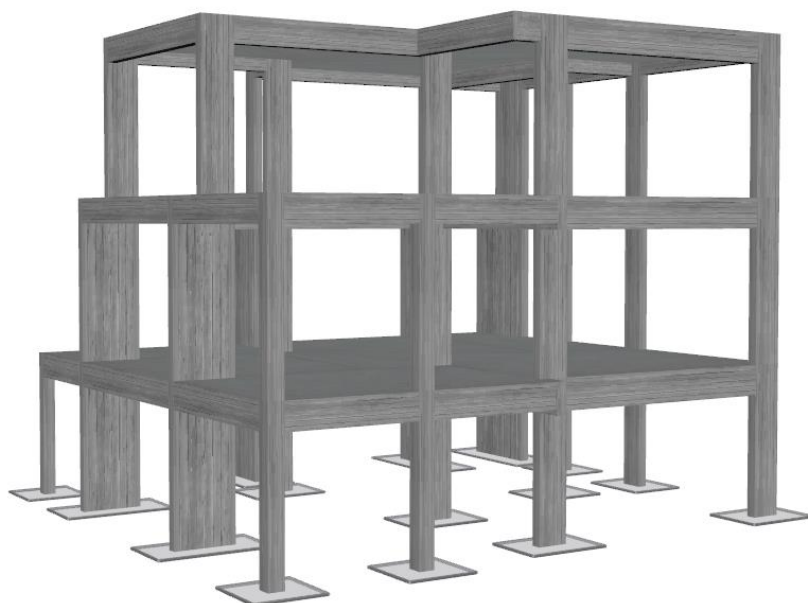


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Αποτίμηση Σεισμικών Απωλειών 3-όροφου υφιστάμενου κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος με χρήση Δευτεροβάθμιων Μεθόδων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Χαρίλαος Γιαννίκης

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Μάρτιος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021/1

Γιαννίκης Χ. (2021).
Αποτίμηση Σεισμικών Απωλειών 3-όροφου υφιστάμενου κτιρίου Οπλισμένου
Σκυροδέματος με χρήση Δευτεροβάθμιων Μεθόδων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021/1
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Giannikis Ch. (2021).
Seismic Loss Assessment of a 3-storey existing Reinforced Concrete building using Second-
Degree Methods
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021/1
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας Περιεχομένων

| | |
|---|----|
| Περίληψη | 2 |
| Abstract | 3 |
| Ευχαριστίες | 4 |
| 1 Εισαγωγή | 5 |
| 1.1 Γενικά | 5 |
| 1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος | 5 |
| 1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος | 8 |
| 1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ. | 8 |
| 1.3.2 Μέθοδος Παρδαλόπουλου Σ. – Πανταζοπούλου Σ. | 11 |
| 1.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) | 18 |
| 2 Περιγραφή του Φορέα | 20 |
| 2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά του Φορέα | 20 |
| 2.2 Προσομοίωση Φορέα | 21 |
| 3 Εφαρμογή Προσεισμικών Ελέγχων και ΚΑΝ.ΕΠΕ. | 22 |
| 3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος | 22 |
| 3.2 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι | 23 |
| 3.2.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ. | 23 |
| 3.2.2 Μέθοδος Παρδαλόπουλου Σ. – Πανταζοπούλου Σ. | 29 |
| 3.3 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) | 31 |
| 3.3.1 Εφαρμογή Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) | 31 |
| 3.3.2 Ιδιομορφική Ανάλυση | 31 |
| 3.3.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση | 34 |
| 3.4 Συμπεράσματα – Σύγκριση Μεθόδων | 41 |
| 4 Οικονομοτεχνική Αποτίμηση Κατασκευής | 43 |
| 4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας | 43 |
| 4.2 Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών | 47 |
| 5 Βιβλιογραφία | 54 |
| Παράρτημα Α. Σχέδια – Πίνακες Οπλισμών | 55 |

Αποτίμηση Σεισμικών Απωλειών 3-όροφου υφιστάμενου κτιρίου από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με χρήση Δευτεροβάθμιων Μεθόδων

Γιαννίκης Χ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Ο καθορισμός της αντισεισμικής ικανότητας μίας κατασκευής γίνεται κατ' εξοχήν μέσω του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.). Όμως, επειδή η πλήρης εφαρμογή του αποτελεί μία χρονοβόρα και δαπανηρή διαδικασία, μελετάται η εισαγωγή μίας ταχείας μεθόδου Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου. Συγκεκριμένα, μελετήθηκε ένα 3-όροφο υφιστάμενο κτίριο που έχει χρήση κατοικίας, είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και κατασκευάστηκε το 1995, στα Ιωάννινα.

Αρχικά, εφαρμόστηκε ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος, όπου προσδιορίζεται η κατηγορία προτεραιότητας ελέγχου για τον φορέα, καθώς και οι δύο προτεινόμενοι (Δρίτσου Σ. και Παρδαλόπουλου Σ. – Πανταζοπούλου Σ.) Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι. Η πρώτη Δευτεροβάθμια Μέθοδος προσδιορίζει προσεγγιστικά το βαθμό ανεπάρκειας της κατασκευής, καθώς και την τέμνουσα βάση, ενώ η δεύτερη προσδιορίζει τις μορφές αστοχίας, αλλά και τη σεισμική επιτάχυνση κατά την πρώτη αστοχία. Έπειτα, εφαρμόστηκε ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) μέσω του λογισμικού «SeismoBuild», όπου έγινε πλήρης ανελαστική στατική ανάλυση, ως μέτρο σύγκρισης και αξιολόγησης των δύο προηγούμενων μεθόδων.

Επιπρόσθετα, με τα αποτελέσματα της ανελαστικής στατικής ανάλυσης και του λογισμικού «SPO2FRAG» προσδιορίστηκαν οι στάθμες επιτελεσματικότητας της κατασκευής, καθώς και οι καμπύλες τρωτότητάς τους. Τέλος, μέσω του «PACT FEMA P-58», έγινε εκτίμηση των μέσων ετησίων επισκευαστικών απωλειών που πιθανόν να παρουσιάσει η κατασκευή λόγω σεισμικής διέγερσης.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2021/1

Seismic Loss Assessment of a 3-storey existing Reinforced Concrete building using Second-Degree Methods

Giannikis Ch. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

The identification of a structure's earthquake resistance is mainly made with the use of the seismic retrofit code (KAN.EPE. in Greece). However, since its full application is a time-consuming and costly process, the introduction of a rapid simplified method for seismic assessment is being considered. Specifically, a 3-storey existing residential building was studied; it is made of reinforced concrete, built in 1995 and located in Ioannina.

Initially, the Rapid Visual Inspection method, which defines the “need” of further checking for the building, as well as the two proposed (Dritsos S. and Pardalopoulos S. - Pantazopoulou S.) rapid seismic assessment methods were applied. The first rapid seismic assessment method determines the approximate degree of inadequacy of the construction, as well as the base shear, while the second one identifies the forms of failure and the seismic acceleration during the appearance of the first failure. Afterwards, the Greek seismic retrofit code (KAN.EPE.) was applied, by the means of the “SeismoBuild” software, where a complete inelastic static analysis was made, so as to compare and evaluate the two previous methods.

Furthermore, the performance levels of the structure and their corresponding fragility curves were estimated, using the results of the inelastic static analysis and the “SPO2FRAG” software. To conclude, by the means of “PACT FEMA P-58”, the average annual repair loss that the structure is likely to experience due to seismic excitation was estimated.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον αναπληρωτή καθηγητή Δημήτρη Βαμβάτσικο για την ευκαιρία που μου έδωσε να εκπονήσω την παρούσα διπλωματική εργασία, για την άριστη συνεργασία μας και τη συνεχή καθοδήγησή του. Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω την οικογένεια μου που με στήριξε όλα αυτά τα χρόνια. Τέλος, ευχαριστώ τη φίλη μου Κωνσταντίνα για την εμπιστοσύνη της όσον αφορά τη μελέτη του συγκεκριμένου κτιρίου, το οποίο αποτελεί τη μόνιμη κατοικία της.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Πραγματοποιήθηκε μελέτη σεισμικής αποτίμησης για ένα 3-όροφο υφιστάμενο κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα, στα Ιωάννινα, κατασκευασμένο το 1995. Στο 1^ο κεφάλαιο δίνεται το θεωρητικό υπόβαθρο, καθώς και τα αναλυτικά βήματα των μεθόδων που εφαρμόστηκαν. Στο 2^ο γίνεται περιγραφή του φορέα και του μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό. Στο 3^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά οι μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν και στο τέλος αποτυπώνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων τους. Για τον Πρωτοβάθμιο [8] και τους Δευτεροβάθμιους Προσεισμικούς Ελέγχους [2],[16],[17],[18] χρησιμοποιήθηκαν απλά υπολογιστικά φύλλα. Για τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ) [5] έγινε η χρήση του λογισμικού «SeismoBuild» [19], όπου έγινε η πλήρης στατική ανελαστική ανάλυση του φορέα. Το 4^ο Κεφάλαιο αφορά την οικονομοτεχνική αποτίμηση της κατασκευής. Αρχικά, εισάγονται οι καμπύλες ικανότητας και τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα στο λογισμικό «SPO2FRAG» [9] με σκοπό τον υπολογισμό των καμπύλων τρωτότητάς του. Τέλος, με το λογισμικό «PACT FEMA P-58» [12],[13],[14],[15] γίνεται εκτίμηση του ετήσιου πιθανού κόστους επισκευών για την κατασκευή λόγω σεισμικής διέγερσης.

1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (Τ.Ο.Ε.) [8] αποτελεί την πρώτη φάση αποτίμησης, κατά την οποία γίνεται η πρώτη καταγραφή και ταχεία απογραφή της σεισμικής ικανότητας των υφιστάμενων κτιρίων. Γίνεται απλά και γρήγορα μέσω της συμπλήρωσης του Δελτίου Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας (ΔΕ.ΔΟ.ΤΑ). Χρειάζεται, επίσης, να σχεδιαστούν σκαριφήματα της χαρακτηριστικής κάτοψης και τομής του κτιρίου, καθώς και μια φωτογραφία της όψης του. Προκειμένου να εξασφαλιστεί η αξιοπιστία των στοιχείων που συμπληρώθηκαν κατά τον έλεγχο, είναι ανάγκη να βρεθεί και να χρησιμοποιηθεί η αρχική μελέτη του κτιρίου. Το Δελτίο Ελέγχου αποτελείται από οκτώ (8) ενότητες προς συμπλήρωση:

- Ενότητα Α: εμπεριέχει στοιχεία για το κτίριο σχετικά με την περιοχή της Ελλάδας που βρίσκεται, τη χρήση του και τον μέγιστο αριθμό ατόμων που συγκεντρώνονται σε αυτό.
- Ενότητα Β: περιλαμβάνει τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, καθώς και το έδαφος της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ.).
- Ενότητα Γ: αφορά το δομικό τύπο του κτιρίου (Κατασκευή Οπλισμένου Σκυροδέματος, Προκατασκευή, Κατασκευή Φέρουσας Τοιχοποιίας, Χαλύβδινη Κατασκευή) και τη χρονολογία κατασκευής του, που συνδέεται άμεσα με τον Κανονισμό σχεδιασμού του φέροντα οργανισμού της.
- Ενότητα Δ: περιέχει γενικά τεχνικά στοιχεία του κτιρίου όπως ο αριθμός υπόγειων και υπέργειων ορόφων, η επιφάνεια του τυπικού ορόφου και ολόκληρου του κτιρίου, το έτος κατασκευής, η διαθεσιμότητα μελέτης, εάν και πότε έχει ενισχυθεί το κτίριο και η κατηγορία σπουδαιότητας του σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ.).

- Ενότητα Ε: καταγράφονται χαρακτηριστικά σχετικά με τη γενική τρωτότητα του κτιρίου έναντι σεισμού. Τα χαρακτηριστικά αυτά είναι : εάν έχει εφαρμοστεί αντισεισμικός κανονισμός, οι προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, η κακή κατάσταση λόγω έλλειψης συντήρησης, ο κίνδυνος κρούσης με γειτονικά κτίρια, η ύπαρξη μαλακού ορόφου, η κανονικότητα διάταξης των τοιχοπληρώσεων, το ύψος του, η κανονικότητα του σε κάτοψη και τομή, η ευστρεφία του και η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων.

- Ενότητα ΣΤ, Ζ: σχετίζονται με τυχόν άλλες αυθαιρεσίες αντισεισμικής και όχι μόνο φύσεως που δεν έχουν βαθμονομηθεί καταλλήλως και πρέπει να ληφθούν υπόψη.

- Ενότητα Η: συνυπολογίζονται όλες οι παραπάνω ενότητες, ώστε να προκύψει η τελική βαθμολόγηση του κτιρίου.

Σύμφωνα με τον Πίνακα 1.1, επιλέγεται ο Δομικός Τύπος για την κατασκευή και βάσει των συμπληρωμένων ενοτήτων του Δελτίου Ελέγχου που αναφέρθηκαν παραπάνω, γίνεται η Δομική Βαθμολόγηση του φορέα αθροίζοντας τις τιμές του Πίνακα 1.2, ο οποίος στα πλαίσια της διπλωματικής εργασίας περιλαμβάνει μόνο τους δομικούς τύπους Οπλισμένου Σκυροδέματος. Τέλος, αφού υπολογισθεί η Τελική Βαθμολόγηση του κτιρίου, γίνεται η κατάταξη του, σύμφωνα με τον Πίνακα 1.3.

Πίνακας 1.1: Πίνακας Δομικών Τύπων [8]

| Δ.Τ | Περιγραφή Φέροντος Οργανισμού | Εφαρμοσθέντες Κανονισμοί Μελέτης/Κατασκευής |
|-----------------|---|---|
| ΟΣ _α | Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, παλαιότερα | Χωρίς Κανονισμούς, ή Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (Α/Σ'59) Κανονισμός Σκυροδέματος 1954 (Κ/Σ'54) Ουσιαστικώς, κτίρια μέχρι και το 1985 |
| ΟΣ _β | Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, νεότερα | Α/Σ'59 με πρόσθετα άρθρα 1985 (Α/Σ'85), Κ/Σ'54 Ουσιαστικώς, κτίρια της περιόδου 1986 έως και 1995/2000 |
| ΟΣ _γ | Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, σύγχρονα | Α/Σ: ΝΕΑΚΚ/Σ: ΝΕΚΟΣ Σύγχρονα κτίρια, με το πλαίσιο των σύγχρονων Κανονισμών |

Πίνακας 1.2: Πίνακας Γενικής Δομικής Βαθμολογίας υφιστάμενων κτιρίων Ο.Σ. [8]

| Παράμετρος | ΟΣ _α | ΟΣ _β | ΟΣ _γ |
|---|-----------------|-----------------|-----------------|
| Βαθμολογία βάση Δομικού Τύπου | 6.0 | 7.0 | 8.0 |
| Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I | -0.5 | -1.0 | -0.5 |
| Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ή III | -1.5 | -1.5 | -1.0 |
| Έδαφος κατηγορίας B | -0.3 | -0.3 | -0.3 |
| Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ | -0.6 | -0.6 | -0.6 |
| Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων | -0.8 | -0.8 | -0.8 |
| Έδαφος Χ | -0.8 | -0.8 | -0.8 |
| Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό | -0.5 | - | - |
| Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα | -1.0 | -0.5 | -0.5 |
| Κακή κατάσταση | -0.5 | -0.5 | -0.5 |
| Κρούση με γειτονικά κτίρια | -0.5 | -0.5 | - |
| Pilotis ή/και Κοντά Υποστυλώματα | -1.5 | -1.5 | -0.5 |
| Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη | 0.5 | 0.5 | - |
| Μεγάλο ύψος | -1.0 | -0.5 | -0.5 |
| Μη κανονικότητα σε τομή | -1.0 | -0.5 | -0.5 |
| Μη κανονικότητα σε κάτοψη | -1.0 | -0.5 | -0.5 |
| Στρέψη (έντονη) | -0.5 | -0.5 | -0.5 |
| Ένταση λειτουργίας | 0.2 ή 0.5 | 0.2 ή 0.5 | 0.2 ή 0.5 |
| Αριθμός χρηστών ≤ 9 | -0.2 | -0.2 | -0.2 |
| Αριθμός χρηστών 10-99 | -0.4 | -0.4 | -0.4 |
| Αριθμός χρηστών ≥ 100 | -0.6 | -0.6 | -0.6 |

Πίνακας 1.3: Κατάταξη Προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου κτιρίων

| Βαθμολογία | Κατηγορία |
|------------------------|--|
| $\tau.\beta \leq 4$ | Υψηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου |
| $4 < \tau.\beta < 5.5$ | Μέση προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου |
| $\tau.\beta \geq 5.5$ | Χαμηλή προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου |

1.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Η συγκεκριμένη μεθοδολογία [2] αποτελεί μία προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα σε σχέση με τη σεισμική τους απαίτηση, όπως ορίζεται στις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις.

Αν υπάρχει η στατική μελέτη, αξιοποιούνται οι παραδοχές της και τα γεωμετρικά δεδομένα, εφόσον επαληθευθεί δειγματοληπτικά, ως προς την αξιοπιστία εφαρμογής της (πλήρως μεν ως προς τη διάταξη των προβλεπόμενων στοιχείων και δειγματοληπτικά ως προς τους οπλισμούς, αντοχές σκυροδέματος κλπ.). Αν δεν υπάρχει η σχετική τεκμηρίωση, τότε απαιτείται αποτύπωση του Φέροντα Οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Όσον αφορά την ποιότητα των υλικών, απαιτείται μόνον ο προσδιορισμός της αντοχής του σκυροδέματος, προαιρετικά, με δειγματοληπτικούς ελέγχους, κυρίως στα κατακόρυφα στοιχεία, εναλλακτικά λαμβάνοντας τις αυθαίρετες (προσεγγιστικές) αντιπροσωπευτικές τιμές του Κανονισμού Επεμβάσεων [5].

Σκοπός της μεθόδου είναι ο προσδιορισμός του προσεγγιστικού δείκτη ανεπάρκειας λ , έχοντας πρώτα υπολογίσει τη σεισμική επιβάρυνση και αντίσταση του κτιρίου, συνεκτιμώντας τα πρόσθετα κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης που επηρεάζουν την τρωτότητά του.

Τα κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης συνοψίζονται σε δεκατρία (13) και παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.4. Σε κάθε κριτήριο αντιστοιχεί ένας βαθμός επιβάρυνσης που καθορίζεται από την εκτίμηση του μηχανικού που διενεργεί την μελέτη. Αποτέλεσμα τους είναι ο υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή επιρροής των κριτηρίων β , συνεκτιμώντας το συντελεστή βαρύτητας του εκάστου κριτηρίου.

Πίνακας 1.4: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης. [2]

| Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης | | Βαθμός Επιβάρυνσης - β_i | | | | | Συντελ. Βαρύτητας σ_i |
|--------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|---|---|---|---|------------------------------|
| | | 0 max | 1 | 2 | 3 | 4 | |
| 1 | Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας | | | | | | 0.10 |
| 2 | Οξείδωση Οπλισμών | | | | | | 0.10 |
| 3 | Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου | | | | | | 0.05 |
| 4 | Κανικότητα Κάτοψης | | | | | | 0.05 |
| 5 | Κατανομή Δυσκαμψίας σε Κάτοψη-Στρέψη | | | | | | 0.10 |
| 6 | Κανονικότητα σε Τομή/Οψη | | | | | | 0.05 |
| 7 | Κατανομή Δυσκαμψίας Καθ' Ύψος | | | | | | 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 |

Ακολουθούν τα βήματα και οι σχέσεις για τον υπολογισμό του δείκτη ανεπάρκειας - λ .

- Υπολογισμός Σεισμικής Απαίτησης - V_{req} :

$$V_{req} = MS_d(T) \quad (1.1)$$

M : μάζα κτιρίου

T : ιδιοπερίοδος της κατασκευής

$S_d(T)$: φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού ΕΚ-8 [4]

q : συντελεστής συμπεριφοράς [5]

- Υπολογισμός Σεισμικής Αντίστασης - V_R :

$$V_R = \beta V_{R0} \quad (1.2)$$

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i \beta_i}{5} \quad (1.2\alpha)$$

$$V_{R0} = \alpha_1 \sum V_{Ri}^{Υ/Σ} + \alpha_2 \sum V_{Ri}^{\text{τοιχωμάτων}} + \alpha_3 \sum V_{Ri}^{\text{κοντά Υ/Σ}} \quad (1.2\beta)$$

V_{R0} : προσεγγιστική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου
 $\alpha_{1,2,3}$: συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής – Πίνακας 1.5
 β : μειωτικός συντελεστής επιρροής των κριτηρίων
 V_{Ri} : διατμητική αντοχή κατακόρυφων στοιχείων από ΕΚ-2 [3]

Πίνακας 1.5: Συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής [2]

| Είδος Κατακόρυφων Στοιχείων | α_1 | α_2 | α_3 |
|---|------------|------------|------------|
| Υποστυλώματα + Τοιχώματα + Κοντά Υποστυλώματα | 0.5 | 0.7 | 0.9 |
| Υποστυλώματα + Τοιχώματα | 0.7 | 0.9 | - |
| Υποστυλώματα + Κοντά Υποστυλώματα | 0.7 | - | 0.9 |
| Υποστυλώματα | 0.8 | - | - |

Έπειτα, γίνεται ο υπολογισμός της Τέμνουσας Αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων, με βάση τις σχέσεις 1.3 – 1.10 [2], που προέρχονται από τον ΕΚ-2 [4]:

$$V_{Ri} = \min(V_{Rd,s}, V_M) \quad (1.3)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} N_d + \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (1.4)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (1.5)$$

$$M_R = \mu b h^2 f_{cd} \quad (1.6)$$

$$x = l_w \frac{A_{sv} f_{yd} + N}{2A_{sv} f_{yd} + 0.681 l_w b f_{cd}} \quad (1.7)$$

$$M_{Rdk} = 0.5(A_{sv} f_{yd} + N)(l_w - x) \quad (1.8)$$

$$M_{Rd, \acute{\alpha}κρω\omega\upsilon\eta} = (0.5lw - d_1)(A_{s, \acute{\alpha}κρω\omega\upsilon\eta} f_{yd} + N) \quad (1.9)$$

$$M_{Rd} = M_{Rdk} + M_{Rd, \acute{\alpha}κρω\omega\upsilon\eta} \quad (1.10)$$

- Υπολογισμός Δείκτη Ανεπάρκειας – λ :

- Χωρίς επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_{x/y} = \frac{V_{req,x/y}}{V_{R,x/y}} \quad (1.11)$$

- Με επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{R,x} + 0.3V_{R,y}} \quad (1.12\alpha)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.3V_{req,x}}{V_{R,y} + 0.3V_{R,x}} \quad (1.12\beta)$$

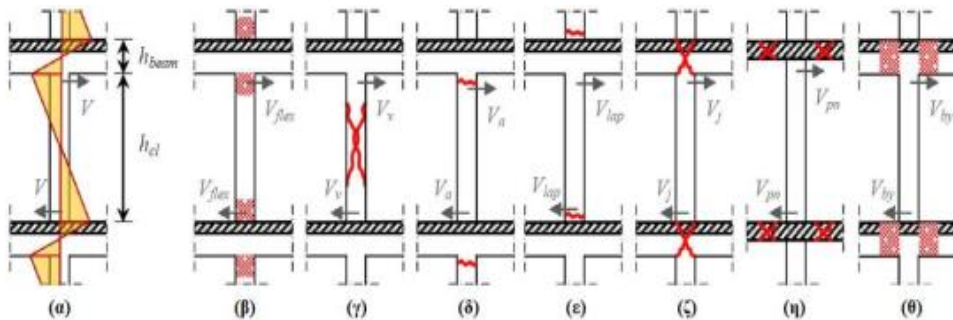
1.3.2 Μέθοδος Παρδαλόπουλου Σ. – Πανταζοπούλου Σ.

Η μέθοδος των Παρδαλόπουλου – Πανταζοπούλου ή αλλιώς Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας [16],[17],[18] μπορεί να χρησιμοποιηθεί χωρίς τη χρήση κάποιου λογισμικού και προσφέρει μία γρήγορη αποτίμηση της αντισεισμικής ικανότητας υφιστάμενων κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Η εφαρμογή της χρειάζεται μόνο ορισμένα βασικά στοιχεία της στατικής μελέτης του υπό μελέτη κτιρίου όπως ο αριθμός, το καθαρό ύψος και το εμβαδόν των ορόφων, η ποιότητα του σκυροδέματος και του χάλυβα όπλισης, οι διαστάσεις και η διαμήκης και εγκάρσια όπλιση των κατακόρυφων στοιχείων, καθώς και η θέση τους σε σχέση με ένα σημείο αναφοράς. Η μεθοδολογία διακρίνεται σε τρία βήματα:

- Βήμα 1^ο : προσδιορισμός του σχήματος παραμορφώσεως του εξεταζόμενου κτιρίου, που θα αποκτήσει τη στιγμή της σεισμικής διέγερσης, κατά την οποία σημειώνεται η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του, σε κάθε μία από τις δύο κύριες διευθύνσεις. Ακόμη, προσδιορίζεται ο κρίσιμος όροφος.
- Βήμα 2^ο : προσδιορισμός του κυρίαρχου μηχανισμού αστοχίας των κατακόρυφων στοιχείων του κτιρίου και υπολογισμός του δείκτη αντίστασης $R_{fail,cr}$ του κρίσιμου ορόφου και για τις δύο διευθύνσεις.

Οι πιθανές μορφές αστοχίας που μπορούν να εμφανιστούν στα κατακόρυφα στοιχεία είναι:

- Διαρροή κύριων οπλισμών Υ/Σ – Πλάστιμος τρόπος αστοχίας
- Διατμητική αστοχία κορμού Υ/Σ – Ψαθυρός τρόπος αστοχίας
- Αστοχία αγκυρώσεων κύριου οπλισμού Υ/Σ – Ψαθυρός τρόπος αστοχίας
- Αστοχία υπερκαλύψεων κύριου οπλισμού Υ/Σ – Ψαθυρός τρόπος αστοχίας
- Διατμητική αστοχία κόμβων – Ψαθυρός τρόπος αστοχίας
- Διάτρηση Πλακών (Μυκητοειδής) – Ψαθυρός τρόπος αστοχίας
- Δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις συντρέχουσες δοκούς – Πλάστιμος τρόπος αστοχίας



Σχήμα 1.1: (α) κατανομή ροπής λόγω σεισμικής καταπόνησης καθ' ύψος της υποστύλωσης, (β) διαρροή κύριων οπλισμών, (γ) διατμητική αστοχία κορμού, (δ) αστοχία αγκυρώσεων κύριων οπλισμών, (ε) διατμητική αστοχία κόμβων, (η) διάτρηση πλακών, (θ) δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς. [16]

Ακολουθούν οι σχέσεις 1.13 – 1.19 [17] για τον υπολογισμό της αντοχής σε τέμνουσα υποστύλωσης για τους παραπάνω πιθανούς τρόπους αστοχίας.

- Τέμνουσα Αντοχή για διαρροή κύριων οπλισμών – V_{flex} :

$$V_{flex} = \left[\rho_{l,tot} \frac{f_y}{f_c} (1 - 0.4\xi) + \nu \left(\frac{h}{d} - 0.8\xi \right) \right] \frac{bd^2 f_c}{h_{cl}} \quad (1.13)$$

$\rho_{l,tot}$: ποσοστό συνολικού διαμήκους οπλισμού Υ/Σ (υποστύλωσης)

$A_{s,tot}$: συνολικός διαμήκης οπλισμός στην κρίσιμη διατομή Υ/Σ

d : στατικό ύψος διατομής

f_y : τάση διαρροής διαμήκους οπλισμού

f_c : μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

ξ : ανηγμένο ύψος της θλιβόμενης ζώνης

ν : ανηγμένο αξονικό φορτίο

h_{cl} : καθαρό ύψος Υ/Σ

- Τέμνουσα Αντοχή έναντι διάτμησης κορμού - V_v :

$$V_v = v \cdot \tan \alpha b d f_c + A_{tr} f_{st} \frac{d(1-\xi)}{s} \cot \theta_v, \text{ για } v \geq 0.1 \quad (1.14\alpha)$$

$$V_v = A_{tr} f_{st} \frac{d(1-\xi)}{s} \cot \theta_v, \text{ για } v \geq 0.1 \quad (1.14\beta)$$

$\tan \alpha = (h/d - 0,8\xi)d/h_{cl}$, όπου $\alpha \leq \theta_v$ η γωνία του θλιπτήρα ($\theta_v=45^\circ$ για $v < 0.1$, $\theta_v=30^\circ$ για $v \geq 0.25$, σε ενδιάμεσες τιμές γίνεται γραμμική παρεμβολή) είναι η γωνία που καθορίζει τον αριθμό των σκελών των συνδετήρων που ενεργοποιούνται στο επίπεδο απόσχισης

A_{tr} : συνολικό εμβαδό των σκελών της συνδετήρα

s : απόσταση συνδετήρων καθ' ύψος του Y/Σ

f_{st} : τάση διαρροής συνδετήρων

- Τέμνουσα Αντοχή έναντι αστοχίας αγκυρώσεων κύριων οπλισμών - V_a :

$$V_a = \left[\rho_{tot} \frac{\left\{ \min \frac{4L_a f_b}{D_b} + a_{hook} 50 f_b : f_y \right\}}{f_c} (1 - 0.4\xi) + v \left(\frac{h}{d} - 0.8\xi \right) \right] \frac{b d^2 f_c}{h_{cl}} \quad (1.15)$$

L_a : μήκος αγκύρωσης διαμήκους οπλισμού Y/Σ

D_b : διάμετρος της ράβδου του διαμήκους οπλισμού Y/Σ

$a_{hook} = 1$ για άγκιστρο, 0 όταν δεν υπάρχει άγκιστρο

$f_b = 2f_{b,o}$: ονομαστική αντοχή του σκυροδέματος σε συνάφεια (MC2010,2010)

$f_{b,o} = n_1(f_c/20)^{0.5}$

$n_1 = 1.8$ για χάλυβες με νευρώσεις, 0.9 για λείους χάλυβες

- Τέμνουσα Αντοχή έναντι ματίσεων κύριου οπλισμού - V_{lap} :

$$V_{lap} = \frac{\left[\min \left\{ \left(\mu_{fr} L_{lap} \left[\frac{A_{tr}}{s} f_{st} + a_b (b - N_b D_b) f_t \right] + a_{hook} 50 N_b A_b f_b \right) : N_b A_b f_y \right\} d (1 - 0.4\xi) + v b d^2 f_c \left(\frac{0.5h}{d} - 0.4\xi \right) \right]}{h_{cl}/2} \quad (1.16)$$

μ_{fr} : συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας ράβδου-σκυροδέματος, [0.2~0.3] λείες ράβδοι, [1~1.5] ράβδοι με νευρώσεις

L_{lap} : μήκος μάτισης κύριων οπλισμών

a_b : 1 για οπλισμούς με νευρώσεις, 0 για λείους οπλισμούς

N_b : αριθμός διαμήκων ράβδων που βρίσκονται σε εφελκυσμό

A_b : εμβαδόν διατομής μιας ράβδου που βρίσκεται σε εφελκυσμό

$f_t = 0.3f_c^{2/3}$: εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος

- Τέμνουσα Αντοχή έναντι αστοχίας κόμβων – V_j :

Αοπλοι ή ελαφρά οπλισμένοι κόμβοι:

$$V_j = \gamma_j 0.5 \sqrt{f_c} \sqrt{1 + \frac{v_j f_c}{0.5 \sqrt{f_c}} \frac{b_j d d_{beam}}{h_{cl}}} \quad (1.17\alpha)$$

Οπλισμένοι κόμβοι:

$$V_j = \left[\gamma_j 0.5 \sqrt{f_c} \sqrt{1 + \frac{v_j f_c}{0.5 \sqrt{f_c}} \frac{b_j d d_{beam}}{h_{cl}}} \right] \sqrt{1 + \rho_{j,horiz} \frac{f_{st}}{f_t}} \quad (1.17\beta)$$

γ_j : 1.4 για εσωτερικούς κόμβους, 1.0 για εξωτερικούς

$b_j = (b + b_{beam})/2$

d_{beam} : στατικό ύψος δοκού

$\rho_{j,horiz}$: $A_{tr}/(sb_j)$

- Τέμνουσα Αντοχή έναντι διάτρηση πλακών – V_{pn} :

$$V_{pn} = \frac{0.12 \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{sl}}}; 2 \right\} (100 \rho_{l,sl} f_c)^{\frac{1}{3}} d_{sl} 0.25 u_{crit} (h + 4d_{sl})}{h_{cl}} \quad (1.18)$$

d_{sl} : στατικό ύψος πλάκας

$\rho_{l,sl}$: συνολικό ποσοστό διαμήκους εφελκόμενου οπλισμού της πλάκας στην περιοχή της στήριξης

u_{crit} : μήκος κρίσιμης περιμέτρου διατήσεως

- Τέμνουσα Αντοχή λόγω δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στις συντρέχουσες δοκούς - V_{by} :

$$V_{by} = \frac{0.85 \rho_{beam} b_{beam} d_{beam}^2 f_y^{beam}}{h_{cl}} \quad (1.19)$$

ρ_{beam} : ποσοστό εφελκόμενου οπλισμού δοκού, στην περίπτωση εσωτερικών κόμβων προκύπτει ως ο συνολικός διαμήκους οπλισμός, ενώ στην περίπτωση των εξωτερικών με τον μέγιστο διαμήκη της άνω ή κάτω παρειάς.

f_y^{beam} : τάση διαρροής του κύριου οπλισμού δοκού

Για να γίνει ο έλεγχος της διαθέσιμης αντίστασης για κάθε υποστύλωμα και για της δύο διευθύνσεις του κρίσιμου ορόφου, υιοθετείται ο δείκτης αντίστασης r από τις Σχέσεις 1.20-1.25 [17] και υπολογίζεται και για τις δύο διευθύνσεις. Ο δείκτης αποτελεί το λόγο της τέμνουσας αντοχής των ψαθυρών τρόπων αστοχίας ως προς την τέμνουσα αντοχής για διαρροή των κύριων οπλισμών του υποστυλώματος.

$$r_v = \frac{V_v}{V_{flex}} \quad (1.20)$$

$$r_a = \frac{V_a}{V_{flex}} \quad (1.21)$$

$$r_{lap} = \frac{V_{lap}}{V_{flex}} \quad (1.22)$$

$$r_j = \frac{V_j}{V_{flex}} \quad (1.23)$$

$$r_{pn} = \frac{V_{pn}}{V_{flex}} \quad (1.24)$$

$$r_{by} = \frac{V_{by}}{V_{flex}} \quad (1.25)$$

Η μορφή αστοχίας ενός υποστυλώματος ορίζεται από την ελάχιστη τιμή του δείκτη αντίστασης r , σύμφωνα με την Σχέση 1.26 [16] και συγκρίνεται με τον δείκτη αντίστασης - r_{by} που αντιστοιχεί στην περίπτωση του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στις συντρέχουσες δοκούς r_{by} .

$$r_{fail} = \min(r_v, r_a, r_{lap}, r_j, r_{pn}, r_{by}) \quad (1.26)$$

- $r_{fail} > r_{by}$: εμφάνιση πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των συντρεχουσών δοκών
- $r_{fail} < r_{by}$ και $r_{fail} > 1$: πλαστικές αρθρώσεις στο υποστύλωμα
- $r_{fail} < r_{by}$ και $r_{fail} < 1$: ψαθυρή αστοχία στο υποστύλωμα

- Βήμα 3^ο : υπολογισμός της μέγιστης επιτάχυνσης ή/και της μέγιστης κατακόρυφης στροφής, στην οποία μπορεί να υποβληθεί ο κρίσιμος όροφος του κτιρίου, κατά την έναρξη εκδήλωσης βλαβών.

Πίνακας 1.6: Τιμές των Ω , $2\pi\Omega$, $\Delta\Phi_1$ και Φ_s για κτίρια με σταθερό ύψος ορόφου, κανονικά σε κάτοψη και τύπου Pilotis. [16]

| Αριθμός Ορόφων | Κτίρια κανονικά σε κάτοψη | | | | | | | | Κτίρια τύπου Pilotis | | | |
|----------------|--|--------------|----------------|----------|-------------------------|--------------|----------------|----------|----------------------|----------------|----------------|----------|
| | $\Phi_1(z_i) = \sin(\pi \cdot z_i / (2H))$ | | | | $\Phi_1(z_i) = z_i / H$ | | | | | | | |
| n | Ω | $2\pi\Omega$ | $\Delta\Phi_1$ | Φ_s | Ω | $2\pi\Omega$ | $\Delta\Phi_1$ | Φ_s | Ω | $2\pi\Omega$ | $\Delta\Phi_1$ | Φ_s |
| 2 | 1.600 | 10.05 | 0.707 | 1.138 | 1.581 | 9.93 | 0.500 | 1.200 | \sqrt{n} | $2\pi\sqrt{n}$ | 1 | 1 |
| 3 | 2.231 | 14.02 | 0.500 | 1.183 | 2.160 | 13.57 | 0.333 | 1.286 | - | - | - | - |
| 4 | 2.865 | 18.00 | 0.383 | 1.205 | 2.739 | 17.21 | 0.250 | 1.333 | - | - | - | - |
| 5 | 3.501 | 22.00 | 0.309 | 1.219 | 3.317 | 20.84 | 0.200 | 1.364 | - | - | - | - |
| 6 | 4.138 | 26.00 | 0.259 | 1.228 | 3.894 | 24.47 | 0.167 | 1.385 | - | - | - | - |
| 7 | 4.774 | 30.00 | 0.223 | 1.234 | 4.472 | 28.10 | 0.143 | 1.400 | - | - | - | - |
| 8 | 5.411 | 34.00 | 0.195 | 1.239 | 5.050 | 31.73 | 0.125 | 1.412 | - | - | - | - |

- Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος – T :

$$T = 2\pi\Omega \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (1.27)$$

M : μάζα ορόφων υπερκείμενων του κρίσιμου από $G+\psi_2Q$

K : δυσκαμψία κρίσιμου ορόφου

$$K_{cr} = \frac{A_f}{h_{cl}} D^c \rho_{cr} \quad , \text{ κτίρια κανονικά σε κάτοψη} \quad (1.28\alpha)$$

$$K_{cr} = \frac{E_c}{3\left(\frac{h_{cl}}{h_{sec}}\right)^2} \frac{A_c}{h_{cl}} \quad , \text{ κτίρια τύπου Pilotis} \quad (1.28\beta)$$

$$D_c = (E_c/a) \cdot \left(\frac{h_{sec}}{h_{cl}}\right)^2 \quad (1.29)$$

$$\rho_{cr} = \rho_{c,cr} + \left(\frac{D^{mw}}{D^c}\right) \rho_{mw,cr} \quad (1.30)$$

$$D_{mw} = (0.1f_{mw}) / \left[\mu_{y,mw} \cdot \theta_{y,mw} \cdot \left(1 + \frac{h_{cl}^2}{l_{mw}^2}\right)^{0.5} \right] \quad (1.31)$$

A_f : εμβαδόν κρίσιμου ορόφου

A_c : συνολικό εμβαδόν Υ/Σ κρίσιμου ορόφου

A_{mw} : συνολικό εμβαδό τοιχοποιίας στη διεύθυνση της μετακίνησης

h_{cl} : καθαρό ύψος κρίσιμου ορόφου

h_{sec} : μέσος όρος διαστάσεων Υ/Σ για κάθε διεύθυνση

α : 2 για μικρές σχετικές μετακινήσεις, 3 για σχετικές μετακινήσεις - περίπου 0.5%

$$Ec = 4500\sqrt{f_c}$$

$$\rho_{c,cr} = A_c/A_f$$

$$\rho_{mw,cr} = A_{mw}/A_f$$

$f_{mw} = 1.5$ Μρα, θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας

$\mu_{y,mw} = 2$, πλαστιμότητα που αναπτύχθηκε στην τοιχοποιία

l_{mw} : καθαρό μήκος τοιχοποιίας

- Υπολογισμός σχετικής μετακίνησης κρίσιμου ορόφου – ID_{cr} :

$$ID_{cr} = 0,075\alpha_g \frac{\Delta\Phi_1\Phi_s(2\pi\Omega)^2}{h_{cl}} \frac{M}{K_{cr}} \quad , 0,15 \text{ s} \leq T \leq 0,5 \text{ s} \quad (1.32\alpha)$$

$$ID_{cr} = 0,0375\alpha_g \frac{1}{T} \frac{\Delta\Phi_1\Phi_s(2\pi\Omega)^2}{h_{cl}} \frac{M}{K_{cr}} \quad , 0,5 \text{ s} \leq T \leq 2,0 \text{ s} \quad (1.32\beta)$$

- Υπολογισμός της μέσης στροφής των υποστυλωμάτων κρίσιμου ορόφου – $\theta_{c,cr}$:

$$\theta_{c,cr} = \lambda_c ID_{cr} \quad (1.33)$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{1 + \lambda} \quad (1.34)$$

$$\lambda = (n_b EI_b h_{cl}) / (n_c EI_c L_b) \quad (1.35)$$

n_b : αριθμός δοκών που συντρέχουν στον τυπικό κόμβο του ορόφου

n_c : αριθμός υποστυλωμάτων που συντρέχουν στον τυπικό κόμβο ορόφου

EI_b : δυσκαμψία δοκών

EI_c : δυσκαμψία κατακόρυφων μελών

L_b : τυπικό μήκος δοκών που συντρέχουν στον τυπικό κόμβο ορόφου

- Υπολογισμός μέσης στροφής υποστλωμάτων για διαρροή κύριων οπλισμών – $\theta_{c,y}$:

$$\theta_{c,y} = 2.1\varepsilon_y \cdot h_{cl}/(6h_{sec}) \quad (1.36)$$

ε_y : παραμόρφωση διαρροής χάλυβα οπλισμού

- Υπολογισμός στροφής αστοχίας υποστλωμάτων – $\theta_{c,fail}$:

$$\theta_{c,fail} = \theta_{c,y} R_{fail} \quad (1.37)$$

- Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αστοχίας – $a_{g,lim}$:

$$a_{g,lim} = 4.667 \frac{R_{fail}}{\lambda_c} \frac{\varepsilon_y h_{cl}^2}{\Delta\Phi_1 \Phi_s (2\pi\Omega)^2 h_{sec}} \frac{K_{cr}}{M} \quad , 0.15 \text{ s} \leq T \leq 0.5 \text{ s} \quad (1.38\alpha)$$

$$a_{g,lim} = 9.3337 T \frac{R_{fail}}{\lambda_c} \frac{\varepsilon_y h_{cl}^2}{\Delta\Phi_1 \Phi_s (2\pi\Omega)^2 h_{sec}} \frac{K_{cr}}{M} \quad , 0.5 \text{ s} \leq T \leq 2.0 \text{ s} \quad (1.38\beta)$$

1.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] αποτελεί την κατ' εξοχήν μέθοδο αποτίμησης της φέρουσας ικανότητας και ανασχεδιασμού υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα. Ακόμη, πραγματεύεται τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή/και ενισχύσεις σε μία υφιστάμενη κατασκευή. Η συνηθέστερη μέθοδος ανάλυσης μιας κατασκευής είναι η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (Pushover Analysis). Η μέθοδος αυτή εκτελείται υπό την επίδραση των στατικών φορτίων ($G+\psi_2 Q$) και βαθμιαία αυξανόμενων σεισμικών φορτίων. Τα σεισμικά φορτία ακολουθούν κατανομές καθ' ύψος όπως τριγωνική, ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή. Η σεισμική ικανότητα κάθε κατασκευής καθορίζεται από τα αποτελέσματα της ανάλυσης μέσω του συνδυασμού των επιλεγμένων επιπέδων σεισμικής δράσης και των τριών βασικών σταθμών επιτελεστικότητας, δηλαδή του αποδεκτού επιπέδου βλαβών και παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.7 [5].

Πίνακας 1.7: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού [5]

| Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών | Στάθμη επιτελεσματικότητας φέροντος οργανισμού | | |
|---|--|------------------------|---------------------|
| | «Περιορισμένες βλάβες» | «Σημαντικές βλάβες» | «Οιονεί Κατάρρευση» |
| 10% | A1 | B1 | Γ1 |
| 50% | A2 | B2 | Γ2 |

Αναλυτικότερα για την κάθε στάθμη ισχύει:

- «Περιορισμένες Βλάβες» - A: 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 την δυσκαμψία τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- «Σημαντικές Βλάβες» - B: 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 ή βαριές - 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, και για ένα διάστημα μετά το σεισμό, χωρίς να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

Για τον καθορισμό των σημείων επιτελεσματικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής του χαρακτηριστικού κόμβου που αντιστοιχούν στα αντίστοιχα επίπεδα βλαβών, γίνεται χρήση της Σχέσης 1.39 [5]:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_e(T) \quad (1.39)$$

C_0, C_1, C_2, C_3 : διορθωτικοί συντελεστές [5]

T_e : ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος [5]

2 Περιγραφή του Φορέα

2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά του Φορέα

Πρόκειται για μία υφιστάμενη τριώροφη κατοικία, κατασκευασμένη το 1995 στα Ιωάννινα, με φέροντα οργανισμό από Οπλισμένο Σκυρόδεμα. Στους εξωτερικούς τοίχους υπάρχει διπλή μπατική τοιχοποιία και στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου, καθώς και δρομική τοιχοποιία στους εσωτερικούς. Η κάτοψη του ισόγειου έχει εμβαδόν 119.08 m^2 , του πρώτου ορόφου 115.76 m^2 και του δεύτερου 81.57 m^2 . Τα ύψη των ορόφων είναι 3.00 m , 3.25 m και 3.20 m αντίστοιχα. Τα στατικά σχέδια της κατασκευής καθώς και οι πίνακες των οπλισμών βρίσκονται στο Παράρτημα Α και στους Πίνακες 2.1 - 2.3 δίνονται πληροφορίες σχετικά με τα υλικά, τα φορτία, τη σεισμική ζώνη και το έδαφος.

Πίνακας 2.1: Υλικά της κατασκευής

| ΥΛΙΚΟ | ΠΟΙΟΤΗΤΑ | ΑΝΤΟΧΗ | |
|--------------------|----------|-----------|---------------------|
| | | Μέση(MPa) | Χαρακτηριστική(MPa) |
| Σκυρόδεμα | B160 | 16 | 12 |
| Χάλυβας Οπλισμών | StIII | 450 | 410 |
| Χάλυβας Συνδετήρων | StIII | 450 | 410 |

Πίνακας 2.2: Φορτία της κατασκευής [7]

| Μόνιμα (G) | Ίδιο Βάρος Ο.Σ (kN/m^3) | Επικαλύψεις (kN/m^2) | Τοιχοπλήρωση (Μπατική) (kN/m) |
|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------|--|
| | | 24 | 1.5 |
| Κινητά (Q) ($\psi_2 = 0.3$) | | Κατοικία (kN/m^2) | Εξώστες (kN/m^2) |
| | | 2 | 5 |

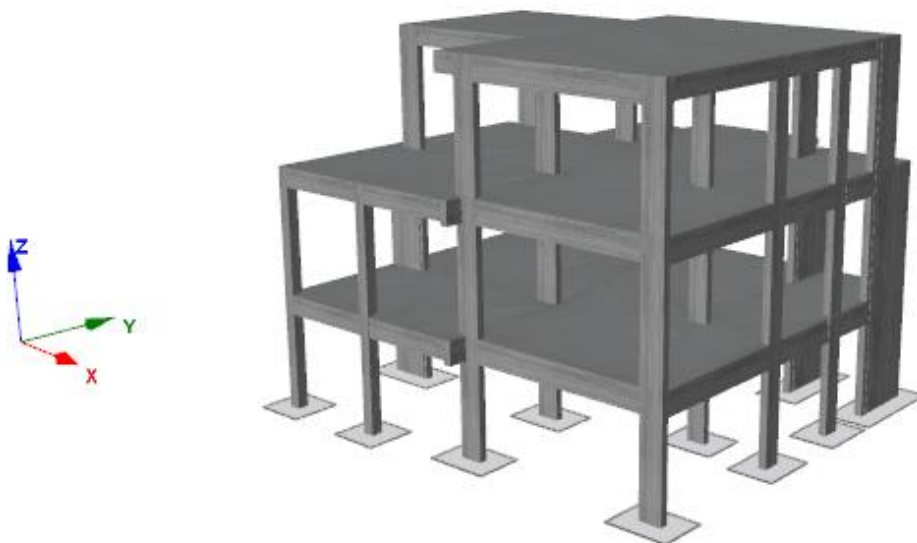
Πίνακας 2.3: Κατηγορία Σπουδαιότητας, Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας και Κατηγορία Εδάφους – Ε.Κ.8 [4]

| | |
|--------------------------------|--|
| Κατηγορία Σπουδαιότητας | II (χρήση κατοικίας), $\gamma_I = 1$ |
| Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας | I (Ιωάννινα), $a_g = 0.16 g$ |
| Κατηγορία Εδάφους | A { $S = 1.0, T_B = 0.15s, T_C = 0.40s, T_D = 2.50s$ } |

2.2 Προσομοίωση Φορέα

Η προσομοίωση του φορέα έγινε με τη χρήση του λογισμικού «SeismoBuild» [19] και παρακάτω παρέχεται το τρισδιάστατο μοντέλο του φορέα στο Σχήμα 2.1. Η προσομοίωση έγινε βασισμένη στους ξυλότυπους της κατασκευής, τις λεπτομέρειες όπλισης, καθώς και τις «ερήμην» αντιπροσωπευτικές τιμές του Κανονισμού Επεμβάσεων [5] για τα υλικά της κατασκευής, βάσει τη χρονολογία της μελέτης και της κατασκευής. Μετά την εισαγωγή των υλικών, ακολούθησαν σε πρώτη φάση τα κατακόρυφα μέλη (υποστυλώματα και τοιχώματα) και μετά οι δοκοί. Έπειτα, έγινε εισαγωγή των πλακών, όπου οι δοκιδωτές πλάκες προσομοιάστηκαν ως συμπαγείς με ένα ισοδύναμο ύψος.

Το λογισμικό χρησιμοποιεί «fibre-based inelastic frame elements» [19] για τη μοντελοποίηση των στατικών μελών, λαμβάνοντας υπόψιν την ανελαστικότητα των υλικών. Επιπλέον, οι ανισοσταθμίες στους κόμβους μεταξύ δοκών-υποστυλωμάτων υπολογίζονται αυτόματα και περιλαμβάνονται στο στατικό μοντέλο.



Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατη Απεικόνιση Φορέα

3 Εφαρμογή Προσεισμικών Ελέγχων και ΚΑΝ.ΕΠΕ.

3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Πραγματοποιήθηκε η συμπλήρωση του Δελτίου Δομικής Τρωτότητας του φορέα, σύμφωνα με το θεωρητικό υπόβαθρο που αναπτύχθηκε στο 1^ο Κεφάλαιο.

- Επιλέχθηκε κατηγορία δομικού τύπου ΟΣβ, σύμφωνα με τον Πίνακα 1.1, με βάση το έτος κατασκευής (1995), καθώς και με τους κανονισμούς που εφαρμόστηκαν (Α/Σ'59 με πρόσθετα άρθρα 1985 - Α/Σ'85, Κ/Σ'54) [1],[6],[9].
- Το κτίριο βρίσκεται στα Ιωάννινα, οπότε αντιστοιχεί σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι.
- Η κατηγορία εδάφους είναι Α, μιας και η κατασκευή βρίσκεται σε βραχώδης περιοχή, πάνω σε λόφο, λίγα χιλιόμετρα εκτός του κέντρου των Ιωαννίνων.
- Τέλος, έχει χρήση κατοικίας και αποτελεί μονοκατοικία, οπότε ο αριθμός των χρηστών προσδιορίστηκε ως μικρότερος των 9 ατόμων.

Σύμφωνα, λοιπόν, με την τελική δομική βαθμολογία του κτιρίου, όπως προκύπτει από τον Πίνακα 3.1 από τον Πρωτοβάθμιο Προσεισμικό Έλεγχο και τον Πίνακα 1.3, το κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία: «Χαμηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου».

Πίνακας 3.1: Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

| | | |
|---|-----|------|
| Δομικός Τύπος | ΟΣβ | 7.0 |
| Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας | I | -1.0 |
| Κατηγορία Εδάφους | A | -0.1 |
| Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό | ΟΧΙ | - |
| Προηγούμενες Σεισμικές Επιβαρύνσεις | ΟΧΙ | - |
| Κακή Κατάσταση | ΟΧΙ | - |
| Κίνδυνος Κρούσης με γειτονικά κτίρια | ΟΧΙ | - |
| PILOTIS ή/και κοντά υποστυλώματα | ΟΧΙ | - |
| Μη κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη | ΟΧΙ | 0.5 |
| Μεγάλο Ύψος | ΟΧΙ | - |
| Μη κανονικότητα σε τομή | ΟΧΙ | - |
| Μη κανονικότητα σε κάτοψη | ΟΧΙ | - |
| Ενδεχόμενο έντονης στρέψης | ΝΑΙ | -0.5 |
| Αριθμός χρηστών | ≤9 | -0.2 |
| Ένταση Λειτουργίας | | 0.2 |
| Αρχική/Γενική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου | | 5.9 |
| Στοιχεία Πρόσθετης Τρωτότητας | ΟΧΙ | |
| Ενδεχόμενη Τρωτότητα Έναντι Άλλων Αιτιών | ΟΧΙ | |
| Τελική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου | | 5.9 |

3.2 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι

3.2.1 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Σε πρώτο στάδιο της μεθόδου [2] έγινε η αξιολόγηση της επιρροής των δεκατριών (13) κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης. Το κάθε κριτήριο βαθμολογείται με μία τιμή σεισμικής επιβάρυνσης, όπου (1) είναι η μέγιστη και (5) η ελάχιστη.

- Κριτήριο 1: Δεν υπάρχει παρουσία Βλαβών Στατικής Ανεπάρκειας, οπότε επιλέχθηκε η ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 2: Δεν παρουσιάστηκε οξείδωση Οπλισμών, έτσι επιλέχθηκε η ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 3: Υπολογίστηκε η μέση τιμή του ανηγμένου αξονικού φορτίου για όλα τα κατακόρυφα στοιχεία (υποστυλώματα και τοιχώματα), με τιμή ίση με 0.1256 που είναι μικρότερη του 0.3 και αντιστοιχεί στην ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση (5).
- Κριτήριο 4: Το κτίριο έχει σχεδόν τετραγωνική κάτοψη με λόγο μέγιστης - ελάχιστης διάστασης: $L_{max}/L_{min} = 1.08 < 4$, επομένως αντιστοιχεί σε βαθμό σεισμικής επιβάρυνσης (5).
- Κριτήριο 5: Έγινε υπολογισμός της εκκεντρότητας μεταξύ του Κέντρου Μάζας και του Κέντρου Δυσκαμψίας σε επίπεδο κάτοψης. Συγκεκριμένα, το Κέντρο Μάζας είναι το σημείο $X_{cm} = 6.178$ m, $Y_{cm} = 5.402$ m, όμως στο Κέντρο Δυσκαμψίας αντιστοιχεί $X_{cr} = 2.54$ m και $Y_{cr} = 9.42$ m. Καταλήγουμε, λοιπόν, στις εκκεντρότητες $e_x = 3.638$ m και $e_y = 4.018$ m και οι ανηγμένες τιμές τους $\varepsilon_x = 0.316$ και $\varepsilon_y = 0.379$, που είναι μεγαλύτερες του 0.3, άρα αντιστοιχούν στη μέγιστη σεισμική επιβάρυνση (1).
- Κριτήριο 6: Το εμβαδόν του ισογείου είναι σχεδόν ίσο με του πρώτου ορόφου, με του πρώτου να είναι 29.5% μεγαλύτερο του δεύτερου. Επομένως, επιλέχθηκε μικρός βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης (4).
- Κριτήριο 7: Η διαφορά δυσκαμψίας του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου καθ' ύψος και για τις δύο κύριες διευθύνσεις είναι $\Delta K_X = 41.6\%$ και $\Delta K_Y = 37.7\%$, όπου για $\Delta K > 50\%$ αντιστοιχεί η μεγαλύτερη σεισμική επιβάρυνση. Έτσι, καταλήγουμε σε βαθμό σεισμικής επιβάρυνσης (3). Σημειώνεται ότι από τον υπολογισμό εξαιρείται ο ανώτερος όροφος του κτιρίου [2].
- Κριτήριο 8: Η μάζα καθ' ύψος υπολογίστηκε διαιρώντας το βάρος του κάθε ορόφου με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($g=9.81$ m/sec²) και βρέθηκε 138.52 tn, 123.56 tn και 67.53 tn, αντίστοιχα. Η διαφορά της μάζας καθ' ύψος μεταξύ του ισογείου και του πρώτου ορόφου είναι $\Delta M = 10.8\%$ και μεταξύ του πρώτου και του δεύτερου είναι $\Delta M = 45.34\%$, με $\Delta M > 50\%$ να αντιστοιχεί στο δυσμενέστερο βαθμό σεισμικής επιβάρυνσης. Οπότε, ο βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης αξιολογείται ως (2).
- Κριτήριο 9: Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αναλυτικά στον Πίνακα 3.4 για την παρουσία κοντών υποστυλωμάτων, στο ισόγειο, όμως η διαδικασία έγινε και για τους δύο άλλους ορόφους. Με βάση τον πίνακα και τον βαθμό τοιχοματωποίησης, ο βαθμός για το συγκεκριμένο κριτήριο είναι (5).
- Κριτήριο 10: Στο κτίριο παρουσιάζεται μόνο εκκεντρότητα καθ' ύψος του άξονα σε μερικά κατακόρυφα στοιχεία. Συγκεκριμένα, βρέθηκε $e_x/b_x = 0.21$ και $e_y/b_y = 0.33$. Οπότε, εφόσον $0.15b_x < e_x < 0.35b_x$ και $0.25b_y < e_y < 0.35b_y$, θεωρήθηκε βαθμός (3) για τη διεύθυνση x και (2) για τη διεύθυνση y.

- Κριτήριο 11: Ο φορέας είναι πλαισιακής λειτουργίας, άρα του αντιστοιχεί η ελάχιστη τιμή σεισμική επιβάρυνσης (5).
- Κριτήριο 12: Στη διεύθυνση x, η κατασκευή γειτονεύει με κτίριο χωρίς αρμό, αλλά και χωρίς ανισοσταθμία πλακών και με μικρή διαφορά ύψους μεταξύ τους, ενώ παράλληλα δεν είναι γωνιακή. Στη διεύθυνση y, απουσιάζει η παρουσία γειτονικού κτιρίου. Επομένως, ο βαθμός για τη διεύθυνση x είναι (4), ενώ για την y (5).
- Κριτήριο 13: Το κτίριο δεν παρουσιάζει τραυματισμούς ή/και υγρασίες και βρίσκεται σε εξαιρετική κατάσταση. Ακόμη, δεν έχει παρατηρηθεί κάποια προσβολή του σκυροδέματος από φυσικές ή χημικές δράσεις. Άρα, ο βαθμός σεισμικής επιβάρυνσης είναι (5).

Πίνακας 3.2: Τιμές του ανηγμένου αξονικού φορτίου των κατακόρυφων μελών του ισογείου (Κριτήριο 3)

| Μέλος | Διατομή | A_c (m ²) | N_d (kN) | ν_d |
|-------|-----------|-------------------------|------------|---------|
| T1 | 1.20x0.20 | 0.24 | 196.79 | 0.0683 |
| T2 | 1.70x0.20 | 0.34 | 385.95 | 0.0946 |
| T3 | 1.90x0.20 | 0.38 | 115.3 | 0.0253 |
| T4 | 0.20x1.20 | 0.24 | 245.73 | 0.0853 |
| K5 | 0.20x0.60 | 0.12 | 334.33 | 0.2322 |
| K6 | 0.50x0.20 | 0.1 | 114.33 | 0.0953 |
| T7 | 0.20x1.20 | 0.24 | 352.75 | 0.1225 |
| K8 | 0.20x0.60 | 0.12 | 252.9 | 0.1756 |
| K9 | 0.50x0.20 | 0.1 | 203.69 | 0.1697 |
| K10 | 0.20x0.60 | 0.12 | 297.42 | 0.2065 |
| K11 | 0.20x0.50 | 0.12 | 254.96 | 0.1771 |
| K12 | 0.20x0.50 | 0.1 | 257.38 | 0.2145 |
| K13 | 0.30x0.30 | 0.09 | 112.81 | 0.1045 |
| K14 | 0.30x0.30 | 0.09 | 79.27 | 0.0734 |
| K15 | 0.25x0.25 | 0.0625 | 29.79 | 0.0397 |

Πίνακας 3.3: Στοιχεία για την εύρεση του Κέντρου Μάζας και του Κέντρου Δυσκαμψίας (Κριτήριο 5)

| Μέλος | $I_{X-i} (10^3)$ (m ⁴) | $I_{Y-i} (10^3)$ (m ⁴) | K_{X-i} (kN/m ²) | K_{Y-i} (kN/m ²) | $X_i K_{X-i}$ (kNm ²) | $Y_i K_{Y-i}$ (kNm ²) |
|-------|---------------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| T1 | 0.80 | 28.80 | 27687.10 | 996735.77 | 127360.68 | 9967357.65 |
| T2 | 1.13 | 81.88 | 53927.13 | 3896234.94 | 493433.21 | 37988290.70 |
| T3 | 1.27 | 114.32 | 16906.25 | 1525789.31 | 192731.28 | 14723866.83 |
| T4 | 28.80 | 0.80 | 1238473.45 | 34402.04 | 743084.07 | 278656.53 |
| K5 | 3.60 | 0.40 | 289349.89 | 32149.99 | 1273139.52 | 260414.90 |
| K6 | 0.33 | 2.08 | 11111.50 | 69446.89 | 126671.12 | 503489.94 |
| T7 | 28.80 | 0.80 | 1767095.59 | 49085.99 | 1060257.36 | 181618.16 |
| K8 | 3.60 | 0.40 | 219398.40 | 24377.60 | 1217661.10 | 90197.12 |
| K9 | 0.33 | 2.08 | 19640.80 | 122754.99 | 223905.10 | 570810.71 |
| K10 | 3.60 | 0.40 | 257642.78 | 28626.98 | 1532974.57 | 17176.19 |
| K11 | 3.60 | 0.40 | 221168.02 | 24574.22 | 2477081.78 | 14744.53 |
| K12 | 2.08 | 0.33 | 154784.00 | 24765.44 | 1439491.17 | 118874.11 |
| K13 | 0.68 | 0.68 | 24629.70 | 24629.70 | 72657.63 | 3694.46 |
| K14 | 0.68 | 0.68 | 17426.67 | 17426.67 | 2614.00 | 2614.00 |
| K15 | 0.33 | 0.33 | 4637.03 | 4637.03 | 579.63 | 48572.89 |

Πίνακας 3.4: Υπολογισμός του συντελεστή β για το ισόγειο και για τις δύο διευθύνσεις (Κριτήριο 9)

| Μέλος | L_{cl}/h_x | β_{xi} | σ.β. - x | $\beta_{xi}^*(\sigma.\beta.-x)$ | L_{cl}/h_y | β_{yi} | σ.β. - y | $\beta_{yi}(\sigma.\beta.-y)$ | |
|-------|--------------|--------------|----------|---------------------------------|--------------|--------------|----------|-------------------------------|--------------------|
| T1 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | 2.08 | 2.00 | 4.00 | 8.00 | |
| T2 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | 1.47 | 1.00 | 5.00 | 5.00 | |
| T3 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | 1.32 | 1.00 | 5.00 | 5.00 | |
| T4 | 2.08 | 2.00 | 4.00 | 8.00 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | |
| K5 | 4.17 | 4.00 | 2.00 | 8.00 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | |
| K6 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | 5.00 | 4.00 | 2.00 | 8.00 | |
| T7 | 2.08 | 2.00 | 4.00 | 8.00 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | |
| K8 | 4.17 | 4.00 | 2.00 | 8.00 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | |
| K9 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | 5.00 | 4.00 | 2.00 | 8.00 | |
| K10 | 4.17 | 4.00 | 2.00 | 8.00 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | |
| K11 | 4.17 | 4.00 | 2.00 | 8.00 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | |
| K12 | 5.00 | 4.00 | 2.00 | 8.00 | 12.50 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | |
| K13 | 8.33 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | 8.33 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | |
| K14 | 8.33 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | 8.33 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | |
| K15 | 10.00 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | 10.00 | 5.00 | 1.00 | 5.00 | |
| | | | | $\beta_{x,τελ.}=5$ | | | | | $\beta_{y,τελ.}=5$ |

Πίνακας 3.5: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης για τον φορέα

| Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης | $\beta_{i,x}$ | $\beta_{i,y}$ | σ_i |
|---|---------------|---------------|------------|
| 1. Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας | 5 | 5 | 0.10 |
| 2. Οξείδωση οπλισμών | 5 | 5 | 0.10 |
| 3. Μέγεθος Ανηγμένου Αξονικού Φορτίου | 5 | 5 | 0.05 |
| 4. Κανονικότητα σε κάτοψη | 5 | 5 | 0.05 |
| 5. Κατανομή Δυσκαμψίας σε κάτοψη - Στρέψη | 1 | 1 | 0.10 |
| 6. Κανονικότητα σε τομή – όψη | 4 | 4 | 0.05 |
| 7. Κατανομή Δυσκαμψίας καθ' ύψος - Μαλακός όροφος | 3 | 3 | 0.15 |
| 8. Κατανομή Μάζας καθ' ύψος | 2 | 2 | 0.05 |
| 9. Κοντά υποστυλώματα | 5 | 5 | 0.15 |
| 10. Κατακόρυφες Ασυνέχειες | 3 | 2 | 0.05 |
| 11. Διαδρομή και Μεταφορά Δυνάμεων | 5 | 5 | 0.05 |
| 12. Γειτονικά Κτίρια | 4 | 5 | 0.05 |
| 13. Κακοτεχνίες / Τραυματισμοί | 5 | 5 | 0.05 |

Έτσι, με τα αποτελέσματα του Πίνακα 3.5 και τη Σχέση 1.2α , γίνεται ο υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή β και για τις δύο κύριες διευθύνσεις.

- $\beta_x = 0.79$
- $\beta_y = 0.79$

Στον Πίνακα 3.6 ακολουθεί ο υπολογισμός των διατμητικών αντοχών V_{Ri} στη βάση του κτιρίου, για τις δύο διευθύνσεις X και Y, μέσω των σχέσεων 1.3-1.10 [2].

Πίνακας 3.6: Διατμητικές Αντοχές Κατακόρυφων Μελών

| Μέλος | V_{M-x} | V_{M-y} | $V_{rd,s-x}$ | $V_{rd,s-y}$ | V_{r-x} | V_{rd-y} |
|-------|-----------|-----------|--------------|--------------|-----------|------------|
| T1 | 105.98 | 635.90 | 48.05 | 186.18 | 48.05 | 186.18 |
| T2 | 153.41 | 1303.97 | 48.05 | 267.20 | 48.05 | 267.20 |
| T3 | 127.68 | 1212.96 | 48.05 | 299.61 | 48.05 | 299.61 |
| T4 | 649.73 | 108.29 | 186.18 | 48.05 | 186.18 | 48.05 |
| K5 | 193.54 | 64.51 | 155.04 | 65.98 | 155.04 | 64.51 |
| K6 | 59.52 | 148.80 | 54.18 | 91.24 | 54.18 | 91.24 |
| T7 | 677.38 | 112.90 | 186.18 | 48.05 | 186.18 | 48.05 |
| K8 | 214.27 | 71.42 | 138.94 | 61.61 | 138.94 | 61.61 |
| K9 | 65.28 | 163.20 | 58.97 | 105.68 | 58.97 | 105.68 |
| K10 | 221.18 | 73.73 | 147.74 | 64.00 | 147.74 | 64.00 |
| K11 | 214.27 | 71.42 | 139.35 | 61.72 | 139.35 | 61.72 |
| K12 | 165.60 | 66.24 | 114.36 | 61.85 | 114.36 | 61.85 |
| K13 | 95.90 | 95.90 | 70.43 | 70.43 | 70.43 | 70.43 |
| K14 | 93.31 | 93.31 | 67.43 | 67.43 | 67.43 | 67.43 |
| K15 | 30.75 | 30.75 | 34.38 | 34.38 | 30.75 | 30.75 |
| | | | | | 1493.71 | 1528.33 |

Έπειτα, από τον Πίνακα 1.5 επιλέγονται μειωτικοί συντελεστές για τις διατμητικές αντοχές των κατακόρυφων μελών, $a_1 = 0.70$ για υποστυλώματα και $a_2 = 0.90$ για τοιχώματα, εφόσον δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα [2]. Συνεχίζοντας, υπολογίζεται η Σεισμική Αντίσταση V_R , σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.2 και 1.2β [2].

- $V_{R0-x} = 1148.90 \text{ kN}$
- $V_{R0-y} = 1239.65 \text{ kN}$

- $V_{R-x} = 907.63 \text{ kN}$
- $V_{R-y} = 979.32 \text{ kN}$

Στη συνέχεια, υπολογίστηκε η Σεισμική Απαίτηση V_{req} από τη Σχέση 1.1 και για τις δύο διευθύνσεις, τόσο για την «Εμπειρική Ιδιοπερίοδο» σύμφωνα με τον Ε.Κ.8 [4], όσο και για την «Ακριβή Ιδιοπερίοδο» που προέκυψε από την Ιδιομορφική Ανάλυση.

Ο «Συντελεστής Συμπεριφοράς» q επιλέχθηκε σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων [5] και είναι ίσος με 2.3, λόγω της χρονολογίας της κατασκευής και της απουσίας των τοιχοπληρώσεων σε επίπεδο ανάλυσης. Οι τιμές της ιδιοπερίοδου για τις δύο διευθύνσεις προέκυψαν από την Ιδιομορφική Ανάλυση και είναι ίσες με $T_x = 0.30 \text{ s}$ και $T_y = 0.35 \text{ s}$, ενώ η εμπειρική $T_{exp} = 0.27 \text{ s}$.

- $V_{req-x} = 764.30 \text{ kN}$
- $V_{req-y} = 649.54 \text{ kN}$
- $V_{req} = 573.22 \text{ kN}$

Τέλος, έγινε ο προσδιορισμός του «Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου» - λ , βάσει των Σχέσεων 1.12α και 1.12β [2].

Πίνακας 3.7: Δείκτης Ανεπάρκειας - λ

| | για Ακριβή Ιδιοπερίοδο | για Εμπειρική Ιδιοπερίοδο |
|-------------|------------------------|---------------------------|
| λ_x | 0.798 | 0.620 |
| λ_y | 0.702 | 0.595 |

3.2.2 Μέθοδος Παρδαλόπουλου Σ. – Πανταζοπούλου Σ.

Συνεχίζοντας, εφαρμόστηκε η δεύτερος προτεινόμενος Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος [16],[17],[18], σύμφωνα με τη θεωρητικό υπόβαθρο που αναλύθηκε στο 1^ο Κεφάλαιο. Συγκεκριμένα, έγινε ο «Έλεγχος Διαθέσιμης Αντίστασης» για τα κατακόρυφα στοιχεία του κρίσιμου ορόφου, που είναι το ισόγειο της κατασκευής. Μέσω των Σχέσεων 1.13-1.19 [16] έγινε ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής των κατακόρυφων στοιχείων, καθώς και όλοι οι πιθανοί τρόποι αστοχίας τους. Ακόμη, από τις Σχέσεις 1.20-1.26 [17] υπολογίστηκαν οι πιθανοί δείκτες αντίστασης r , οι ελάχιστες τιμές τους και ο αντίστοιχος τρόπος αστοχίας για τα κατακόρυφα στοιχεία και για τις δύο κύριες διευθύνσεις και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.8: Ελάχιστες τιμές του δείκτη αντίστασης r και τρόποι αστοχίας των υποστυλωμάτων του κρίσιμου ορόφου για τις δύο διευθύνσεις.

| Μέλος | r_{fail-x} | Μορφή Αστοχίας - X | r_{fail-y} | Μορφή Αστοχίας - Y |
|-----------------|----------------------|--------------------|----------------------|--------------------|
| T1 | 0.65 | Ψαθυρά (Κόμβος) | 0.19 | Ψαθυρά (Κόμβος) |
| T2 | 0.51 | Ψαθυρά (Κόμβος) | 0.11 | Ψαθυρά (Κόμβος) |
| T3 | 1.00 | Πλάστιμα (Τοίχωμα) | 0.20 | Ψαθυρά (Κόμβος) |
| T4 | 0.17 | Ψαθυρά (Κόμβος) | 0.57 | Ψαθυρά (Κόμβος) |
| K5 | 0.60 | Ψαθυρά (Κόμβος) | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) |
| K6 | 0.79 | Ψαθυρά (Κόμβος) | 0.44 | Ψαθυρά (Κόμβος) |
| T7 | 0.15 | Ψαθυρά (Κόμβος) | 0.48 | Ψαθυρά (Κόμβος) |
| K8 | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) |
| K9 | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) |
| K10 | 0.84 | Ψαθυρά (Κόμβος) | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) |
| K11 | 0.88 | Ψαθυρά (Κόμβος) | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) |
| K12 | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) |
| K13 | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) |
| K14 | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) |
| K15 | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) | 1.00 | Πλάστιμα (Y/Σ) |
| Μέσο R_{fail} | $R_{fail-x} = 0.775$ | | $R_{fail-y} = 0.729$ | |

Έπειτα, ακολουθεί ο «Έλεγχος Διαθέσιμης Δυσκαμψίας». Το κτίριο είναι τριώροφο ($n = 3$), είναι κανονικό σε κάτοψη και η μάζα (M) των υπερκείμενων ορόφων προέκυψε από το άθροισμα των αξονικών φορτίων για το συνδυασμό $G+0.3Q$ διαιρεμένο με την επιτάχυνση της βαρύτητας ($g = 9.81\text{m/s}^2$). Σύμφωνα με αυτά, λοιπόν, και τον Πίνακα 1.6 προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές:

- $\Omega = 2.231$
- $2\pi\Omega = 14.02$
- $\Delta\Phi_1 = 0.5$
- $\Phi_s = 1.183$
- $M = 191.087 \text{ ton}$

Ακολουθεί ο υπολογισμός της Δυσκαμψίας του κρίσιμου ορόφου τόσο για τη διεύθυνση X όσο και για την Y, όπου χρησιμοποιήθηκε η Σχέση 1.28α [16], μιας και το κτίριο είναι κανονικό σε κάτοψη και παράλληλα αγνοήθηκε η συμβολή των τοιχοπληρώσεων. Επίσης, για τον υπολογισμό της Δυσκαμψίας χρειάζονται οι Σχέσεις 1.29 και 1.30 [16] και ακολουθούν οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό τους.

- $H_{cl} = 2.5 \text{ m}$
- $A_f = 119.075 \text{ m}^2$
- $A_c = 2.4525 \text{ m}^2$
- $E_c = 18000000 \text{ kN/m}^2$
- $\alpha = 2$
- $h_{sec-x} = 0.4767 \text{ m}$
- $h_{sec-y} = 0.5367 \text{ m}$
- $D_{c-x} = 327184 \text{ kN/m}^2$
- $D_{c-y} = 414736 \text{ kN/m}^2$
- $\rho_{cr} = 0.02068 \%$
- $K_{cr-x} = 322276.24 \text{ kN/m}$
- $K_{cr-y} = 408514.96 \text{ kN/m}$

Στη συνέχεια, υπολογίζεται προσεγγιστικά η Θεμελιώδης - 1^η Ιδιοπερίοδος και για τις δύο διευθύνσεις, σύμφωνα με τη Σχέση 1.27 [16], όπως και η σχετική μετακίνηση του κρίσιμου ορόφου (interstory drift), σύμφωνα με τις Σχέσεις 1.32α και 1.32β [16].

- $T_x = 0.341 \text{ s}$
- $T_y = 0.303 \text{ s}$
- $ID_{cr-x} = 0.275 \%$
- $ID_{cr-y} = 0.217 \%$

Στη συνέχεια, υπολογίστηκε η σχετική δυσκαμψία για κάθε κατακόρυφο στοιχείο και δοκό που συντρέχει στους κόμβους του ορόφου, χρησιμοποιώντας τις Σχέσεις 1.33α και 1.33β [16], με αποτέλεσμα τον υπολογισμό του μέσου λ_c για τον τυπικό κόμβο του κρίσιμου ορόφου. Ακόμη, έγινε ο υπολογισμός της μέσης στροφής των κατακόρυφων μελών $\theta_{c,cr}$, σύμφωνα με

τη Σχέση 1.33 [16]. Τέλος, υπολογίζεται η μέση εδαφική επιτάχυνση α_g για τις δύο κύριες διευθύνσεις X και Y από τις Σχέσεις 1.38α και 1.38β [16].

- $\lambda_{c-x} = 0.69$
- $\lambda_{c-y} = 0.73$

- $\theta_{c,cr-x} = 0.2 \%$
- $\theta_{c,cr-y} = 0.157 \%$

- $\alpha_{glim-x} = 0.123 \text{ g}$
- $\alpha_{glim-y} = 0.125 \text{ g}$

3.3 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

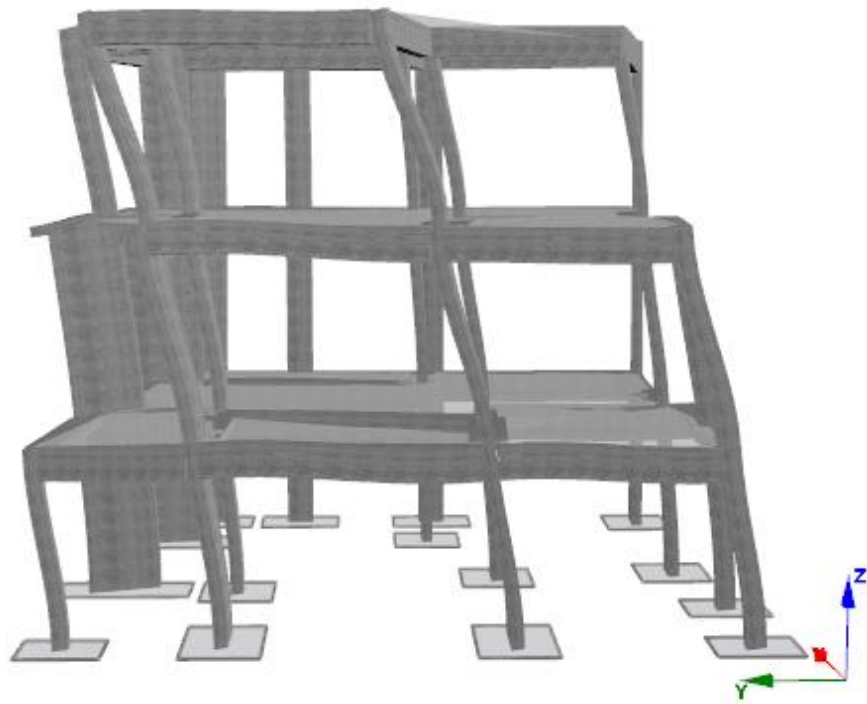
3.3.1 Εφαρμογή Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Μετά την ολοκλήρωση των Δευτεροβάθμιων Προσεισμικών Μελετών [2],[16],[17],[18], επακόλουθο είναι η εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5], όπου γίνεται ανελαστική στατική ανάλυση με σκοπό τη σύγκριση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των προηγούμενων μεθόδων.

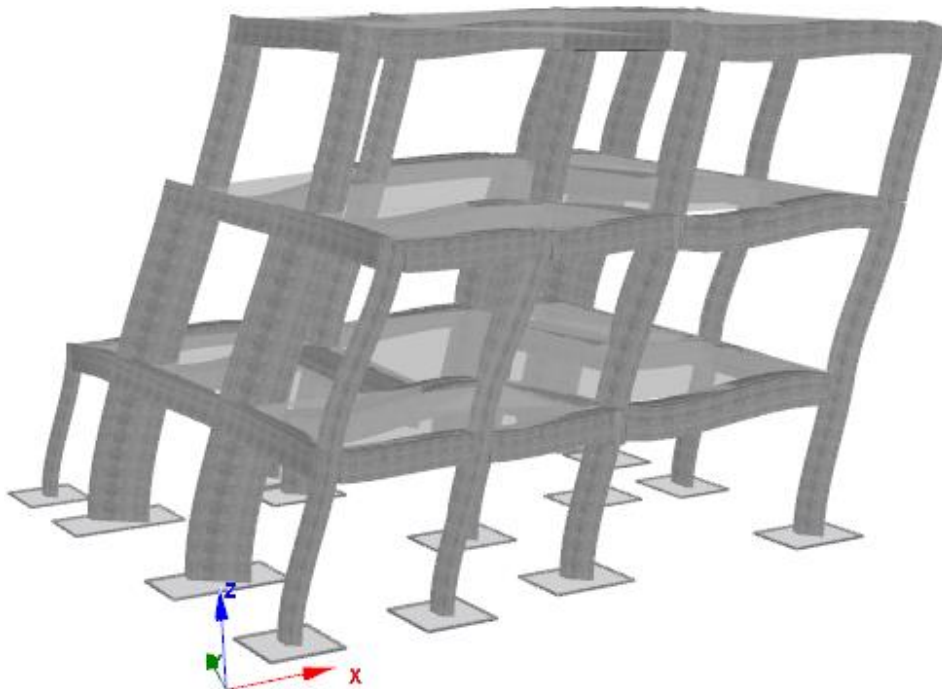
Η εφαρμογή του Κανονισμού έγινε μέσω του λογισμικού «SeismoBuild» [19] για την ανελαστική στατική ανάλυση, όπου έγιναν εξήντα-τέσσερις (64) συνδυασμοί σεισμικής φόρτισης ($G+0.3Q+E_{x/y}+0.3E_{y/x}$) και χρησιμοποιήθηκαν δύο είδη κατανομής σεισμικών φορτίων στην κατασκευή. Έτσι, έγινε εφαρμογή Ομοιόμορφης και Ιδιομορφικής Στατικής Ανάλυσης. Οι Στοχευμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας τέθηκαν οι: «Σημαντικές Βλάβες» (B2) με πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 50% στα 50 χρόνια και «Οιονεί Κατάρρευση» (Γ1) που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης 10% στα 50 χρόνια. Η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων θεωρήθηκε «Ικανοποιητική». Ακόμη, οι τοιχοπληρώσεις λήφθηκαν υπόψη για το βάρος και όχι για τη δυσκαμψία του φορέα. Τέλος, κριτήρια της αποτίμησης αποτελούν ο έλεγχος της ικανότητας διαθέσιμης στροφής χορδής (7B. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) [5] και αντοχής τεμνουσών δυνάμεων (7Γ. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) [5] των μελών του φορέα.

3.3.2 Ιδιομορφική Ανάλυση

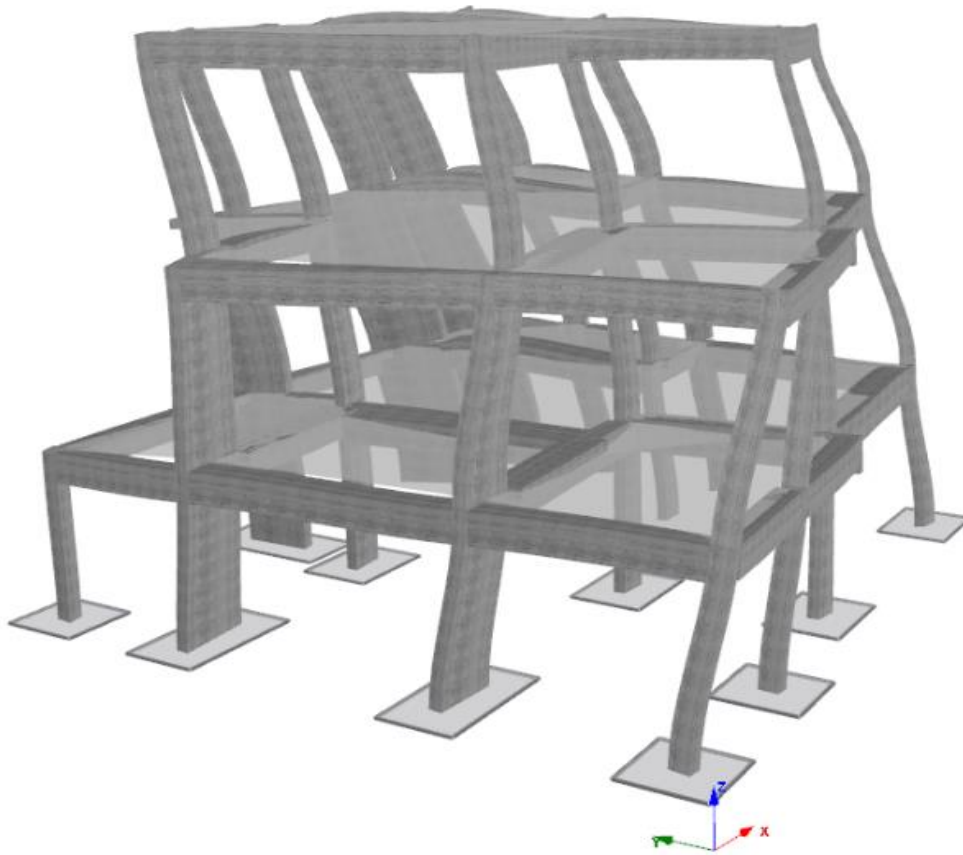
Μέσω της Ιδιομορφικής Ανάλυσης μετατρέπεται η απόκριση του πολυβάθμιου συστήματος σε «άθροισμα» αποκρίσεων μονοβάθμιων ταλαντωτών. Η ανάλυση γίνεται πρωτού ξεκινήσει η πλήρης Ανελαστική Στατική Ανάλυση και γίνεται μέσω του λογισμικού «SeismoBuild» [19]. Στα Σχήματα 3.1 – 3.3 και στον Πίνακα 3.9 παρουσιάζονται οι πρώτες τρεις (3) δεσπόζουσες Ιδιομορφές, οι Ιδιοπερίοδοι, καθώς και οι Δρώσες Ιδιομορφικές Μάζες για τις τρεις κύριες διευθύνσεις. Η πρώτη και η τρίτη προέκυψαν κυρίως μεταφορικές για τον άξονα Y και στροφικές γύρω από τον άξονα Z, ενώ η δεύτερη προέκυψε κυρίως μεταφορική για τον άξονα X.



Σχήμα 3.1: 1^η Ιδιομορφή ($T_1=0.353$ s)



Σχήμα 3.2: 2^η Ιδιομορφή ($T_2=0.299$ s)



Σχήμα 3.3: 3^η Ιδιομορφή ($T_3=0.199$ s)

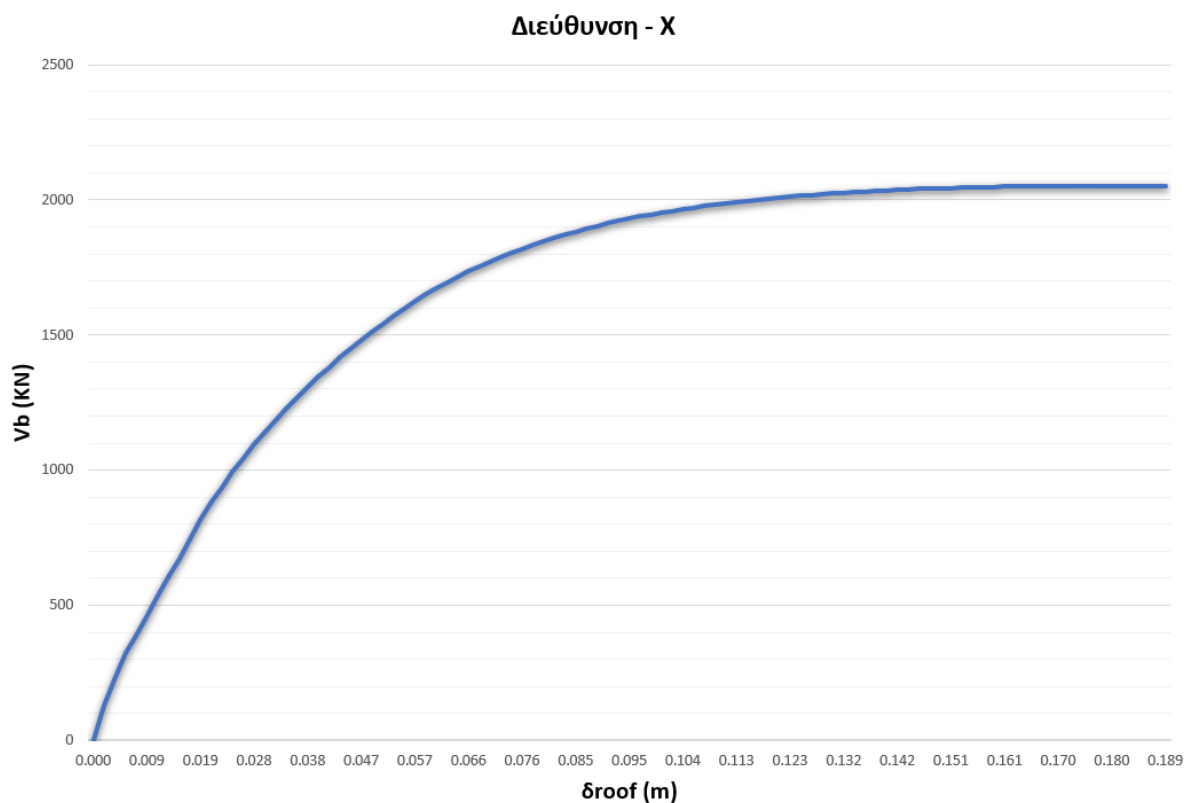
Πίνακας 3.9: Ιδιοπερίοδοι και Δρώσες Ιδιομορφικές Μάζες για τις τρεις πρώτες Ιδιομορφές

| | Ιδιοπερίοδος T | Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα κατά X | Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα κατά Y | Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα γύρω από Z |
|--------------------------|------------------|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|
| 1 ^η Ιδιομορφή | 0.353 s | 0.42 % | 37.69 % | 36.56 % |
| 2 ^η Ιδιομορφή | 0.299 s | 77.44 % | 0.49 % | 0.21 % |
| 3 ^η Ιδιομορφή | 0.199 s | 0.19 % | 28.66 % | 42.82 % |

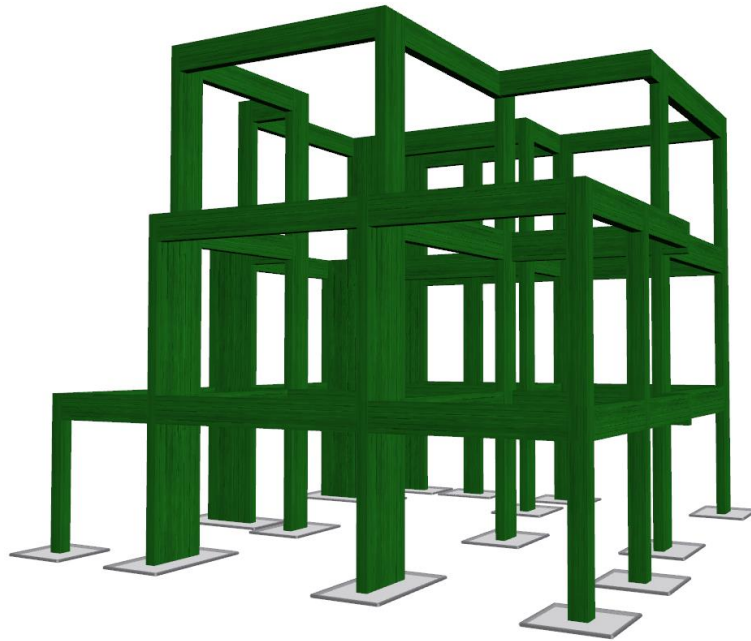
3.3.3 Ανελαστική Στατική Ανάλυση

Προτού γίνει η Ανελαστική Στατική Ανάλυση, εισάγονται στο λογισμικό οι Στοχευμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας, η Στάθμη Αξιοπιστίας Δεδομένων, όπως και η εδαφική επιτάχυνση, η οποία είναι ίση με 0.16 g για το φορέα, που βρίσκεται στα Ιωάννινα. Με την ολοκλήρωση της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης προκύπτουν οι Καμπύλες Ικανότητας του φορέα για τις δύο κύριες διευθύνσεις που παρουσιάζονται στα Σχήματα 3.4 και 3.9. Στη συνέχεια, γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι στροφής χορδής για τις δύο Στάθμες Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - B2 και «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1, για τις δοκούς και τα κατακόρυφα μέλη του φορέα και για τις δύο κύριες διευθύνσεις. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα Σχήματα 3.5 – 3.8 και 3.10 - 3.13.

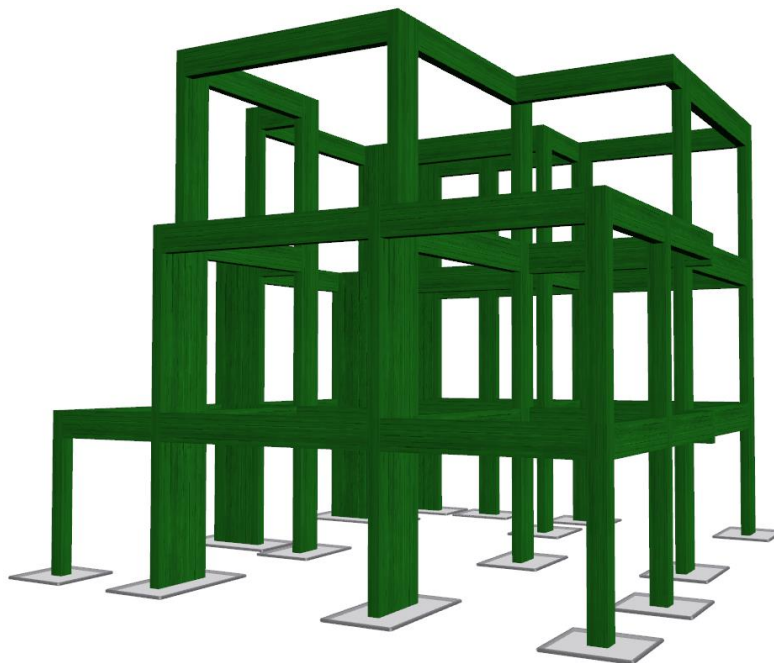
➤ Διεύθυνση X:



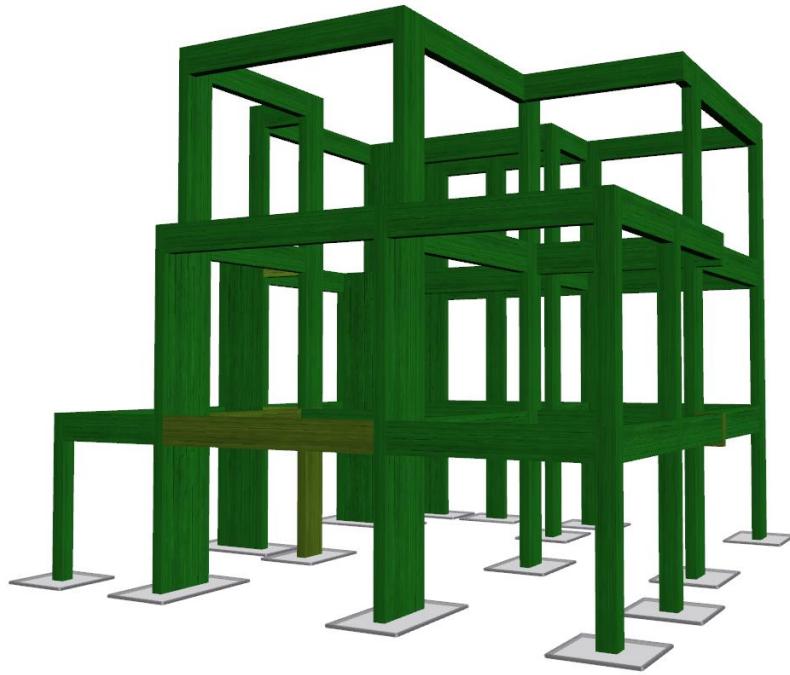
Σχήμα 3.4: Καμπύλη Ικανότητας του φορέα για τη διεύθυνση X



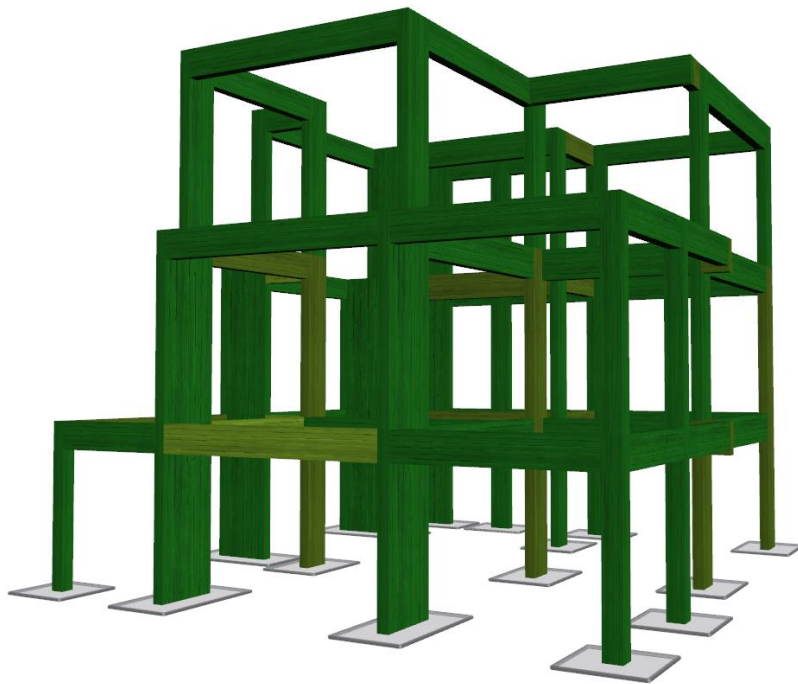
Σχήμα 3.5: Έλεγχος Στροφής-Χορδής για Στάθμη Β2 – Καμία Αστοχία



Σχήμα 3.6: Έλεγχος Στροφής-Χορδής για Στάθμη Γ1 – Καμία Αστοχία



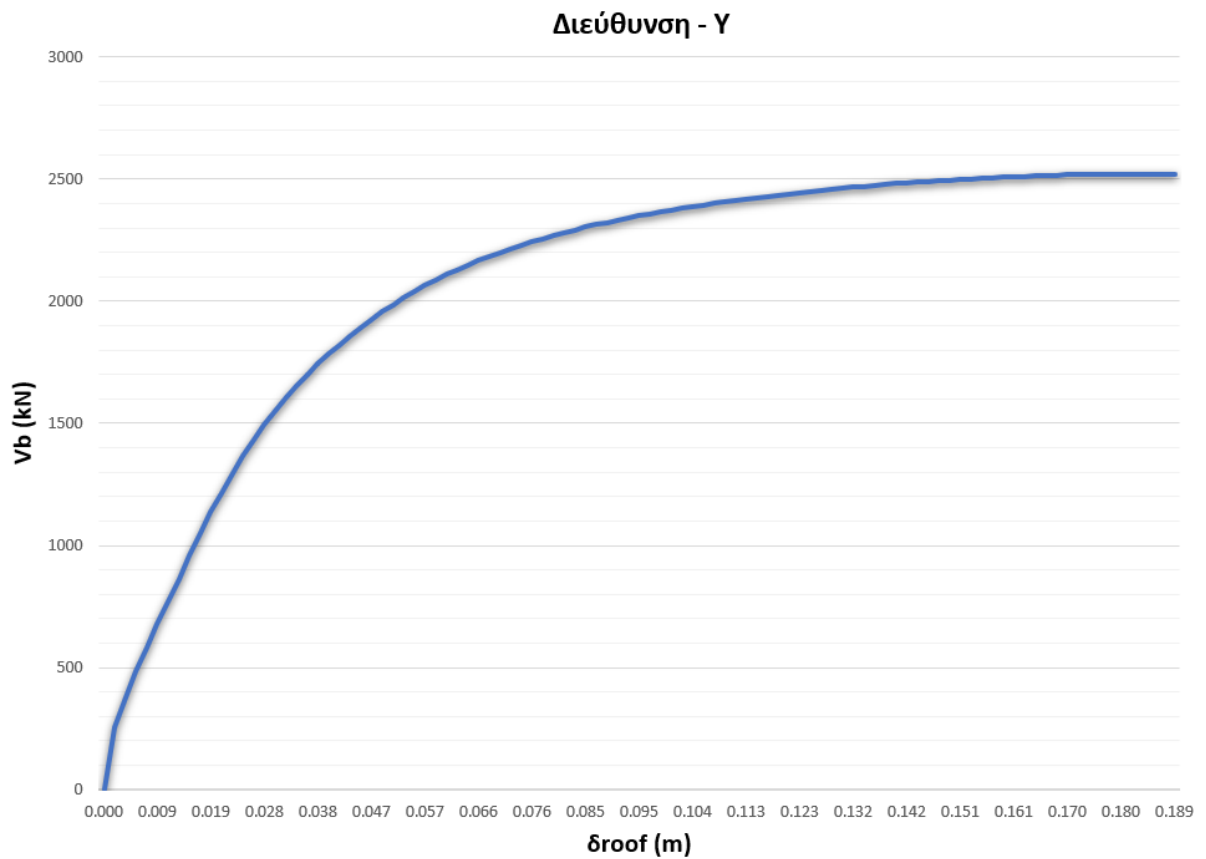
Σχήμα 3.7: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης για Στάθμη Β2 – Καμία Αστοχία



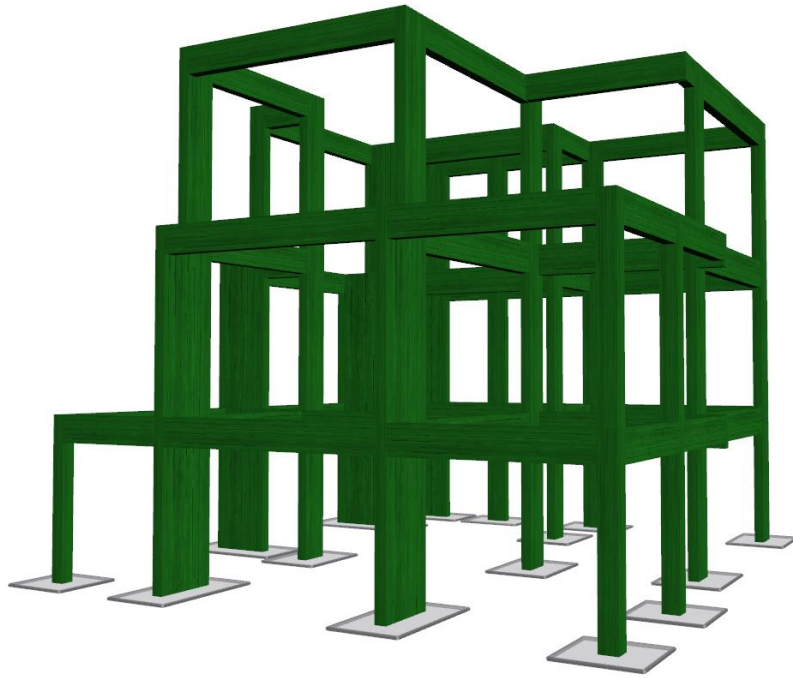
Σχήμα 3.8: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης για Στάθμη Γ1 – Καμία Αστοχία

Για τη Διεύθυνση X, λοιπόν, ικανοποιείται τόσο ο έλεγχος Στροφής Χορδής όσο και ο έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης των μελών και για τις δύο Στάθμες Επιτελεστικότητας «Σημαντικές Βλάβες» - B2 και «Οιονεί Κατάρρευση» - Γ1, για εδαφική επιτάχυνση $a_g = 0.16$ g.

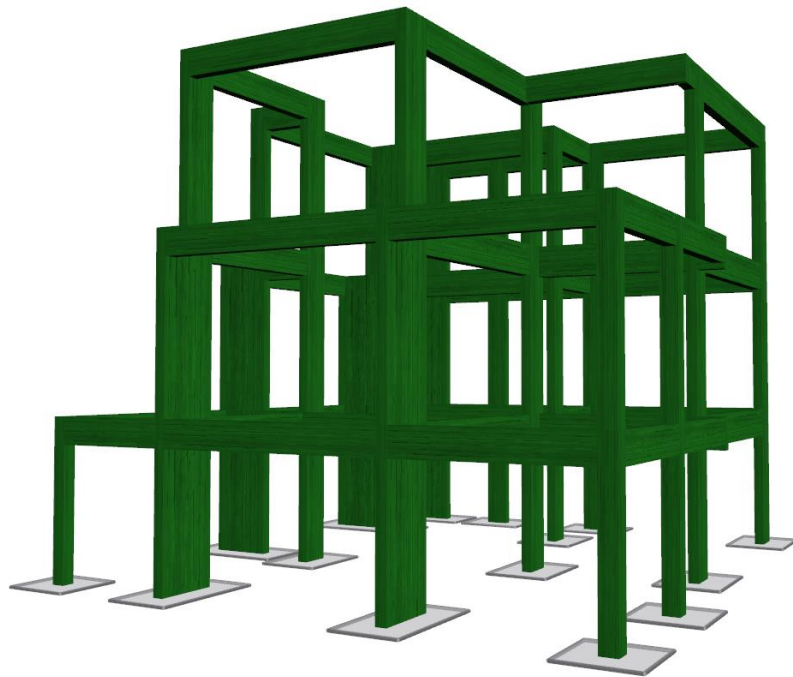
➤ Διεύθυνση Y:



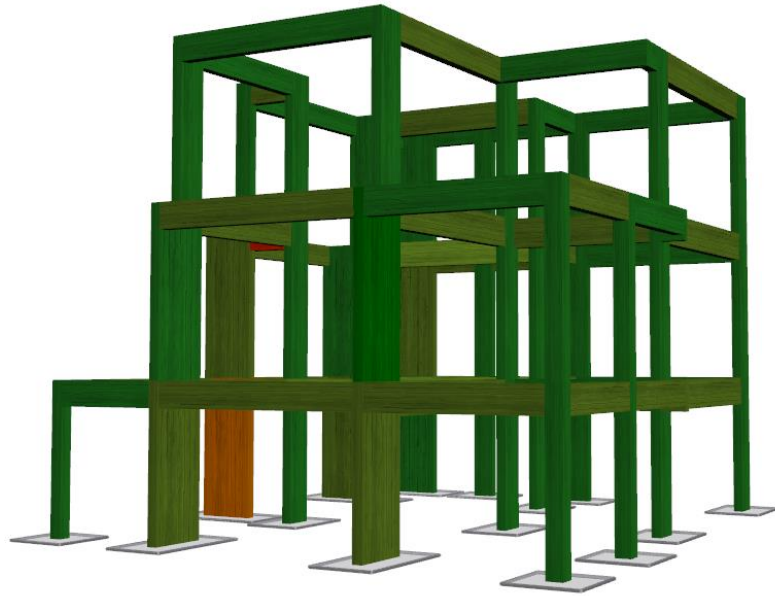
Σχήμα 3.9: Καμπύλη Ικανότητας του φορέα για τη διεύθυνση Y



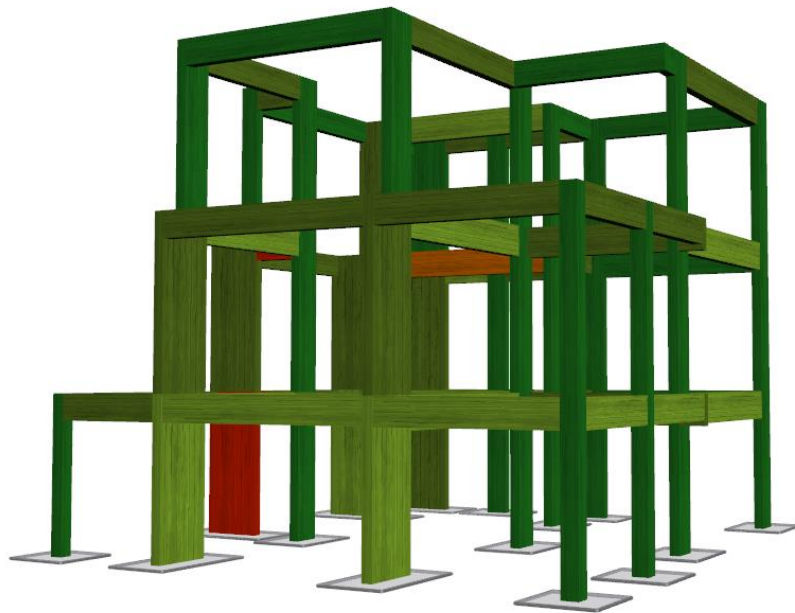
Σχήμα 3.10: Έλεγχος Στροφής-Χορδής για Στάθμη Β2 – Καμία Αστοχία



Σχήμα 3.11: Έλεγχος Στροφής-Χορδής για Στάθμη Γ1 – Καμία Αστοχία



Σχήμα 3.12: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης για Στάθμη Β2



Σχήμα 3.13: Έλεγχος Τέμνουσας Δύναμης για Στάθμη Γ1

Για τη διεύθυνση Y, από την άλλη, ενώ ικανοποιείται ο έλεγχος Στροφής-Χορδής και για τις δύο Στάθμες Επιτελεστικότητας, υπάρχουν μέλη που αστοχούν σε Τέμνουσα Δύναμη από τη Στάθμη «Σημαντικές Βλάβες» - B2, η οποία είναι μία ψαθυρή μορφή αστοχίας.

Από τα αποτελέσματα αυτά προκύπτει ότι για την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού που απαιτείται σήμερα, ο φορέας δε θα μπορούσε να ανταποκριθεί στη διεύθυνση Y. Έτσι, σε επόμενο στάδιο, εντοπίζεται η εδαφική επιτάχυνση για την οποία ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι του Κανονισμού Επεμβάσεων [5], μέσω μίας επαναληπτικής διαδικασίας, χαμηλώνοντας ανά βήμα την τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης μέχρι κάθε μέλος να πληροί τόσο τον έλεγχο Στροφής-Χορδής όσο και τον έλεγχο Τέμνουσας Δύναμης.

Αντίθετα, για τη διεύθυνση X, εφόσον δεν εμφανίζεται κάποια αστοχία για την εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, η επαναληπτική μέθοδος θα γίνει αυξάνοντας την εδαφική επιτάχυνση σταδιακά, μέχρι να πληρούνται μεν όλοι οι έλεγχοι, αλλά να είμαστε ταυτόχρονα ένα βήμα πριν την 1^η αστοχία που θα εμφανιστεί σε κάποιο μέλος.

Σημειώνεται ότι οι αστοχίες δοκών λόγω Τέμνουσας Δύναμης αγνοούνται, μιας και δεν έχει ληφθεί υπόψη η συμβολή των λοξών οπλισμών τους, οι οποίοι δεν μπορούν να προσομοιωθούν από το λογισμικό SeismoBuild [19], και αναλαμβάνουν μεγάλο μέρος της Τέμνουσας Δύναμης των δοκών.

Στη διεύθυνση X, λοιπόν, η 1^η αστοχία εμφανίζεται στο Τοίχωμα 4 (T4) του 1^{ου} ορόφου, λόγω Τέμνουσας Δύναμης, για εδαφική επιτάχυνση $a_g = 0.21$ g. Για τη διεύθυνση Y, από την άλλη, η 1^η αστοχία είναι στο Τοίχωμα 1 (T1), επίσης του 1^{ου} ορόφου, λόγω Τέμνουσας Δύναμης ξανά και εμφανίζεται για εδαφική επιτάχυνση $a_g = 0.067$ g. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 3.10.

Πίνακας 3.10: Αποτελέσματα επαναληπτικής εφαρμογής Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης

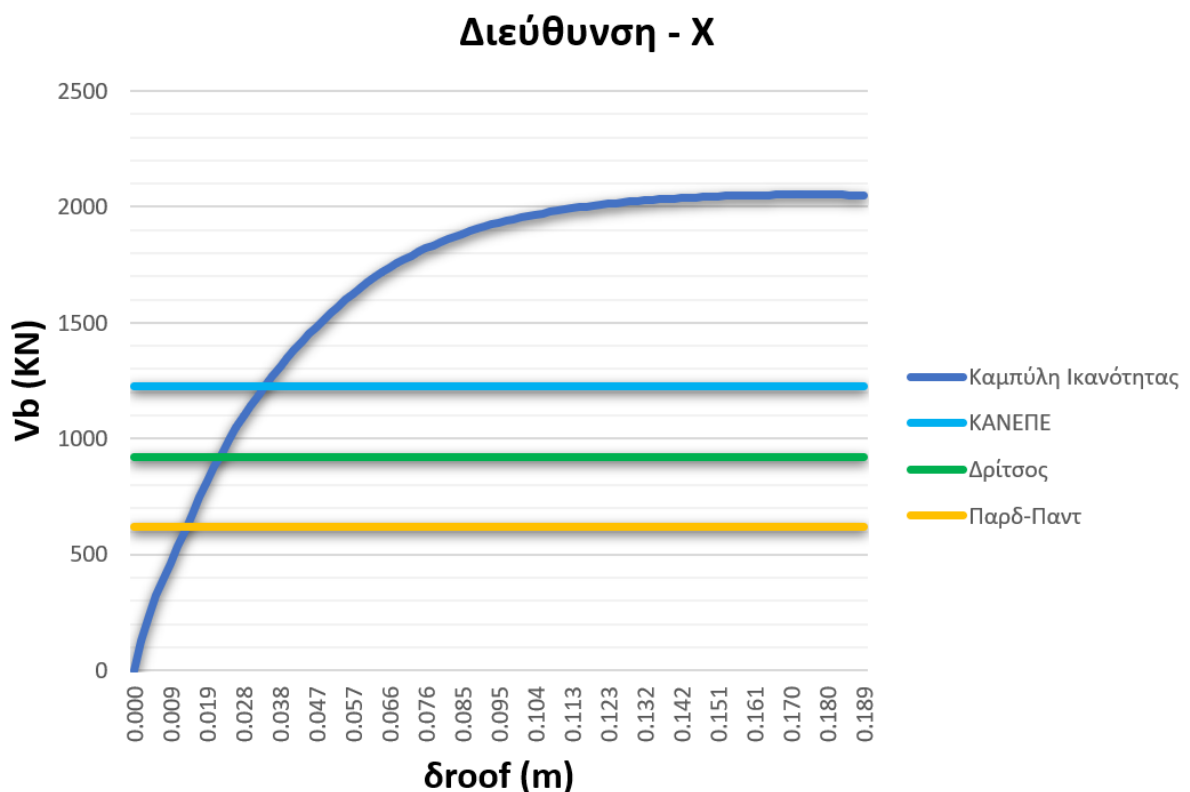
| | a_{g-lim} (g) | $V_{base-B2}$ (kN) | $\delta_{\tau-B2}$ (m) | $V_{base-T1}$ (kN) | $\delta_{\tau-T1}$ (m) |
|-------------|-----------------|--------------------|------------------------|--------------------|------------------------|
| Διεύθυνση X | 0.21 | 813.35 | 0.0181 | 1226.61 | 0.0340 |
| Διεύθυνση Y | 0.067 | 584.68 | 0.00756 | 818.42 | 0.0123 |

3.4 Συμπεράσματα – Σύγκριση Μεθόδων

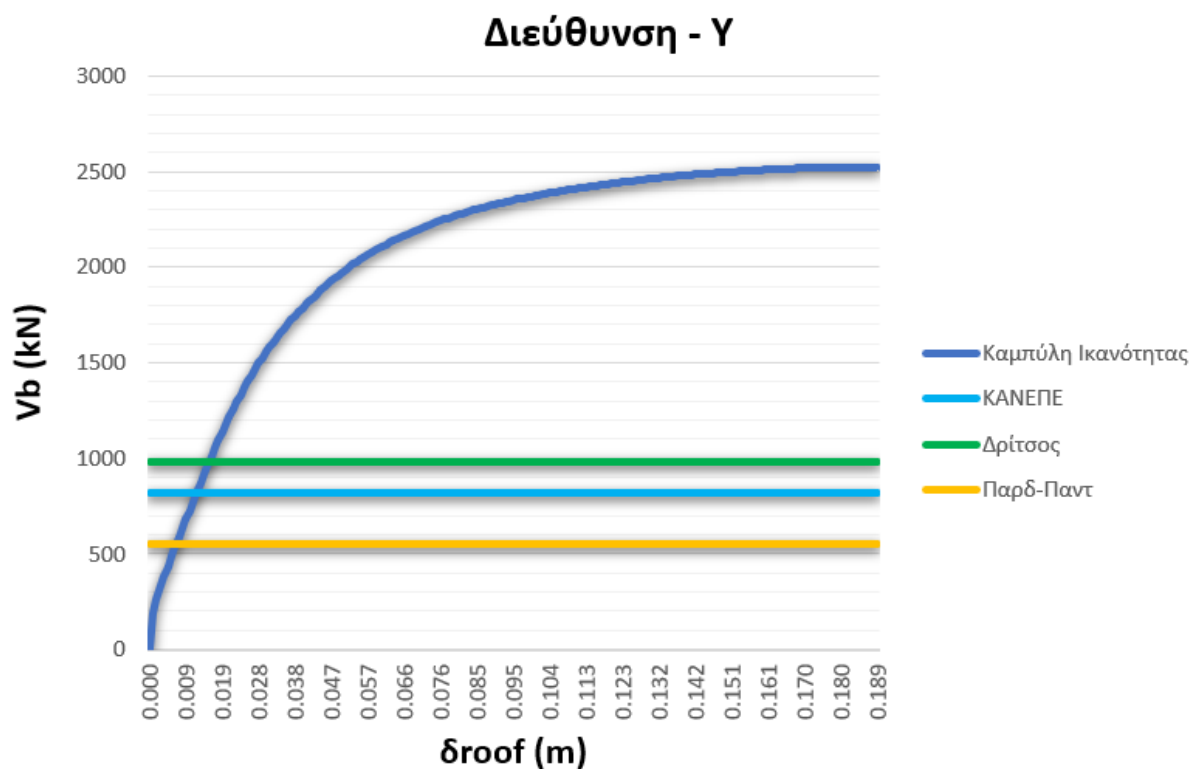
Από την εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων [5], παρατηρείται ότι οι αστοχίες, τόσο στη διεύθυνση X όσο και στην Y, είναι ψαθυρής μορφής, λόγω Τέμνουσας Δύναμης. Ακόμη, η συμπεριφορά του φορέα είναι σημαντικά καλύτερη στη διεύθυνση X, αφού στη διεύθυνση Y η πρώτη αστοχία για κατακόρυφο μέλος σημειώνεται για αρκετά μικρή εδαφική επιτάχυνση.

Όσον αφορά τους Δευτεροβάθμιους Προσεισμικούς Ελέγχους, συγκεκριμένα η μέθοδος του Δρίτσου Σ. [2] βρίσκει την πρώτη αστοχία για κατακόρυφο μέλος σε όρους Τέμνουσας Βάσης και τα αποτελέσματα της για τον φορέα προσεγγίζουν καλά αυτά της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης. Η μέθοδος των Παρδαλόπουλου Σ. – Πανταζοπούλου Σ. [16],[17],[18] από την άλλη, βρίσκει την πρώτη αστοχία σε όρους εδαφικής επιτάχυνσης, οπότε με χρήση της Σχέσης 1.39 προκύπτει η μετακίνηση κορυφής και μέσω αυτής υπολογίζεται η Τέμνουσα Βάσης για την κάθε διεύθυνση. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι αρκετά δυσμενή, αφού η τελική αντοχή που υπολογίστηκε προέρχεται από αστοχία κόμβων, που δε λαμβάνεται υπόψιν από τον Κανονικό Επεμβάσεων και τη μέθοδο Σ. Δρίτσου.

Η σύγκριση των μεθόδων, λοιπόν, θα γίνει σε όρους Τέμνουσας Βάσης- V_b και οι τιμές της για τις μεθόδους βρίσκονται στον Πίνακα 3.11. Η σύγκριση απεικονίζεται στα Σχήματα 3.14 - 3.15, στα οποία σημειώνονται οι τιμές της Τέμνουσας Βάσης πάνω στην Καμπύλη Ικανότητας του φορέα, για τις δύο κύριες διευθύνσεις.



Σχήμα 3.14: Απεικόνιση Σεισμικής Ικανότητας σε όρους Τέμνουσας Βάσης για τη Διεύθυνση X



Σχήμα 3.15: Απεικόνιση Σεισμικής Ικανότητας σε όρους Τέμνουσας Βάσης για τη Διεύθυνση Y

Πίνακας 3.11: Τιμές Τέμνουσας Βάσης για τις δύο διευθύνσεις

| | Κανονισμός Επεμβάσεων V_b (kN) | Δρίτσος Σ. V_b (kN) | Παρδαλόπουλος Σ.-Πανταζοπούλου Σ. V_b (kN) |
|-------------|-------------------------------------|--------------------------|---|
| Διεύθυνση X | 1226 | 919 | 620 |
| Διεύθυνση Y | 818 | 979 | 550 |

4 Οικονομοτεχνική Αποτίμηση Κατασκευής

4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας

Προηγήθηκε η εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων [5] και συγκεκριμένα η εφαρμογή μίας Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης για το φορέα. Η ανάλυση αυτή μπορεί να μετατραπεί σε μία πραγματικά Δυναμική Ανάλυση με σκοπό την ακριβέστερη προσέγγιση της σεισμικής δράσης, καθώς και των Σταθμών Επιτελεστικότητας, προσεγγίζοντας ακριβέστερα την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής [20]. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση του λογισμικού «SPO2FRAG» [10] το οποίο μετατρέπει την Ανελαστική Στατική Ανάλυση σε Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση και δίνει τη δυνατότητα του προσδιορισμού των Καμπύλων Τρωτότητας.

Εκτελέστηκαν τέσσερις (4) περιπτώσεις εκτίμησης των Καμπυλών Τρωτότητας για τις στάθμες επιτελεστικότητας «*Σημαντικές Βλάβες*» - B2 και «*Οιονεί Κατάρευση*» - Γ1. Για κάθε στάθμη τέθηκαν ως όρια οι μέγιστες στροφές ορόφων και για τις τέσσερις περιπτώσεις:

- Πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους σε Τέμνουσα σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, κατά τη διεύθυνση – X.
- Πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους σε Τέμνουσα σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, κατά τη διεύθυνση – Y.
- Καμπτικής ή Διατμητικής μορφής αστοχία δομικού στοιχείου με επιλεγμένα σημεία για Στάθμες Επιτελεστικότητας, κατά τη διεύθυνση – X.
- Καμπτικής ή Διατμητικής μορφής αστοχία δομικού στοιχείου με επιλεγμένα σημεία για Στάθμες Επιτελεστικότητας, κατά τη διεύθυνση – Y.

Για τις δύο πρώτες περιπτώσεις, η πρώτη αστοχία που αντιστοιχεί στην «*Οιονεί Κατάρευση*» - Γ1 εμφανίζεται σε τοίχιο. Για τις άλλες δύο λαμβάνεται υπόψιν η επίδραση των τοιχοπληρώσεων οι οποίες δεν περιλαμβάνονται στο μοντέλο. Η παρουσία τους προσφέρει μεγάλη δυσκαμψία με αποτέλεσμα την επιβράδυνση της εμφάνισης της πρώτης αστοχίας μέλους για το φορέα. Αποτέλεσμα αυτού είναι η συσσώρευση φορτίων στις τοιχοπληρώσεις και έτσι θεωρούμε ως πρώτη στάθμη όταν εμφανιστούν τοπικές ζημιές σε αυτές κατά Ευρωκώδικα, που συμβαίνουν σε στροφή ορόφου ίση με 0.5%. Ως Στάθμη Γ1 θεωρούμε την πλήρη αστοχία των τοιχοπληρώσεων που συμβαίνει σε στροφή ορόφου 0.6%, κατ' εκτίμηση. Τέλος, η διασπορά που χρησιμοποιήθηκε ήταν 20% για τη στάθμη επιτελεστικότητας B2 και 25% για τη στάθμη Γ1.

Στον Πίνακα 4.1 δίνονται οι μέγιστες τιμές στροφής ορόφου και διασποράς, που αντιστοιχούν στις Στάθμες «*Σημαντικές Βλάβες*» - B2 και «*Οιονεί Κατάρευση*» - Γ1, για τις τέσσερις υπό διερεύνηση περιπτώσεις.

Πίνακας 4.1: Μέγιστη στροφή ορόφου για τις τέσσερις περιπτώσεις

| Θ_{max} | B2 | Γ1 |
|---|--------|-------|
| Πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους σε Τέμνουσα σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, κατά τη διεύθυνση – X | 0.26% | 0.44% |
| Πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους σε Τέμνουσα σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, κατά τη διεύθυνση – Y | 0.096% | 0.16% |
| Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας, κατά τη διεύθυνση – X | 0.5% | 0.6% |
| Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας, κατά τη διεύθυνση – Y | 0.5% | 0.6% |

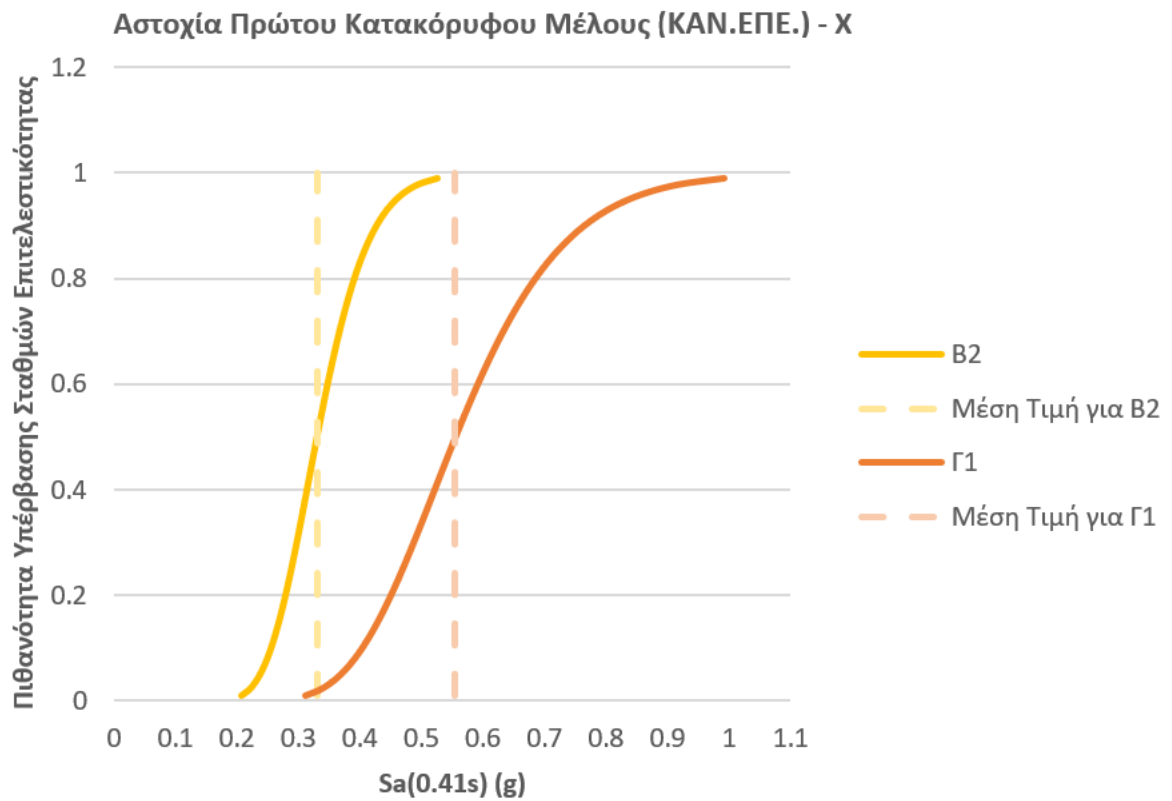
Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας, όπως αυτές προέκυψαν απ' το λογισμικό SPO2FRAG [10], στα Σχήματα 4.1 - 4.4. Στους Πίνακες 4.2 - 4.3 δίνονται οι μέσες τιμές των φασματικών επιταχύνσεων και η τυπική απόκλιση αυτών.

Πίνακας 4.2: Μέση φασματική επιτάχυνση και τυπική απόκλιση για στάθμη B2

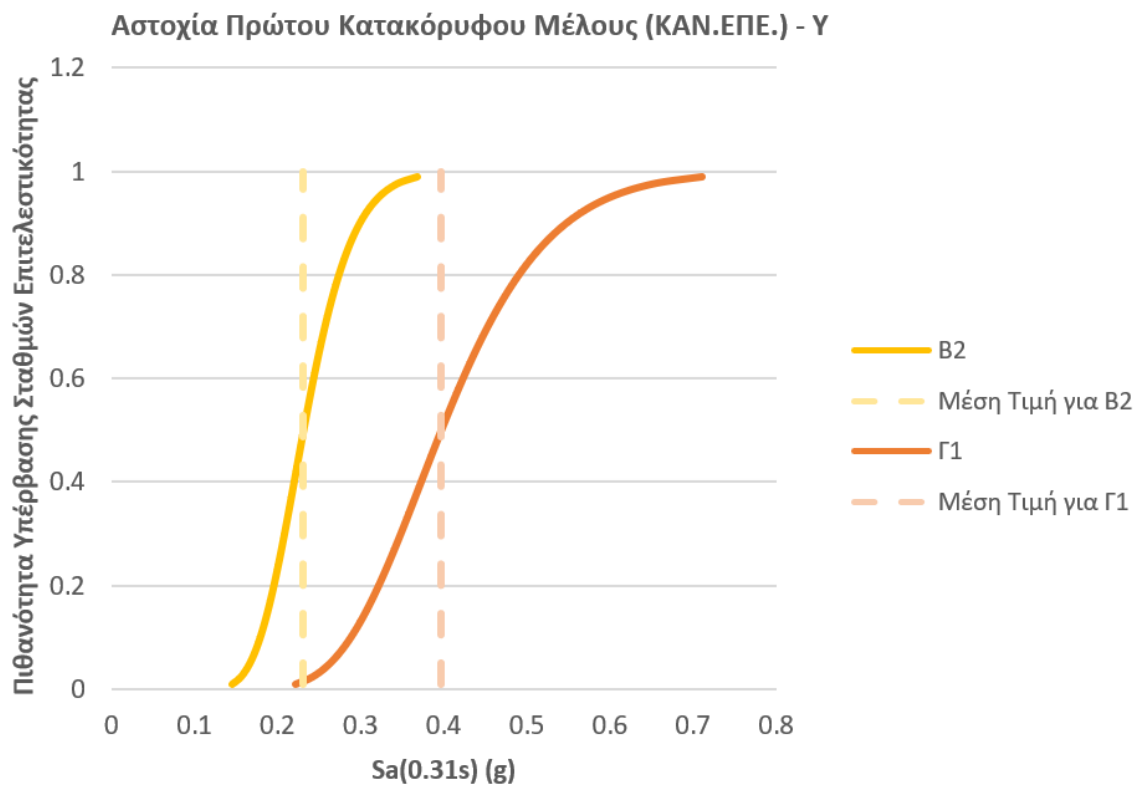
| | Μέση $Sa(T)$ (g) | Τυπική Απόκλιση |
|---|------------------|-----------------|
| Πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους σε Τέμνουσα σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, κατά τη διεύθυνση – X | 0.33 | 0.195 |
| Πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους σε Τέμνουσα σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, κατά τη διεύθυνση – Y | 0.231 | 0.197 |
| Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας, κατά τη διεύθυνση – X | 0.647 | 0.199 |
| Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας, κατά τη διεύθυνση – Y | 1.171 | 0.183 |

Πίνακας 4.3: Μέση φασματική επιτάχυνση και τυπική απόκλιση για στάθμη Γ1

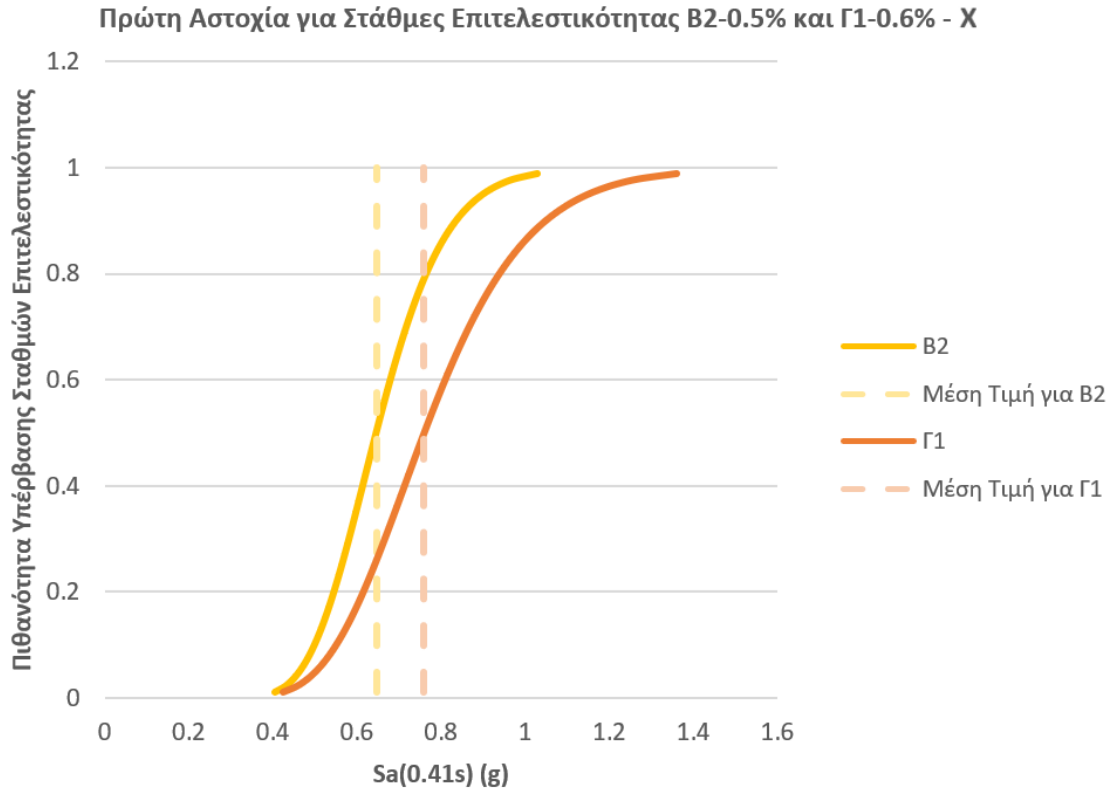
| | Μέση $Sa(T)$ (g) | Τυπική Απόκλιση |
|---|------------------|-----------------|
| Πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους σε Τέμνουσα σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, κατά τη διεύθυνση – X | 0.55 | 0.244 |
| Πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους σε Τέμνουσα σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων, κατά τη διεύθυνση – Y | 0.397 | 0.237 |
| Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας, κατά τη διεύθυνση – X | 0.76 | 0.254 |
| Πρώτη Αστοχία σε επιλεγμένες Στάθμες Επιτελεστικότητας, κατά τη διεύθυνση – Y | 1.341 | 0.225 |



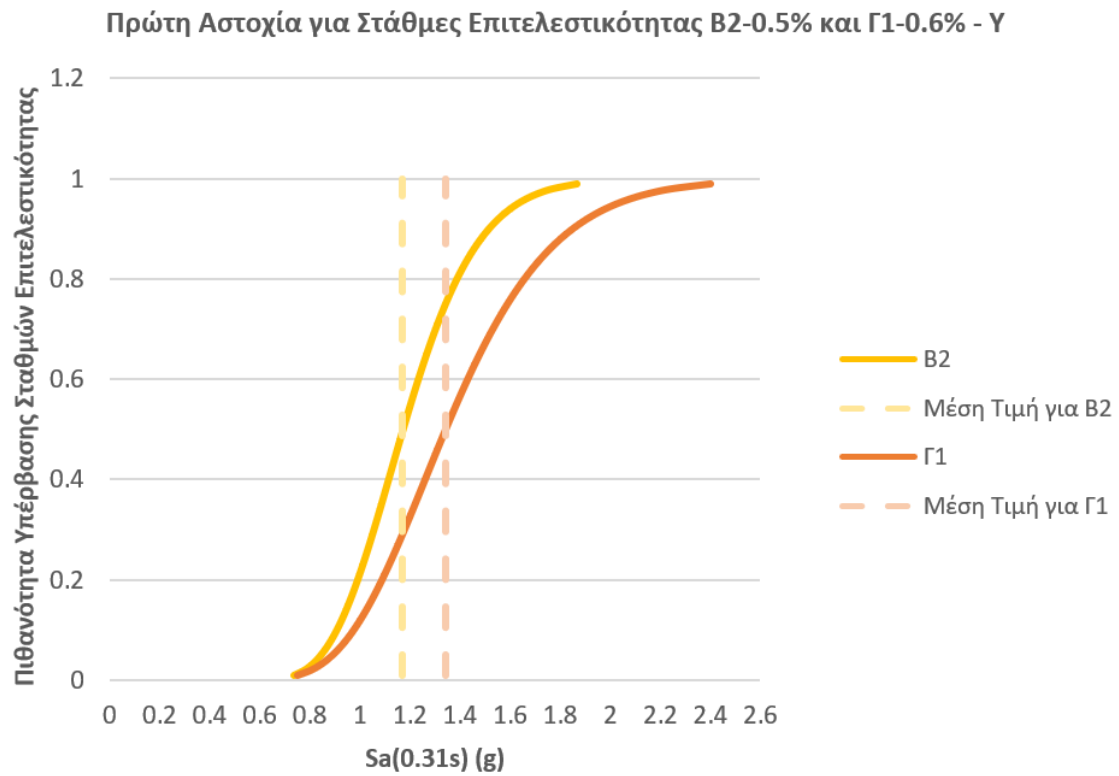
Σχήμα 4.1: Καμπύλες Τρωτότητας 1^{ης} Περίπτωσης



Σχήμα 4.2: Καμπύλες Τρωτότητας 2^{ης} Περίπτωσης



Σχήμα 4.3: Καμπύλες Τρωτότητας 3ης Περίπτωσης



Σχήμα 4.4: Καμπύλες Τρωτότητας 4ης Περίπτωσης

4.2 Εκτίμηση Σεισμικών Απωλειών

Με τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης, ακολουθεί η εκτίμηση των χρηματοοικονομικών απωλειών που πιθανά να εμφανιστούν στην κατασκευή, λόγω σεισμικής διέγερσης. Η εκτίμηση αυτή γίνεται με τη χρήση του λογισμικού «Performance Assessment Calculation Tool» (PACT) του «FEMA P-58» [12],[13],[14],[15].

Σε αρχικό στάδιο, εισάγονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής όπως ο αριθμός των ορόφων, το ύψος τους σε πόδια (ft), καθώς και το εμβαδόν τους σε τετραγωνικά πόδια (ft²). Εισάγεται, επίσης, το κόστος αντικατάστασης της κατασκευής, που εκτιμάται ίσο με 1100\$/m², αλλά και το κόστος επισκευής ίσο με το 40% του συνολικού κόστους αντικατάστασης. Στη συνέχεια, εισάγονται οι ποσότητες των δομικών και μη δομικών στοιχείων της κατασκευής για τις δύο διευθύνσεις, όπως φαίνονται στον Πίνακα 4.4. Από τις «βιβλιοθήκες» του προγράμματος έγινε η ένταξη των κόμβων των ορόφων, των σωληνώσεων ζεστού και κρύου και των ηλεκτρικών καλωδιώσεων. Για τους κόμβους χρησιμοποιήθηκαν τέσσερις (4) διαφορετικές κατηγορίες με βάση τις διαστάσεις τους και την ύπαρξη συντρεχουσών δοκών σε αυτούς. Θεωρήθηκαν σχεδιασμένοι χωρίς κάποιο αντισεισμικό κανονισμό, με ασθενείς κόμβους και πλαστικούς δοκούς. Για τις τοιχοπληρώσεις δημιουργήθηκε μία ομάδα με κόστος 120 €/m² και θεωρήθηκε ότι για κάθε m² επιφάνειας της κατασκευής, υπάρχουν 1.70 m² τοιχοπληρώσεως.

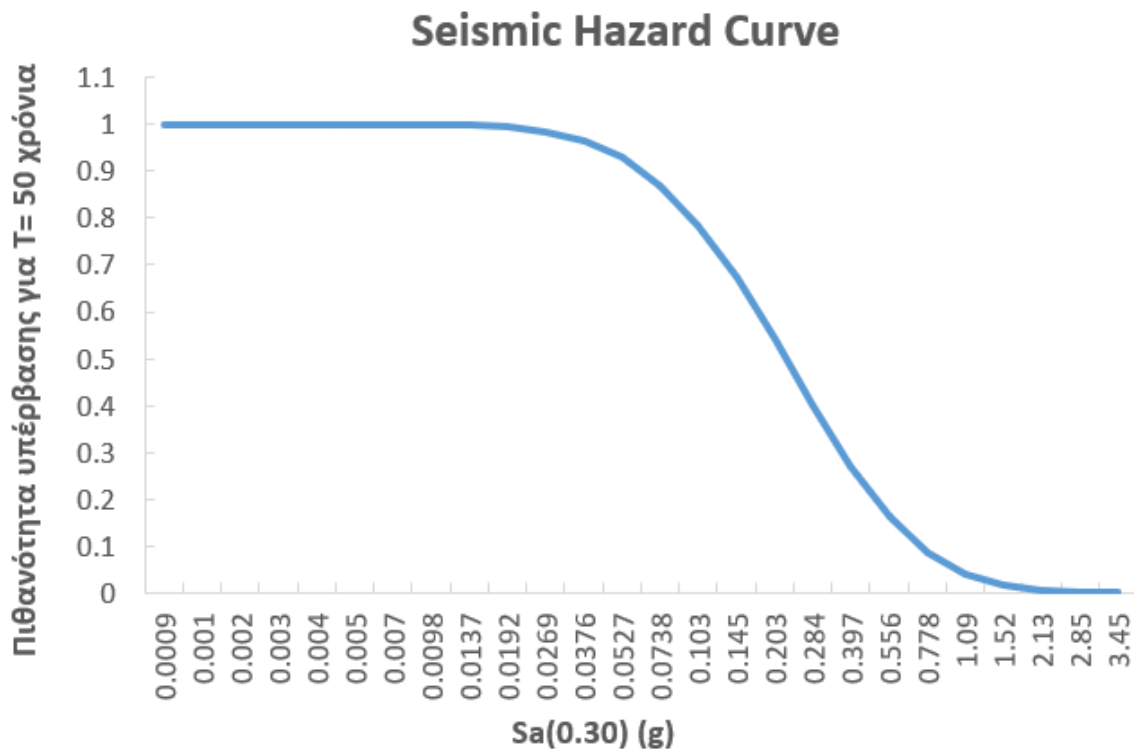
Πίνακας 4.4: Δομικά και μη δομικά στοιχεία που εισάγονται στο PACT.

| Κατηγορία | Περιγραφή | Ποσότητα κατά X | | | Ποσότητα κατά Y | | |
|-------------|------------------------------------|----------------------|----------------------|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| | | 1 ^{ος} | 2 ^{ος} | 3 ^{ος} | 1 ^{ος} | 2 ^{ος} | 3 ^{ος} |
| B1041.081a | Non-Conforming MF, Beam One Side | 8 | 7 | 9 | 5 | 3 | 9 |
| B1041.081b | Non-Conforming MF, Beam Both Sides | 1 | 1 | 1 | 4 | 4 | 2 |
| B1041.082a | Non-Conforming MF, Beam One Side | 3 | 3 | 1 | 3 | 4 | 1 |
| B1041.082b | Non-Conforming MF, Beam Both Sides | 2 | 2 | 0 | 2 | 1 | 0 |
| B1051.001a | Masonry Infills | 1176 ft ² | 1143 ft ² | 806 ft ² | 1002 ft ² | 974 ft ² | 686 ft ² |
| D2021.011a | Cold or Hot Potable | 135.9 | 132.1 | 93.1 | 135.9 | 132.1 | 93.1 |
| D5012.0.31a | Distribution Panel | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |

Συνεχίζοντας, έγινε εισαγωγή της Τρωτότητας Κατάρρευσης (Collapse Fragility) και της τυπικής απόκλισης, όπως υπολογίστηκαν στον Πίνακα 4.3. Στο λογισμικό έγινε η εισαγωγή των στοιχείων και για τις δύο διευθύνσεις, όμως τα αποτελέσματα προκύπτουν μόνο για το δυσμενέστερη. Έτσι, μελετώνται δύο περιπτώσεις, μία για την πρώτη αστοχία κατακόρυφου μέλους σε τέμνουσα δύναμη, χωρίς να έχουμε συμπεριλάβει τη συμβολή των τοιχοπληρώσεων και η άλλη για την πρώτη αστοχία που θα προκύψει, λαμβάνοντας υπόψιν τις τοιχοπληρώσεις.

Ακολούθησε ο υπολογισμός των στροφών κάθε ορόφου για συγκεκριμένα επίπεδα σεισμικής έντασης. Συγκεκριμένα, για τις φασματικές επιταχύνσεις που αντιστοιχούν σε πιθανότητες υπέρβασης 50%, 10% και 2% στα 50 χρόνια. Για να προσδιοριστούν οι τιμές αυτές, χρησιμοποιήθηκαν Καμπύλες Σεισμικής Επικινδυνότητας για τα Ιωάννινα, από τα δεδομένα βάσης των European Facilities for Earthquake Hazard and Risk [11], προσαρμοσμένες στην ιδιοπερίοδο του κτιρίου. Τα στοιχεία από την ιστοσελίδα δίνονται μόνο για τύπο εδάφους Α, που είναι και το έδαφος για την κατασκευή που εξετάζεται.

Έτσι, προέκυψε η Καμπύλη Επικινδυνότητας του φορέα που παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.5. Για τις δύο περιπτώσεις αστοχίας, λαμβάνονται τέσσερα σενάρια σεισμικής διέγερσης που περιλαμβάνουν τις πιθανότητες υπέρβασης 50%, 10% και 2% στα 50 χρόνια, καθώς και την εκάστοτε αστοχία. Στους Πίνακες 4.5 - 4.6 παρουσιάζονται οι τιμές της φασματικής επιτάχυνσης και της μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης για τα τέσσερα σενάρια των δύο περιπτώσεων.



Σχήμα 4.5: Καμπύλη επικινδυνότητας του φορέα

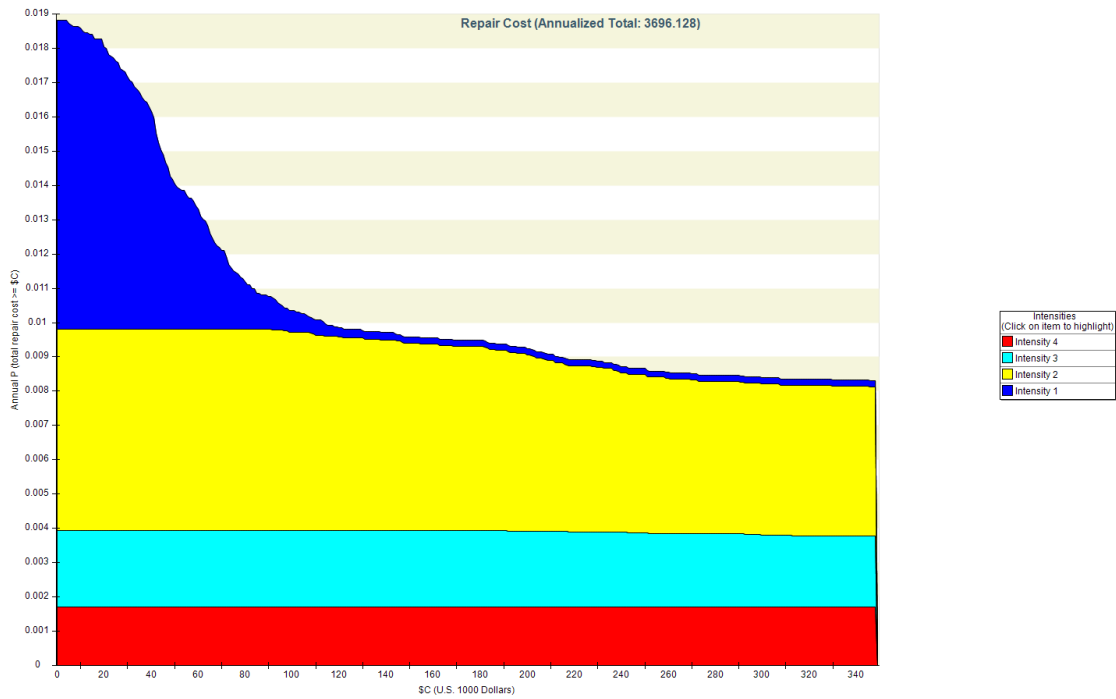
Πίνακας 4.5: Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης σεναρίων για την 1η περίπτωση

| Πρώτη Αστοχία Κατακόρυφου Μέλους σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ. | | | |
|--|---|----------------------|---------------------------------|
| Σενάρια | | Φασματική Επιτάχυνση | Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης |
| 50%/50χρ. | 1 | 0.25 g | 0.01386 |
| 21.5%/50χρ. (1 ^η Αστοχία Υ/Σ) | 2 | 0.49 g | 0.00486 |
| 10%/50χρ. | 3 | 0.70 g | 0.00211 |
| 2%/50χρ. | 4 | 1.40 g | 0.0004 |

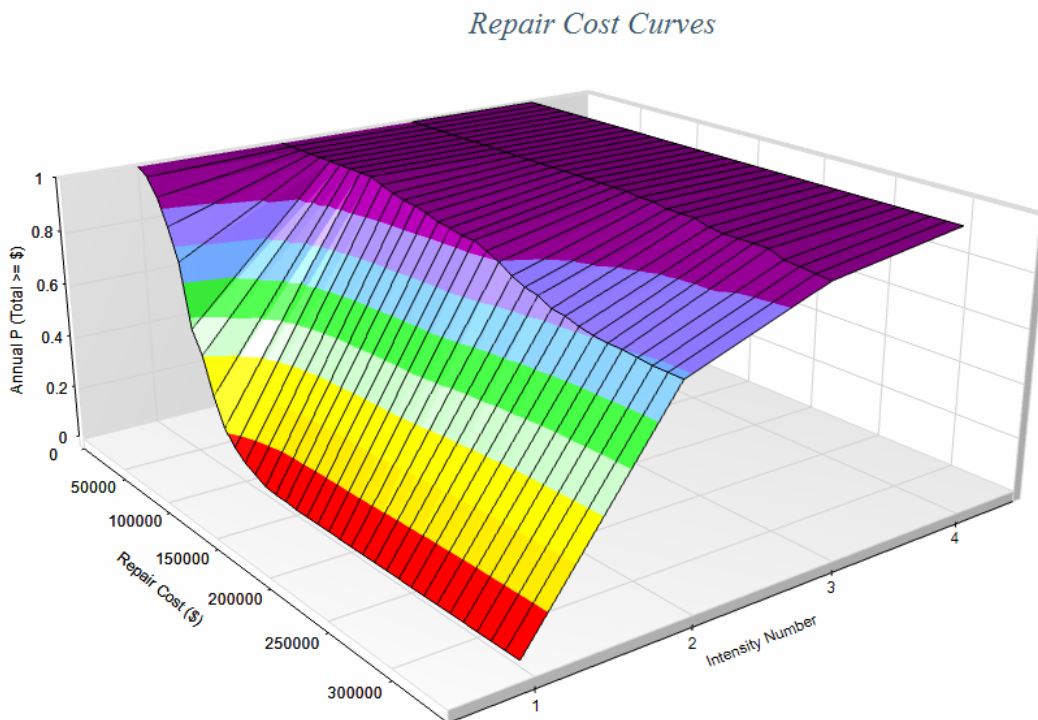
Πίνακας 4.6: Φασματική Επιτάχυνση και Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης σεναρίων για τη 2η περίπτωση

| Αστοχία σε $\theta_{max} = 0.6\%$ | | | |
|---|---|----------------------|---------------------------------|
| Σενάρια | | Φασματική Επιτάχυνση | Μέση Ετήσια Συχνότητα Υπέρβασης |
| 50%/50χρ. | 1 | 0.25 g | 0.01386 |
| 10%/50χρ. | 2 | 0.70 g | 0.00211 |
| 2%/50χρ. | 3 | 1.40 g | 0.0004 |
| 1.15%/50χρ. ($\theta_{max}=0.6\%$) | 4 | 1.76 g | 0.00023 |

- 1^η Περίπτωση: Το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι ίσο με 3696.12 \$ και αντιστοιχεί σε 1.06 % του συνολικού κόστους αντικατάστασης.

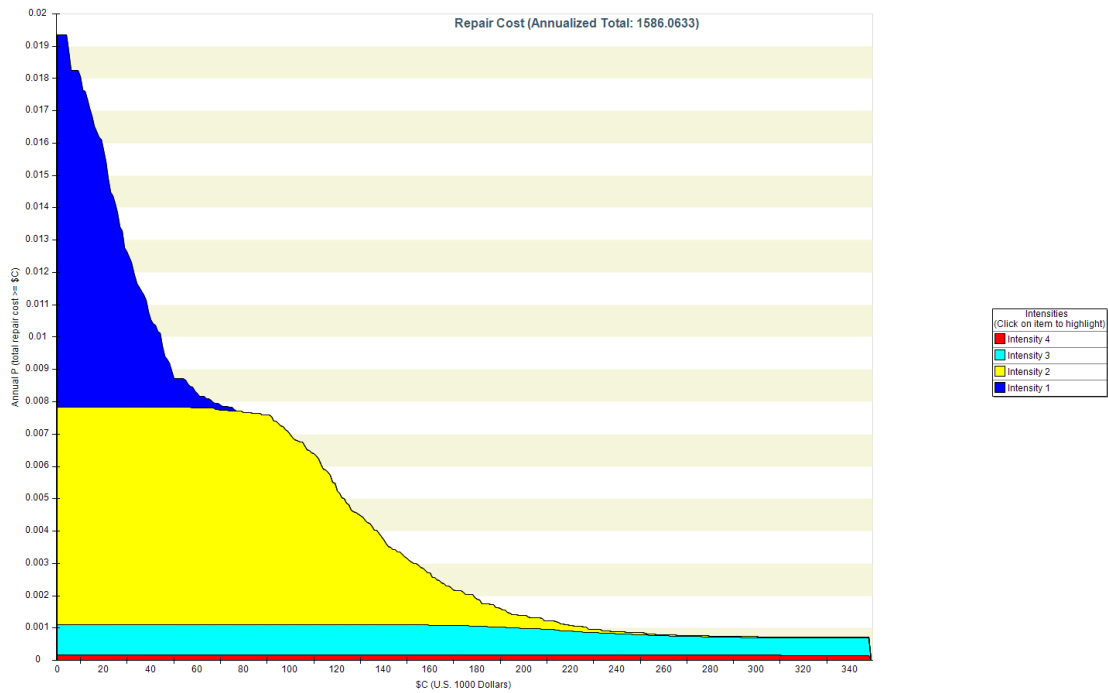


Σχήμα 4.6: Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών 1ης περίπτωσης

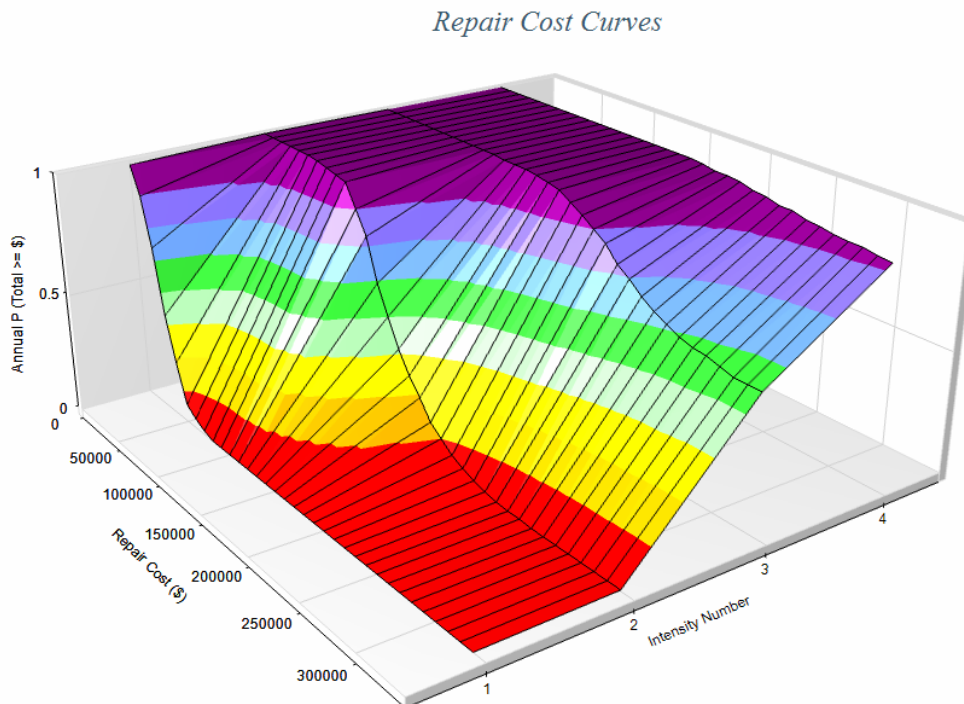


Σχήμα 4.7: Καμπύλη Κόστους Κατασκευών 1ης περίπτωσης

- 2^η Περίπτωση: Το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι ίσο με 1586.06 \$ και αντιστοιχεί σε 0.46 % του συνολικού κόστους αντικατάστασης.



Σχήμα 4.8: Ετήσια πιθανότητα συνολικού κόστους επισκευών 2ης περίπτωσης



Σχήμα 4.9: Καμπύλη Κόστους Κατασκευών 2ης περίπτωσης

Καταλήγουμε, λοιπόν, ότι το συνολικό κόστος επισκευών λόγω σεισμού για την 1^η περίπτωση (χωρίς τοιχοπληρώσεις) είναι 3696.12 \$, δηλαδή 3067 € και για τη 2^η περίπτωση (με τοιχοπληρώσεις) είναι 1586.06 \$ που αντιστοιχούν σε 1318 €. Με βάση τον Πίνακα 4.7, όπου αποτυπώνονται τα οικονομικά δεδομένα για την κατασκευή σε ετήσια βάση, θα γίνει η εκτίμηση των καθαρών κερδών για τον ιδιοκτήτη για δύο (2) ενδεχόμενα, με δεδομένο την ύπαρξη ασφάλισης για σεισμικές βλάβες ή όχι. Στο ενδεχόμενο της αυτασφάλισης, οι απώλειες λόγω σεισμού καλύπτονται εξ' ολοκλήρου από τον ιδιοκτήτη, ενώ με την ασφάλιση καλύπτονται κατ' εκτίμηση 250000 € συνολικά, που αντιστοιχεί στο 87% του κόστους αντικατάστης (285393 €). Στους Πίνακες 4.8 – 4.11 παρουσιάζονται τα συνολικά καθαρά κέρδη για τα δύο ενδεχόμενα και για τις δύο περιπτώσεις για τις οποίες βρέθηκε το ετήσιο πιθανό κατασκευαστικό κόστος.

Πίνακας 4.7: Οικονομικά δεδομένα κατασκευής

| Ενοίκια | Φόρος Ενοικίου | ΕΝΦΙΑ | Κόστος Συντήρησης | Ασφάλεια (Πυρκαγιάς-Σεισμού) |
|--------------|----------------|------------|-------------------|------------------------------|
| 13200 €/έτος | 1980 €/έτος | 1000€/έτος | 200 €/έτος | 900 €/έτος |

Πίνακας 4.8: Καθαρά κέρδη με αυτασφάλιση – 1^η περίπτωση

| Κέρδη | Επισκευαστικό Κόστος | Καθαρά Κέρδη |
|-------------|----------------------|--------------|
| 9720 €/έτος | 3067 €/έτος | 6653 €/έτος |

Πίνακας 4.9: Καθαρά κέρδη με ασφάλεια έναντι σεισμού – 1^η περίπτωση

| Κέρδη | Επισκευαστικό Κόστος | Καθαρά Κέρδη |
|-------------|----------------------|--------------|
| 8820 €/έτος | 3067 €/έτος | 8440 €/έτος |

Παρατηρούμε ότι για την 1^η περίπτωση (1^η αστοχία Υ/Σ σύμφωνα με ΚΑΝ.ΕΠΕ.), όπου το ετήσιο πιθανό κατασκευαστικό κόστος είναι 3067 €, τα καθαρά κέρδη για τον ιδιοκτήτη σε ετήσια βάση είναι 1787 € περισσότερα στην περίπτωση που υπάρχει ασφάλιση.

Πίνακας 4.10: Καθαρά κέρδη με αυτασφάλιση έναντι σεισμού – 2η περίπτωση

| Κέρδη | Επισκευαστικό Κόστος | Καθαρά Κέρδη |
|-------------|----------------------|--------------|
| 9720 €/έτος | 1318 €/έτος | 8402 €/έτος |

Πίνακας 4.11: Καθαρά κέρδη με ασφάλεια έναντι σεισμού – 2η περίπτωση

| Κέρδη | Επισκευαστικό Κόστος | Καθαρά Κέρδη |
|-------------|----------------------|--------------|
| 8820 €/έτος | 1318 €/έτος | 8657 €/έτος |

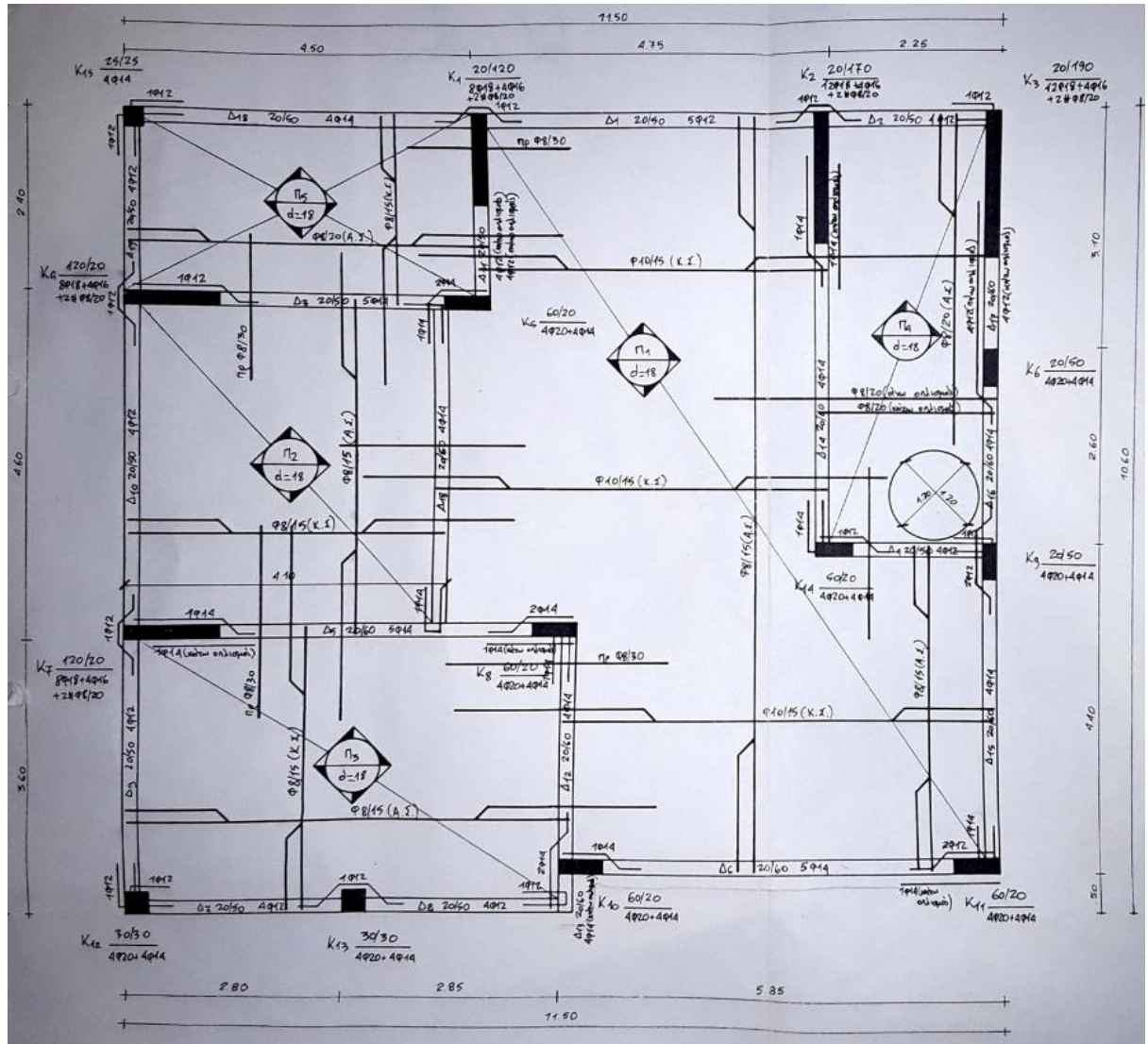
Συμπερασματικά, τα καθαρά κέρδη για τον ιδιοκτήτη είναι λιγότερα στην περίπτωση της αυτασφάλισης και για τις δύο περιπτώσεις πιθανού ετήσιου επισκευαστικού κόστους, με τη διαφορά σε σχέση με τα καθαρά κέρδη όταν υπάρχει ασφάλιση να είναι πιο σημαντική όσο το ετήσιο επισκευαστικό κόστος αυξάνεται.

5 Βιβλιογραφία

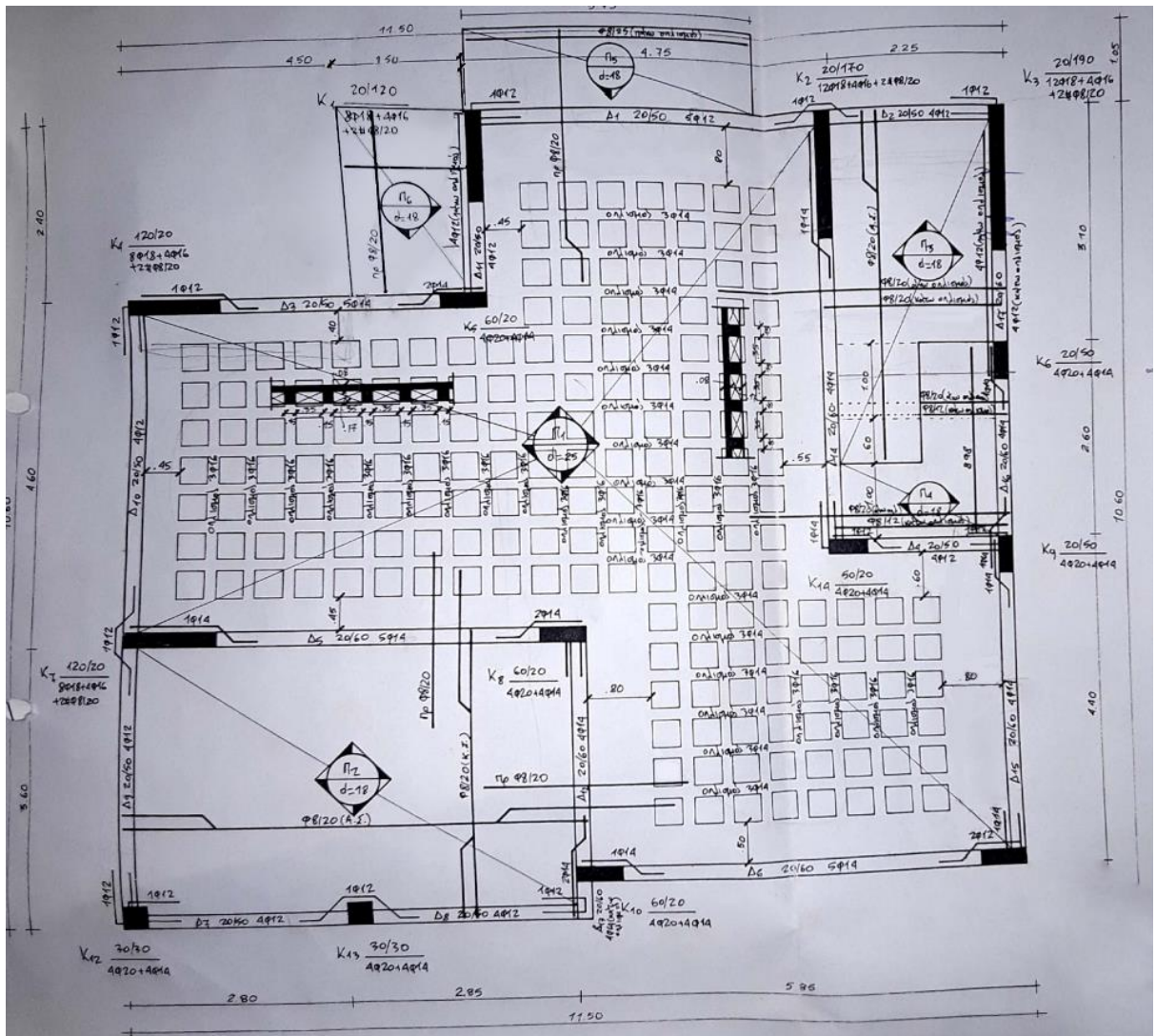
1. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959) «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
2. Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα.
3. EN 1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα».
4. EN 1998-1 (2004), Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών».
5. Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 2984/Β'/30-08-2017, 2^η Αναθεώρηση.
6. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1954), «Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος», ΦΕΚ 160/Α/26-07-1954.
7. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1946), «Κανονισμός Φορτίσεων», ΦΕΚ 171/Α/16-05-1946.
8. Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β'/05-09-2013
9. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1984), «Τροποποίηση Αντισεισμικού Κανονισμού», ΦΕΚ 239/Β/16-04-1984.
10. Baltzopoulos G., Baraschino R., Iervolino I., Vamvatsikos D. (2017) “SPO2FRAG software for seismic fragility assessment based on static pushover” Bulletin of Earthquake Engineering 15, 4399-4425.
11. EFEHR, Hazard Curves: <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazard-curves> [Accessed 2020].
12. FEMA, (2018a), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1- methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
13. FEMA, (2018b), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-2, Volume 2- Implementation Guide, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
14. FEMA, (2018c), Seismic performance assessment of buildings. Volume 3-Supporting Electronic Materials, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
15. FEMA P-58. Pact [online]: <http://femap58.atcouncil.org/pact>. [Accessed 2020]
16. Pardalopoulos S.J, Pantazopoulou S.J., Lekidisa V.A (2018) “Simplified method for rapid seismic assessment of older R.C. buildings” Engineering Structures, 154, 10-22.
17. Pardalopoulos S., Pantazopoulou S. (2018), “Rapid Seismic Assessment of two four-storey R.C. test buildings”, Bulletin of Earthquake Engineering, 17, 1379–1406.
18. Pardalopoulos S., Thermou G., Pantazopoulou S.J. (2012) “Screening criteria to identify brittle R.C. structural” Bulletin of Earthquake Engineering 11, 607-636.
19. SeismoBuild User manual (2020)
20. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “The Incremental Dynamic Analysis and its application to Performance-Based earthquake engineering”, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 479.

Παράρτημα Α. Σχέδια – Πίνακες Οπλισμών

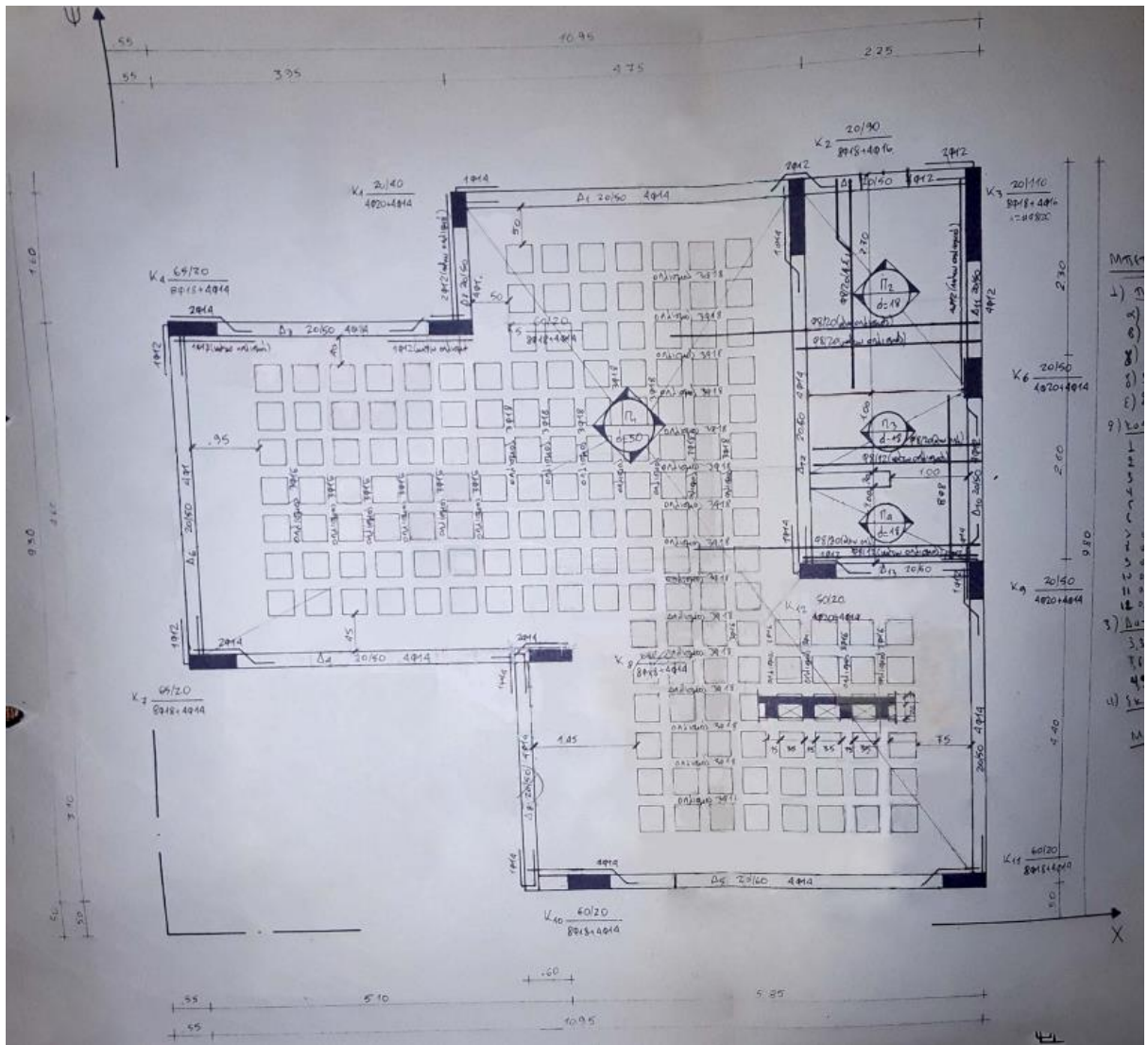
Ευλότυπος Ισογείου:



Ευλόγυπος 1^{ου} Ορόφου:



Ευλότυπος 2^{ου} Ορόφου:



Ισογείου:

| | Διατομή (cm) | Διαμήκης Οπλισμός | Συνδετήρες |
|-----|--------------|--------------------|------------|
| T1 | 120x20 | 8Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| T2 | 170x20 | 12Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| T3 | 190x20 | 12Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| T4 | 20x120 | 8Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| K5 | 20x60 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K6 | 50x20 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| T7 | 20x120 | 8Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| K8 | 20x60 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K9 | 50x20 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K10 | 20x60 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K11 | 20x60 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K12 | 20x50 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K13 | 30x30 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K14 | 30x30 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K15 | 25x25 | 4Φ14 | Φ8/20 cm |

1^ο ορόφου:

| | Διατομή (cm) | Διαμήκης Οπλισμός | Συνδετήρες |
|-----|--------------|--------------------|------------|
| T1 | 120x20 | 8Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| T2 | 170x20 | 12Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| T3 | 190x20 | 12Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| T4 | 20x120 | 8Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| K5 | 20x60 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K6 | 50x20 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| T7 | 20x120 | 8Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| K8 | 20x60 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K9 | 50x20 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K10 | 20x60 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K11 | 20x60 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K12 | 20x50 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K13 | 30x30 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K14 | 30x30 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |

2^ο ορόφου:

| | Διατομή (cm) | Διαμήκης Οπλισμός | Συνδετήρες |
|-----|--------------|-------------------|------------|
| K1 | 40x20 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K2 | 90x20 | 8Φ18+4Φ16 | Φ8/20 cm |
| T3 | 110x20 | 8Φ18+4Φ16+2#Φ8/20 | Φ8/20 cm |
| K4 | 20x65 | 8Φ18+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K5 | 20x60 | 8Φ18+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K6 | 50x20 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K7 | 20x65 | 8Φ18+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K8 | 20x60 | 8Φ18+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K9 | 50x20 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K10 | 20x60 | 8Φ18+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K11 | 20x60 | 8Φ18+4Φ14 | Φ8/20 cm |
| K12 | 20x50 | 4Φ20+4Φ14 | Φ8/20 cm |

Ισογείου:

| | Διατομή (cm) | Διαμήκης Οπλισμός | | | Συνδετήρες |
|-----|-----------------|-----------------------------|-------------|-------------------|------------|
| | | Αρχή | Μέση | Τέλος | |
| Δ1 | 20/50 | 2Φ12κ+4Φ12α | 5Φ12κ | 2Φ12κ+4Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ2 | 20/50 | 2Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 3Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ3 | 20/50 | 2Φ14κ+3Φ14α+1Φ12α | 5Φ14κ | 3Φ14κ+5Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ4 | 20/50 | 3Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 3Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ5 | 20/60 | 2Φ14κ+4Φ14α | 5Φ14κ | 2Φ14κ+5Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ6 | 20/60 | 2Φ14κ+4Φ14α | 5Φ14κ | 3Φ14κ+3Φ14α+2Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ7 | 20/50 | 3Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 2Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ8 | 20/50 | 2Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 3Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ9 | 20/50 | 3Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 2Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ10 | 20/50 | 2Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 2Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ11 | 20/50 | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ12 | 20/50 | 3Φ14κ+3Φ14α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+4Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ13 | 20/60 | 4Φ14κ+2Φ14α | 4Φ14κ+2Φ14α | 4Φ14κ+2Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ14 | 20/60 | 3Φ14κ+3Φ14α | 4Φ14κ | 3Φ14κ+3Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ15 | 20/60 | 3Φ14κ+3Φ14α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+2Φ14α+2Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ16 | 20/60 | 2Φ14κ+2Φ14α+2Φ12α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+2Φ14α+4Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ17 | 20/60 | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ18 | 20/60 | 3Φ14κ+3Φ14α | 4Φ14κ | 3Φ14κ+3Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ19 | 20/50 | 3Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 3Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ20 | 20/50 | 2Φ14κ+1Φ12κ+2Φ14α +1Φ12α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+2Φ14α+1Φ12α | Φ8/20 cm |

1^ο Ορόφου:

| | Διατομή (cm) | Διαμήκης Οπλισμός | | | Συνδετήρες |
|-----|-----------------|-------------------|-------------|-------------------|------------|
| | | Αρχή | Μέση | Τέλος | |
| Δ1 | 20/50 | 2Φ12κ+4Φ12α | 5Φ12κ | 2Φ12κ+4Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ2 | 20/50 | 2Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 3Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ3 | 20/50 | 2Φ14κ+3Φ14α+1Φ12α | 5Φ14κ | 3Φ14κ+5Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ4 | 20/50 | 3Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 3Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ5 | 20/60 | 2Φ14κ+4Φ14α | 5Φ14κ | 2Φ14κ+5Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ6 | 20/60 | 2Φ14κ+4Φ14α | 5Φ14κ | 3Φ14κ+3Φ14α+2Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ7 | 20/50 | 3Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 2Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ8 | 20/50 | 2Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 3Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ9 | 20/50 | 3Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 2Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ10 | 20/50 | 2Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 2Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ11 | 20/50 | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ12 | 20/50 | 3Φ14κ+3Φ14α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+4Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ13 | 20/60 | 4Φ14κ+2Φ14α | 4Φ14κ+2Φ14α | 4Φ14κ+2Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ14 | 20/60 | 3Φ14κ+3Φ14α | 4Φ14κ | 3Φ14κ+3Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ15 | 20/60 | 3Φ14κ+3Φ14α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+2Φ14α+2Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ16 | 20/60 | 2Φ14κ+2Φ14α+2Φ12α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+2Φ14α+4Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ17 | 20/60 | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | Φ8/20 cm |

2^ο Ορόφου:

| | Διατομή (cm) | Διαμήκης Οπλισμός | | | Συνδετήρες |
|-----|-----------------|-----------------------------|-------------|-----------------------------|------------|
| | | Αρχή | Μέση | Τέλος | |
| Δ1 | 20/50 | 3Φ14κ+3Φ14α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+4Φ14α+2Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ2 | 20/50 | 2Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ | 4Φ12κ+4Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ3 | 20/50 | 2Φ14κ+1Φ12κ+4Φ14α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+1Φ12κ+4Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ4 | 20/50 | 2Φ14κ+4Φ14α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+4Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ5 | 20/60 | 2Φ14κ+4Φ14α | 5Φ14κ | 2Φ14κ+5Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ6 | 20/50 | 2Φ14κ+1Φ12κ+2Φ14α +1Φ12α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+1Φ12κ+2Φ14α +1Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ7 | 20/50 | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ8 | 20/50 | 2Φ12κ+1Φ14κ+2Φ12α +1Φ14α | 4Φ12κ | 2Φ12κ+1Φ14κ+2Φ12α +1Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ9 | 20/50 | 2Φ14κ+1Φ12κ+2Φ14α +1Φ12α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+2Φ14α+1Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ10 | 20/50 | 2Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 2Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ11 | 20/50 | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | 4Φ12κ+4Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ12 | 20/60 | 3Φ14κ+3Φ14α | 4Φ14κ | 2Φ14κ+3Φ14α | Φ8/20 cm |
| Δ13 | 20/50 | 2Φ12κ+3Φ12α | 4Φ12κ | 3Φ12κ+3Φ12α | Φ8/20 cm |
| Δ14 | 20/50 | 4Φ14κ+4Φ14α | 4Φ14κ+4Φ14α | 4Φ14κ+4Φ14α | Φ8/20 cm |