



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σύγκριση Δευτεροβάθμιων Μεθόδων Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας Πεντάωροφου Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σπυρίδων Λ. Δημητρόπουλος

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Φεβρουάριος 2021

EMK ME 2021/3

Δημητρόπουλος Σ. (2021)
Σύγκριση Δευτεροβάθμιων Μεθόδων Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας Πενταώροφου
Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2021/3
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Dimitropoulos S. (2021)
Comparison of Simplified Methods for Rapid Seismic Assessment of a Five Storey Existing
Reinforced Concrete Building
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2021/3
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 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι	7
1.3.1 Μέθοδος Παρδαλόπουλου Σ. – Παναταζοπούλου Σ.	7
1.3.2 Μέθοδος Δρίτσου Σ.	12
1.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	13
2 Περιγραφή Φορέα	15
2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά Φορέα	15
2.2 Δεδομένα Μελέτης Φορέα	15
2.3 Προσομοίωση Φορέα.....	16
3 Εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Προσεισμικών Ελέγχων.....	17
3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος	17
3.2 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι	18
3.2.1 Εφαρμογή Μεθόδου Παρδαλόπουλου Σ. – Παναταζοπούλου Σ.	18
3.2.2 Εφαρμογή Μεθόδου Δρίτσου Σ.	21
3.3 Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ	26
3.3.1 Ανελαστική Στατική Ανάλυση με Τοιχοποιία	30
3.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση χωρίς Τοιχοποιία.....	33
3.3.3 Συμπεράσματα από εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ.....	38
3.4 Τελικά Συμπεράσματα	39
4 Τρωτότητες-Οικονομοτεχνική Αποτίμηση	42
4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας	42
4.2 Οικονομοτεχνική Αποτίμηση	45
5 Βιβλιογραφία.....	50
Παράρτημα Α. Σχέδια Ξυλοτύπων - Πίνακες Οπλισμών	51
Παράρτημα Β. Στοιχεία Μοντελοποίησης Τοιχοποιίας.....	62

Σύγκριση Δευτεροβάθμιων Μεθόδων Αποτίμησης Σεισμικής Επάρκειας Πενταώροφου Υφιστάμενου Κτιρίου Οπλισμένου Σκυροδέματος

Δημητρόπουλος Σ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Σκοπός της εργασίας είναι η εφαρμογή και η σύγκριση Δευτεροβάθμιων Μεθόδων αποτίμησης σεισμικής επάρκειας, με τον Κανονισμό Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. που αποτελεί το επίσημο κανονιστικό πλαίσιο για την αποτίμηση και ενίσχυση υπαρχόντων κατασκευών στον Ελλαδικό χώρο.

Για ένα πενταώροφο κτίριο κατασκευασμένο το 1979 στην περιοχή της Σπάρτης, αρχικά εφαρμόστηκε ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος-Ταχύς Οπτικός Έλεγχος για μια γρήγορη εκτίμηση για το κατά πόσο η κατασκευή μας απαιτεί περαιτέρω έλεγχο. Στην συνέχεια εφαρμόστηκαν οι δύο Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι (Παρδαλόπουλου Σ. – Πανταζοπούλου Σ. και Δρίτσου Σ.) και ο Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) για να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων. Επίσης έγινε μια εκτίμηση των μέσων ετήσιων απωλειών που μπορεί να παρουσιάσει η κατασκευή λόγω σεισμικών διεγέρσεων.

Τέλος μέσω των μεθόδων προέκυψε ότι η κατασκευή εμφανίζει ψαθυρές αστοχίες και ότι η πιο συντηρητική μέθοδος είναι του Παρδαλόπουλου Σ.- Πανταζοπούλου Σ. σύμφωνα με την οποία δεν ικανοποιούνται οι έλεγχοι των κόμβων. Ακόμα αξίζει να σημειωθεί ότι λαμβάνοντας και την συνεισφορά των τοιχοπληρώσεων, μπορεί να είχαμε μια σημαντική αύξηση της δυσκαμψίας καθυστερώντας κάποιες αστοχίες αλλά όχι όμως την πρώτη αστοχία που συμβαίνει για ίδια απαίτηση χωρίς να την λαμβάναμε υπόψιν.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ME 2021/3

Comparison of Simplified Methods for Rapid Seismic Assessment of a Five Storey Existing Reinforced Concrete Building

Dimitropoulos S. (supervised by Vamvatsikos.D)

Abstract

The main purpose of the project is to apply and compare rapid seismic assessment methods with the Interventions Code (KAN.EPE.) which is the official regulation for assessment and retrofit existing buildings in Greece.

For a five-storey building that has constructed at 1979 in the city of Sparta, at first the Rapid Visual Inspection gave a good approach of the need of further checking. Afterwards were applied for comparison, the two proposed rapid seismic assessment methods (Pardalopoulou S.-Pantazopoulou S. and Dritsou S.) and the Interventions Code (KAN.EPE.). Also was estimated the average annual losses that the structure are likely to experience due to seismic events.

Finally from the comparison of methods, was estimated that the method with lower resistance values was Pardalopoulos S.- Pantazopoulou S. with failures that happened at joints. Last but not least, by modelling the infill walls we had an increase at stiffness of the structure, however the first failure was the same by not modelling them.

Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον αναπληρωτή καθηγητή Δημήτριο Βαμβάτσικο για την άριστη συνεργασία που είχαμε και την συνεχή καθοδήγησή του προκειμένου να επιτευχθεί με επιτυχία η παρούσα διπλωματική εργασία. Επίσης η συμβολή του επίκουρου καθηγητή Εμμανουήλ Βουγιούκα ήταν ιδιαίτερα σημαντική για την επίλυση αποριών σε σχέση με τον κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος. Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την στήριξη και την εμπιστοσύνη που μου έδειξε ως μηχανικό για την μελέτη του συγκεκριμένου κτιρίου, καθώς αποτελεί οικογενειακή ιδιοκτησία.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο θα γίνει αναλυτική παρουσίαση των βημάτων και του θεωρητικού υπόβαθρου των μεθόδων που εφαρμόστηκαν. Ο πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος [8] και οι δευτεροβάθμιοι προσεισμικοί έλεγχοι [2],[16],[17],[18] απαιτούν τη χρήση απλών υπολογιστικών φύλλων αλλά για τον Κανονισμό Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) [5] ήταν αναγκαία η προσομοίωση της κατασκευής σε λογισμικό, και πιο συγκεκριμένα στο λογισμικό «SeismoStruct» [19].

1.2 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος - Ταχύς Οπτικός Έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (Τ.Ο.Ε) [8] έξ' ορισμού και με βάση την ονομασία του γίνεται με την συμπλήρωση του Δελτίου Ελέγχου Δομικής Τρωτότητας (ΔΕ.ΔΟ.ΤΑ). Επιπλέον, εκτός της συμπλήρωσης του δελτίου, χρειάζεται να σχεδιαστούν σκαριφήματα της χαρακτηριστικής κάτοψης και τομής του κτιρίου αλλά και μια φωτογραφία της όψης του. Τέλος το πιο σημαντικό για να εξασφαλιστεί η αξιοπιστία των στοιχείων είναι να βρεθεί η αρχική μελέτη του κτιρίου ώστε να βρεθεί ο δομικός του τύπος Πίνακας 1.1. Το Δελτίο Ελέγχου περιλαμβάνει οχτώ ενότητες προς συμπλήρωση, οι οποίες αναφέρονται παρακάτω και σύμφωνα με αυτές γίνεται η Δομική Βαθμολόγηση του φορέα αθροίζοντας τις τιμές του Πίνακα 1.2. Τέλος αφού γίνει η τελική βαθμολόγηση του κτιρίου γίνεται κατάταξη σύμφωνα με τον Πίνακα 1.3.

- ΕΝΟΤΗΤΑ Α: περιλαμβάνει στοιχεία σχετικά με την περιοχή της Ελλάδας όπου βρίσκεται το κτίριο, την χρήση του και τον μέγιστο αριθμό ατόμων που συγκεντρώνονται σε αυτό.
- ΕΝΟΤΗΤΑ Β: περιλαμβάνει την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας και το έδαφος της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ).
- ΕΝΟΤΗΤΑ Γ: αφορά τον δομικό τύπο του κτιρίου (οπλισμένου σκυροδέματος, προκατασκευη, φέρουσα τοιχοποιία, χαλύβδινη) και την χρονολογία κατασκευής του ο οποίος σχετίζεται άμεσα με τον κανονισμό σχεδιασμού του φέροντα οργανισμού.
- ΕΝΟΤΗΤΑ Δ: περιέχει γενικά τεχνικά στοιχεία του κτιρίου όπως ο αριθμός υπογείων και υπέργειων ορόφων, η επιφάνεια του τυπικού ορόφου και ολόκληρου του κτιρίου, το έτος κατασκευής, η διαθεσιμότητα μελέτης, εάν και πότε έχει ενισχυθεί καθώς και η κατηγορία σπουδαιότητας του σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ).
- ΕΝΟΤΗΤΑ Ε: καταγράφονται στοιχεία σχετικά με την γενική τρωτότητα του κτιρίου έναντι σεισμού, όπως εάν έχει εφαρμοστεί αντισεισμικός κανονισμός, οι προηγούμενες 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 σε κάτοψη και τομή, η ευστρεψία του και η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων.
- ΕΝΟΤΗΤΑ ΣΤ, Ζ: οι ενότητες αυτές σχετίζονται με τυχόν άλλες αυθαιρεσίες αντισεισμικής και όχι μόνο φύσεως που δεν έχουν βαθμονομηθεί καταλλήλως και πρέπει να ληφθούν υπόψη.

- ΕΝΟΤΗΤΑ Η: συνυπολογίζονται όλες οι ανωτέρω ενότητες ώστε να προκύψει η τελική βαθμολόγηση του κτιρίου.

Πίνακας 1.1: Πίνακας Δομικών Τύπων [8]

Δ.Τ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ	ΕΦΑΡΜΟΣΘΕΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ/ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΟΣα	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.
ΟΣβ	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.
ΟΣγ	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 υφισταμένων κτιρίων Ο.Σ [8]

Παράμετρος	ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
Βαθμολογία βάση Δομικού Τύπου	6.0	7.0	8.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι	-0.5	-1.0	-0.5
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας ΙΙ ή ΙΙΙ	-1.5	-1.5	-1.0
Έδαφος κατηγορίας Β	-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	-

Πίνακας 1.2 (Συνέχεια): Πίνακας Γενικής Δομικής Βαθμολογίας υφισταμένων κτιρίων Ο.Σ [8]

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 [8]

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 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι

1.3.1 Μέθοδος Παρδαλόπουλου Σ. – Παναταζοπούλου Σ.

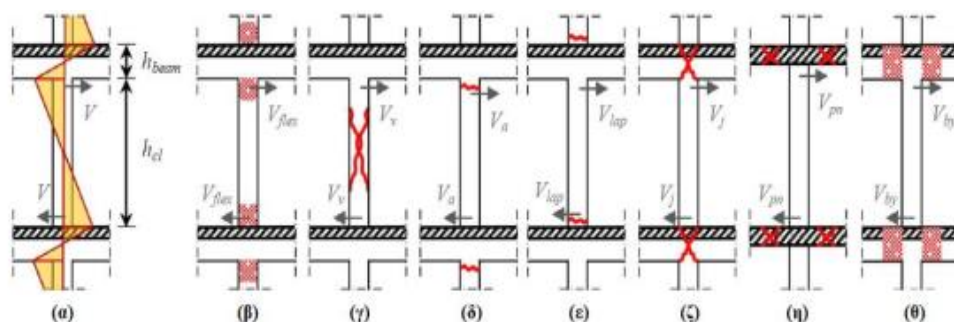
Η Μέθοδος Ταχείας Σεισμικής Αποτίμησης Κτιρίων Ο.Σ [16],[17],[18] δημιουργήθηκε με στόχο τη διευκόλυνση των μηχανικών για γρήγορη αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας υφισταμένων κτιρίων Ο.Σ και ειδικότερα αυτών που έχουν κατασκευαστεί με παλαιότερους κανονισμούς ή έχουν κατασκευαστεί χωρίς κάποια μελέτη. Για να εφαρμοσθεί. Η συγκεκριμένη μέθοδος επιτρέπει τον προσδιορισμό του κυρίαρχου μηχανισμού αστοχίας του φέροντα οργανισμού, χωρίς να απαιτείται η χρήση κάποιου λογισμικού. Πρόκειται για μια διαδικασία τριών βημάτων:

Βήμα 1ο : Προσέγγιση του παραμορφωμένου σχήματος του εξεταζόμενου κτιρίου τη στιγμή της μέγιστης σεισμικής του απόκρισης και εντοπισμός του κρίσιμου ορόφου.

Βήμα 2ο : Προσδιορισμός του κυρίαρχου μηχανισμού αστοχίας των κατακόρυφων δομικών στοιχείων του κτιρίου και υπολογισμός του δείκτη αντίστασης, R_{fail} , του κρίσιμου ορόφου του κτιρίου.

Βήμα 3ο: Υπολογισμός της μέγιστης επιτάχυνσης ή/και της μέγιστης κατακόρυφης στροφής που ο κρίσιμος όροφος του κτιρίου μπορεί να δεχθεί τη στιγμή της έναρξης εκδήλωσης βλαβών

Για το Βήμα 2ο δηλαδή τον προσδιορισμό της διαθέσιμης αντίστασης ακολουθεί το Σχήμα 1.1 όπου προσδιορίζονται οι πιθανοί τρόποι αστοχίας καθώς και οι αντίστοιχες Σχέσεις 1.1-1.7 [17] για τον υπολογισμό αντοχής σε όρους τέμνουσας υποστυλώματος. Για το Βήμα 3ο δηλαδή τον έλεγχο διαθέσιμης δυσκαμψίας, εκτιμώνται με βάση τον Πίνακα 1.4 τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα, κάνοντας την παραδοχή ότι ο φορέας είναι ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής και ότι η θεμελιώδης ιδιομορφή του μπορεί να εκτιμηθεί ότι έχει σχήμα ένα απ' τα σχήματα παραμόρφωσης του Πίνακα 1.3, επίσης οι αντίστοιχες Σχέσεις 1.15-1.24 [16] για τον υπολογισμό της μέγιστης επιτάχυνσης.



Σχήμα 1.1: (α) κατανομή ροπής λόγω σεισμικής καταπόνησης καθ' ύψος της υποστυλώματος (β) διαρροή κύριων οπλισμών (γ) διατμητική αστοχία κορμού (δ) αστοχία αγκυρώσεων κύριων οπλισμών (ε) διατμητική αστοχία κόμβων (η) διάτρηση πλακών (θ) δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων της δοκούς [17]

$$V_{flex} = \left[\rho_{l,tot} \frac{f_y}{f_c} (1 - 0.4\xi) + \nu \left(\frac{h}{d} - 0.8\xi \right) \right] \frac{bd^2 f_c}{h_{cl}} \quad (1.1)$$

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

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

d : στατικό ύψος διατομής

f_y : τάση διαρροής διαμήκους οπλισμού

f_c : μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

ξ : ανοιγμένο ύψος της θλιβόμενης ζώνης

ν : ανοιγμένο αξονικό φορτίο

h_{cl} : καθαρό ύψος Y/Σ

$$V_v = \nu \tan \alpha \, b d f_c + A_{tr} f_{st} \frac{d(1-\xi)}{s} \cot \theta_v \quad \nu \geq 0.1 \quad (1.2\alpha)$$

$$V_v = A_{tr} f_{st} \frac{d(1-\xi)}{s} \cot \theta_v \quad \nu < 0.1 \quad (1.2\beta)$$

$\tan \alpha = (h/d - 0.8\xi)d/h_{cl}$ όπου $\alpha \leq \theta_v$ είναι η γωνία του θλιπτήρα ($\theta_v = 45^\circ$ για $\nu < 0.1$, $\theta_v = 30^\circ$ για $\nu \geq 0.25$, 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

$$V_a = \left[\rho_{tot} \frac{\min \left\{ \frac{4L_a f_b + a_{hook} 50 f_b \cdot f_y}{D_b} \right\}}{f_c} (1 - 0.4\xi) + \nu \left(\frac{h}{d} - 0.8\xi \right) \right] \frac{b d^2 f_c}{h_{cl}} \quad (1.3)$$

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

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

$$V_{lap} = \frac{[\min\left\{\left(\mu_{fr} L_{lap} \left[\frac{A_{tr}}{s} f_{st} + a_b (b - N_b D_b) f_t \right] + a_{hook} 50 N_b A_b f_b \right) : N_b A_b f_y\right\} d (1 - 0.4\xi) + \nu b d^2 f_c \left(\frac{0.5h}{d} - 0.4\xi \right)]}{h_{cl}/2} \quad (1.4)$$

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

$$V_j = \gamma_j 0.5 \sqrt{f_c} \sqrt{1 + \frac{\nu_j f_c}{0.5 \sqrt{f_c}} \frac{b_j d d_{beam}}{h_{cl}}} \text{ άοπλοι ή ελαφρά οπλισμένοι κόμβοι} \quad (1.5a)$$

$$V_j = \left[\gamma_j 0.5 \sqrt{f_c} \sqrt{1 + \frac{\nu_j f_c}{0.5 \sqrt{f_c}} \frac{b_j d d_{beam}}{h_{cl}}} \right] \sqrt{1 + \rho_{j,horiz} \frac{f_{st}}{f_t}} \text{ οπλισμένοι κόμβοι} \quad (1.5b)$$

γ_j : 1.4 για εσωτερικούς κόμβους, 1.0 για εξωτερικούς

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

d_{beam} : στατικό ύψος δοκού

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

$$V_{pn} = \frac{0.12 \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{sl}}}; 2 \right\} (100 \rho_{l,sl} f_c)^{\frac{1}{3}} d_{sl} 0.25 u_{crit} (h + 4 d_{sl})}{h_{cl}} \quad (1.6)$$

d_{sl} : στατικό ύψος πλάκας

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

u_{crit} : μήκος κρίσιμης περιμέτρου διατρήσεως

$$V_{by} = \frac{0.85 \rho_{beam} b_{beam} d_{beam}^2 f_y^{beam}}{h_{cl}} \quad (1.7)$$

ρ_{beam} : ποσοστό εφελκυσμένου 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 Σχέση 1.8-1.13. Ο δείκτης της αποτελεί τον λόγο της τέμνουσας αντοχής των ψαθυρών τρόπων αστοχίας ως προς

την τέμνουσα αντοχής για διαρροή των κύριων οπλισμών του υποστυλώματος. Η μορφή της αστοχίας της υποστυλώματος ορίζεται από την ελάχιστη τιμή του δείκτη αντίστασης r Σχέση 1.14, και συγκρίνεται με τον δείκτη αντίστασης r_{by} που αντιστοιχεί στην περίπτωση του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων της συντρέχουσες δοκούς.

$$r_v = \frac{V_v}{V_{flex}} \quad (1.8) \quad r_a = \frac{V_a}{V_{flex}} \quad (1.9) \quad r_{lap} = \frac{V_{lap}}{V_{flex}} \quad (1.10)$$

$$r_j = \frac{V_j}{V_{flex}} \quad (1.11) \quad r_{pn} = \frac{V_{pn}}{V_{flex}} \quad (1.12) \quad r_{by} = \frac{V_{by}}{V_{flex}} \quad (1.13)$$

$$r_{fail} = \min(r_v, r_a, r_{lap}, r_j, r_{pn}, r_{by}) \quad (1.14)$$

$r_{fail} > r_{by}$: πλαστικές αρθρώσεις της συντρέχουσες δοκούς
 $r_{fail} < r_{by}$ και $r_{fail} > 1$: πλαστικές αρθρώσεις στο υποστυλώμα
 $r_{fail} < r_{by}$ και $r_{fail} < 1$: ψαθυρή αστοχία στο υποστυλώμα

Πίνακας 1.4: δυναμικά χαρακτηριστικά κατασκευής [16]

Αριθμός Ορόφων	Κτίρια κανονικά σε κάτοψη								Κτίρια τύπου Pilotis			
	$\Phi 1(z_i)=\sin(\pi z_i/(2H))$				$\Phi 1(z_i)=z_i/H$				Ω	$2\pi\Omega$	$\Delta\phi 1$	Φ_s
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	-	-	-	-

$$\text{Θεμελιώδης Ιδιοπερίοδος } T : T = 2\pi\Omega \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (1.15)$$

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

K: δυσκαμψία κρίσιμου ορόφου

$$K_{cr} = \frac{A_f}{h_{cl}} D^c \rho_{cr} \text{ ,κτίρια κανονικά σε κάτοψη} \quad (1.16\alpha)$$

$$K_{cr} = \frac{E_c}{3\left(\frac{h_{cl}}{h_{sec}}\right)^2} \frac{A_c}{h_{cl}} \text{ ,κτίρια τύπου Pilotis} \quad (1.16\beta)$$

$$D^c = (E_c/a) \cdot (h_{sec}/h_{cl})^2 \quad (1.17)$$

$$\rho_{cr} = \rho_{c,cr} + (D^{mw}/D^c) \rho_{mw,cr} \quad (1.18)$$

$$D^{mw} = (0.1f_{mw}) / [\mu_{y,mw} \cdot \theta_{y,mw} \cdot (1+h_{cl}^2/l_{mw}^2)^{0.5}] \quad (1.19)$$

A_f : εμβαδόν κρίσιμου ορόφου
 A_c : συνολικό εμβαδόν Y/Σ κρίσιμου ορόφου
 A_{mw} : συνολικό εμβαδό τοιχοποιίας στην διεύθυνση της μετακίνησης
 h_{cl} : καθαρό ύψος κρίσιμου ορόφου
 h_{sec} : μέσος όρος διαστάσεων Y/Σ για κάθε διεύθυνση
 α : 2 για μικρές σχετικές μετακινήσεις, 3 για σχετικές μετακινήσεις περίπου 0.5%
 E_c : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος
 $\rho_{c,cr} = A_c/A_f$
 $\rho_{mw,cr} = A_{mw}/A_f$
 $f_{mw} = 1.5$ Μρα θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας
 $\mu_{y,mw} = 2$ πλαστιμότητα που αναπτύχθηκε στην τοιχοποιία
 l_{mw} : καθαρό μήκος τοιχοποιίας

Υπολογισμός Σχετικής μετακίνησης κρίσιμου ορόφου:

$$0.15s \leq T \leq 0.5s \quad ID_{cr} = 0,075\alpha_g \frac{\Delta\Phi_1\Phi_s(2\pi\Omega)^2}{h_{cl}} \frac{M}{K_{cr}} \quad (1.20\alpha)$$

$$0.5s \leq T \leq 2.0s \quad ID_{cr} = 0,0375\alpha_g \frac{1}{T} \frac{\Delta\Phi_1\Phi_s(2\pi\Omega)^2}{h_{cl}} \frac{M}{K_{cr}} \quad (1.20\beta)$$

Υπολογισμός της μέσης στροφής των υποστυλωμάτων κρίσιμου ορόφου:

$$\Theta_{c,cr} = \lambda_c ID_{cr} \quad (1.21)$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{1+\lambda} \quad (1.21\alpha)$$

$$\lambda = (n_b EI_b h_{cl}) / (n_c EI_c L_b) \quad (1.21\beta)$$

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 υποστυλωμάτων
 L_b : τυπικό μήκος δοκών που συντρέχουν στον τυπικό κόμβο ορόφου

Υπολογισμός μέσης στροφής υποστυλωμάτων για διαρροή κύριων οπλισμών:

$$\Theta_{c,y} = 2.1 \varepsilon_y \cdot h_{cl} / (6h_{sec}) \quad (1.22)$$

ε_y : παραμόρφωση διαρροής χάλυβα οπλισμού

Υπολογισμός στροφής αστοχίας υποστυλωμάτων:

$$\Theta_{c,fail} = \Theta_{c,y} R_{fail} \quad (1.23)$$

Υπολογισμός μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αστοχίας:

$$0.15s \leq T \leq 0.5s \quad a_{g,lim} = 4.667 \frac{R_{fail}}{\lambda_c} \frac{\varepsilon_y h_{cl}^2}{\Delta\Phi_1\Phi_s(2\pi\Omega)^2 h_{sec}} \frac{K_{cr}}{M} \quad (1.24\alpha)$$

$$0.5s \leq T \leq 2.0s \quad a_{g,lim} = 9.333T \frac{R_{fail}}{\lambda_c} \frac{\varepsilon_y h_{cl}^2}{\Delta\Phi_1\Phi_s(2\pi\Omega)^2 h_{sec}} \frac{K_{cr}}{M} \quad (1.24\beta)$$

1.3.2 Μέθοδος Δρίτσου Σ.

Η μέθοδος [2] αυτή αποτελεί μια διαφορετική μέθοδο δευτεροβάθμιου ελέγχου της κατασκευής. Με προσεγγιστικούς υπολογισμούς εκτιμά την σεισμική ικανότητα στις δυο διευθύνσεις καθώς και την σεισμική απαίτηση έχοντας ως βάση τα κανονιστικά πλαίσια που ισχύουν σήμερα. Η σεισμική απαίτηση εκφράζεται με τον δείκτη προτεραιότητας ελέγχου λ , ο οποίος υποδεικνύει την σειρά προτεραιότητας ελέγχου της κατασκευής, βάση του Πρωτοβάθμιου Προσεισμικού Ελέγχου.

Ως δεδομένα που απαιτούνται για την παρούσα μέθοδο, αν υπάρχει μελέτη αξιοποιούνται οι παραδοχές της μελέτης και τα γεωμετρικά δεδομένα απ' τη στιγμή που επαληθευτούν δειγματοληπτικά. Στην περίπτωση που δεν υπάρχει διαθέσιμη μελέτη, είναι αναγκαία η αποτύπωση του Φέροντα Οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Όσον αφορά για τις ποιότητες των υλικών απαιτείται δειγματοληψία, διαφορετικά λαμβάνονται αντιπροσωπευτικές τιμές του Κανονισμού Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] βάση της χρονολογίας που είναι κατασκευασμένη η κατασκευή.

Η συνολική συμπεριφορά ενός κτιρίου επηρεάζεται από δεκατρία κριτήρια τρωτότητας που παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.5. Κάθε κριτήριο έχει ένα βαθμό επιβάρυνσης που δείχνει κατά πόσο είναι σοβαρή η βλάβη (με υπερκρίσιμα τα τρία πρώτα) και εξαρτάται από την κρίση του μηχανικού που διενεργεί την αποτίμηση.

Πίνακας 1.5: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης [2]

Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης		Βαθμός Επιβάρυνσης - β _i					Συντελεστές Βαρύτητας σ _i
		0 max	1	2	3	4	
1	Βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας						0.10
2	Οξειδωση 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/Όψη						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

Πιο συγκεκριμένα ακολουθούν τα βήματα και οι Σχέσεις υπολογισμού του Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ .

Υπολογισμός Σεισμικής Απαίτησης:

$$V_{req} = M \cdot S_d(T) \quad (1.25)$$

M: μάζα κτιρίου

T: ιδιοπερίοδος της κατασκευής

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

q: συντελεστής συμπεριφοράς σύμφωνα με τον Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5]

Υπολογισμός Σεισμικής Αντίστασης:

$$V_R = \beta V_{R0} \quad (1.26)$$

$$\beta = \sum \left(\frac{\sigma_i \beta_i}{5} \right) \quad (1.26\alpha)$$

$$V_{R0} = \alpha_1 \sum V_{Ri}^{Y/\Sigma} + \alpha_2 \sum V_{Ri}^{\text{τοιχωμάτων}} + \alpha_3 \sum V_{Ri}^{\text{κοντά } Y/\Sigma} \quad (1.26\beta)$$

V_{R0} : προσεγγιστική τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου

$\alpha_{1,2,3}$: συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής [2] Πίνακας 1.6

β : μειωτικός συντελεστής επιρροής των κριτηρίων

V_{Ri} : διατμητική αντοχή κατακόρυφων στοιχείων από ΕΚ-2[3] για γνωστό οπλισμό

Πίνακας 1.6: 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	-	-

Υπολογισμός Δείκτη Προτεραιότητας Ελέγχου λ

- Χωρίς επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_{x/y} = \frac{V_{req,x/y}}{V_{R,x/y}} \quad (1.27)$$

- Με επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_x = \frac{V_{req,x} + 0.3V_{req,y}}{V_{R,x} + 0.3V_{R,y}} \quad (1.28\alpha)$$

$$\lambda_y = \frac{V_{req,y} + 0.3V_{req,x}}{V_{R,y} + 0.3V_{R,x}} \quad (1.28\beta)$$

1.4 Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Ο Κανονισμός Επεμβάσεων [5] (ΚΑΝ.ΕΠΕ.) αποτελεί το κύριο κανονιστικό πλαίσιο που ακολουθείται για την αποτίμηση και τον ανασχεδιασμό κατασκευών στην Ελλάδα, που έχουν κατασκευαστεί με τους παλαιότερους κανονισμούς ή χωρίς κάποιο κανονισμό. Στόχος του παρόντος κανονισμού είναι η θεσμοθέτηση κριτηρίων για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας των κατασκευών και κανόνων εφαρμογής για τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους.

Η μέθοδος ανάλυσης που υιοθετείται εξαρτάται απ' την σπουδαιότητα και τυχόν βλάβες ή φθορές του κτιρίου. Η πιο διαδομένη για την αποτίμηση μιας κατασκευής είναι η Ανελαστική Στατική Ανάλυση (push over analysis). Η Ανελαστική Στατική Ανάλυση εκτελείται υπό την επίδραση των στατικών φορτίων ($G+\psi_2Q$) και βηματικά αυξανόμενων σεισμικών φορτίων. Τα σεισμικά φορτία ακολουθούν κατανομές καθ' ύψος όπως τριγωνική, ομοιόμορφη, ιδιομορφική κατανομή.

Η σεισμική ικανότητα κάθε κατασκευής καθορίζεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] μέσω του συνδυασμού κάποιων 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 (από ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017)

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

Αναλυτικότερα για την κάθε στάθμη ισχύει:

- «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 την 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 ή βαριές (μή 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 πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης, ακόμη και για μετασεισμικούς μέτριας έντασης.

Ο καθορισμός των σημείων επιτελεστικότητας πάνω στην καμπύλη ικανότητας, δηλαδή των μετακινήσεων κορυφής του χαρακτηριστικού κόμβου που αντιστοιχούν στα επίπεδα βλαβών, γίνεται μέσω της Σχέσης 1.29 (ΚΑΝ.ΕΠΕ.Σ5.6) [5]:

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot (T_e^2 / 4\pi^2) \cdot S_{e(T)} \quad (1.29)$$

C_0, C_1, C_2, C_3 : διορθωτικοί συντελεστές (ΚΑΝ.ΕΠΕ. 5.7.4.2) [5]

T_e : ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ5.5) [5]

2 Περιγραφή Φορέα

2.1 Γενικά Χαρακτηριστικά Φορέα

Η κατασκευή, στην οποία γίνεται η εφαρμογή των μεθόδων που αναφέρθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, αποτελεί μια πεντάώροφη κατασκευή ιδιωτικών κατοικιών η οποία κατασκευάστηκε το 1979 στην πόλη της Σπάρτης. Πρόκειται για κατασκευή με Φέροντα Οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, με μπατική τοιχοποιία στην μία διεύθυνση στα εξωτερικά πλαίσια και δρομική τοιχοποιία στο εσωτερικό του κτιρίου. Αποτελείται από τέσσερις ορόφους κάτοψης 219m^2 , πέμπτο όροφο 193m^2 και δώμα. Το ισόγειο έχει ύψος 2.50m , ο 1^{ος} όροφος 3.15m και οι υπόλοιποι όροφοι ύψος 3.00m .

2.2 Δεδομένα Μελέτης Φορέα

Η χρονολογία μελέτης και κατασκευής (1979) του φορέα οδηγεί στο συμπέρασμα ότι ακολουθήθηκαν ο Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος (1954) [6] και ο Αντισεισμικός Κανονισμός (1959) [1]. Προκύπτουν λοιπόν οι οπλισμοί απ' τα σχέδια ξυλοτύπων που παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α, αξίζει να σημειωθεί ότι οι οπλισμοί διατημήσεως στις δοκούς είναι $\Phi 8/15$ και $\Phi 8/20$ στα υποστυλώματα δίτητοι και στις δύο περιπτώσεις. Η ποιότητα των υλικών αλλά και των φορτίων σχεδιασμού παρουσιάζονται στους Πίνακες 2.1, 2.2, 2.3. Τέλος στον Πίνακα 2.4 παρουσιάζονται τα στοιχεία που προκύπτουν απ' το φάσμα σχεδιασμού του ΕΚ-8 [4] για την αποτίμηση της κατασκευής.

Πίνακας 2.1: Υλικά Κατασκευής

ΥΛΙΚΟ	ΠΟΙΟΤΗΤΑ	ΑΝΤΟΧΗ	
		Μέση(MPa)	Χαρακτηριστική(MPa)
Σκυρόδεμα	B160	16	12
Χάλυβας Οπλισμών	StI	280	240
Χάλυβας Συνδετήρων	StI	280	240

Πίνακας 2.2: «Ερήμην» Αντιπροσωπευτικές Τιμές Αντοχής Τοιχοπληρώσεων [5]

Αντοχή	Τοιχοπλήρωση	Ποιότητα Δόμησης και Σφήνωσης		
		Καλή	Μέση	Κακή
Λοξή Θλίψη $f_{wc,s}(MPa)$	Μπατικός	2.00	1.50	1.00
	Δρομικός	1.50	1.00	0.75
Διαγώνια Ρηγμάτωση $f_{iv}(MPa)$	Μπατικός	0.25	0.20	0.15
	Δρομικός	0.20	0.15	0.10

Πίνακας 2.3: Φορτία Κατασκευής [7]

ΜΟΝΙΜΑ (G)	ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ Ο.Σ kN/m^3	ΕΠΙΚΑΛΥΨΕΙΣ kN/m^2	ΤΟΙΧΟΠΛΗΡΩΣΗ kN/m	
		24	1.5	Μπατικές 8
ΚΙΝΗΤΑ (Q)	ΚΑΤΟΙΚΙΑ kN/m^2	ΚΛΙΜΑΚΕΣ kN/m^2	ΕΞΩΣΤΕΣ kN/m^2	
	2	3.5	5	

Πίνακας 2.4: Δεδομένα Φάσματος [4]

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Χρήση κατοικίας II $\gamma_I=1$
Κατηγορία Εδάφους	B { $S=1.2, T_B=0.15 T_C=0.5 T_D=2.5$ }
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	ΣΠΑΡΤΗ II $a_{gR}=0.24g$

2.3 Προσομοίωση Φορέα

Η προσομοίωση του φορέα έγινε στο λογισμικό SeismoStruct,2020 [19] και παρουσιάζεται το τρισδιάστατο μοντέλο στο Σχήμα 2.1. Αρχικά ορίστηκαν, η ποιότητα του σκυροδέματος και του χάλυβα οπλισμών. Στη συνέχεια έγινε η προσομοίωση του φέροντα οργανισμού της κατασκευής, βάση της υπάρχουσας μελέτης. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί προσομοιώθηκαν με «inelastic plastic-hinge force-based frame elements», για τις πλάκες εφαρμόστηκαν τα κατακόρυφα φορτία και υπολογίστηκαν τα ισοδύναμα πλάτη που συμμετέχουν στην πλαισιακή λειτουργία. Επίσης προσομοιώθηκε και το κλιμακοστάσιο με «elastic frame elements», ώστε να ληφθεί υπόψιν η επιρροή του στην συνολική συμπεριφορά του φορέα. Τέλος εντάχθηκε στο μοντέλο και η μπατική τοιχοποιία ως «infill elements» μοντέλο θλιπτήρα του λογισμικού, Crisafulli et al. 2000 - Smyrou et al. 2006 [10], επιπλέον στοιχεία παρουσιάζονται στο Παράρτημα Β.



Σχήμα 2.1: Τρισδιάστατο Μοντέλο Φορέα

3 Εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ. και Προσεισμικών Ελέγχων

3.1 Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο 1^ο Κεφάλαιο και βάση των δεδομένων που έχουμε για την χρονολογία κατασκευής του κτιρίου (1979), προσδιορίζεται το Δελτίο Δομικής Τρωτότητας. Προκύπτει λοιπόν κατηγορία δομικού τύπου ΟΣα λόγω της χρονολογίας της κατασκευής που συνδέεται με τους αντίστοιχους κανονισμούς σχεδιασμού κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα (Κ.Σ.1954/Α.Κ.1959) [1],[6]. Ακολουθεί ο Πίνακας 3.8 που δίνονται συγκεντρωτικά όλα τα κριτήρια τα οποία επηρεάζουν την «τελική δομική βαθμολογία του κτιρίου» που σύμφωνα με αυτή και του Πίνακα 1.2 γίνεται κατάταξη ανάλογα με το πόσο σημαντική είναι η προτεραιότητα περαιτέρω ελέγχου της κατασκευής.

Πίνακας 3.8 :Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος

Παράμετρος	ΟΣα
Βαθμολογία βάση Δομικού Τύπου	6.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II	-1.5
Έδαφος κατηγορίας B	-0.3
Χωρίς Αντισεισμικό Κανονισμό -ΟΧΙ	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, προβλήματα-ΟΧΙ	-
Κακή κατάσταση-ΟΧΙ	-
Κρούση με γειτονικά κτίρια-ΝΑΙ	-0.5
Pilotis ή/ και Κοντά Υποστυλώματα-ΟΧΙ	-
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	0.5
Μεγάλο ύψος-ΝΑΙ	-1.0
Μη κανονικότητα σε τομή-ΝΑΙ	-1.0
Μη κανονικότητα σε κάτοψη-ΟΧΙ	-
Στρέψη (έντονη)-ΝΑΙ	-0.5
Ένταση λειτουργίας	0.2
Αριθμός χρηστών 10-99	-0.4
Αρχική/Γενική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου	1.5

Στοιχεία Πρόσθετης Τρωτότητας-OXI	-
Ενδεχόμενη Τρωτότητα Έναντι Έναντι Άλλων Αιτιών-OXI	-
Τελική Δομική Βαθμολογία Κτιρίου	1.5

«Υψηλή Προτεραιότητα Περαιτέρω Ελέγχου»

3.2 Δευτεροβάθμιοι Προσεισμικοί Έλεγχοι

3.2.1 Εφαρμογή Μεθόδου Παρδαλόπουλου Σ. – Πανταζοπούλου Σ.

Σύμφωνα με την παρουσίαση της μεθόδου στο 1^ο Κεφάλαιο, τα βήματα της μεθόδου απαιτούν τον προσδιορισμό του κρίσιμου ορόφου (1^{ος} στην περίπτωση μας) και στην συνέχεια ο προσδιορισμός του κυρίαρχου μηχανισμού αστοχίας των κατακόρυφων δομικών στοιχείων του κτιρίου και υπολογισμός του δείκτη αντίστασης, R_{fail} . Στον Πίνακα 3.9 που ακολουθεί παρουσιάζονται τα R_{fail} για κάθε υποστύλωμα και η μέση τιμή του και για τις δυο διευθύνσεις.

Τέλος για τον προσδιορισμό της μέγιστης επιτάχυνσης ή/και της μέγιστης κατακόρυφης στροφής που ο κρίσιμος όροφος του κτιρίου μπορεί να δεχθεί τη στιγμή της έναρξης εκδήλωσης βλαβών, έχοντας ως δεδομένο το R_{fail} προσδιορίζεται η ιδιοπερίοδος της κατασκευής (Πίνακας 1.3) και ακολουθεί ο υπολογισμός των Σχέσεων 1.16-1.24 που οδηγούν στο τελικό αποτέλεσμα.

Πίνακας 3.9: Δείκτης Αντίστασης Υποστυλωμάτων Κρίσιμου Ορόφου

	r_{fail-x}	Μορφή Αστοχίας-X	r_{fail-y}	Μορφή Αστοχίας-Y
K1	0,156	Ψαθυρά-Κόμβος	0,156	Ψαθυρά-Κόμβος
K2	0,095	Ψαθυρά-Κόμβος	0,182	Ψαθυρά-Κόμβος
K3	0,154	Ψαθυρά-Κόμβος	0,154	Ψαθυρά-Κόμβος
K4	0,159	Ψαθυρά-Κόμβος	0,159	Ψαθυρά-Κόμβος
K5	0,095	Ψαθυρά-Κόμβος	0,182	Ψαθυρά-Κόμβος

Πίνακας 3.9 (Συνέχεια): Δείκτης Αντίστασης Υποστυλωμάτων Κρίσιμου Ορόφου

	r_{fail-x}	Μορφή Αστοχίας-Χ	r_{fail-y}	Μορφή Αστοχίας-Χ
K6	0,155	Ψαθυρά-Κόμβος	0,157	Ψαθυρά-Κόμβος
K7	0,126	Πλάστιμα-Δοκός	0,270	Ψαθυρά-Κόμβος
K8	0,136	Πλάστιμα-Δοκός	0,287	Ψαθυρά-Κόμβος
K9	0,099	Ψαθυρά-Κόμβος	0,258	Ψαθυρά-Κόμβος
K10	0,100	Ψαθυρά-Κόμβος	0,251	Ψαθυρά-Κόμβος
K11	0,105	Ψαθυρά-Κόμβος	0,260	Ψαθυρά-Κόμβος
K12	0,097	Πλάστιμα-Δοκός	0,252	Ψαθυρά-Κόμβος
K13	0,305	Ψαθυρά-Κόμβος	0,107	Ψαθυρά-Κόμβος
K14	0,094	Ψαθυρά-Κόμβος	0,246	Ψαθυρά-Κόμβος
K15	0,096	Ψαθυρά-Κόμβος	0,251	Ψαθυρά-Κόμβος
K16	0,310	Πλάστιμα-Δοκός	0,111	Πλάστιμα-Δοκός
K17	0,095	Πλάστιμα-Δοκός	0,222	Ψαθυρά-Κόμβος
K18	0,097	Ψαθυρά-Κόμβος	0,186	Ψαθυρά-Κόμβος
K19	0,154	Ψαθυρά-Κόμβος	0,154	Ψαθυρά-Κόμβος
K20	0,151	Ψαθυρά-Κόμβος	0,151	Ψαθυρά-Κόμβος
K21	0,095	Ψαθυρά-Κόμβος	0,182	Ψαθυρά-Κόμβος
K22	0,156	Ψαθυρά-Κόμβος	0,156	Ψαθυρά-Κόμβος
T23	0,241	Ψαθυρά-Διάτμηση Κορμού	0,216	Ψαθυρά-Διάτμηση Κορμού
T24	0,233	Ψαθυρά-Διάτμηση Κορμού	0,211	Ψαθυρά-Διάτμηση Κορμού
T25	0,214	Ψαθυρά-Διάτμηση Κορμού	0,250	Ψαθυρά-Διάτμηση Κορμού
T26	0,276	Πλάστιμα-Δοκός	0,078	Ψαθυρά-Κόμβος
T27	0,321	Πλάστιμα-Δοκός	0,094	Ψαθυρά-Κόμβος
Μέσο R _{fail}		R _{fail-x} =0,160	R _{fail-y} =0,192	

- Δυναμικά Χαρακτηριστικά Φορέα από Πίνακα 1.3 για n=6 και ημιτονοειδή κατανομή

Πίνακας 3.10: Δυναμικά χαρακτηριστικά φορέα

Ω	$2\pi\Omega$	$\Delta\Phi_1$	Φ_s
4,138	26,00	0,259	1,228

- Μάζα Κρίσιμου Ορόφου για «G+0,3Q» $M_{cr} = 215$ tn
- Δυσκαμψίες Κρίσιμου Ορόφου και παράμετροι υπολογισμού από Σχέση 1.16α

Πίνακας 3.11: παράμετροι υπολογισμού K_{cr}

$h_{cl}(m)$	$A_f(m^2)$	$A_c(m^2)$	$E_c(kN/m^2)$	h_{sec-x}	h_{sec-y}	$I_{mw}(m)$	$A_{mw}(m^2)$	$\theta_{y,mw}(\%)$	$\mu_{y,mw}$
2,65	219,4	4,66	18200000	0,552	0,446	3,24	4,67	0,5	2

Πίνακας 3.12: Δυσκαμψίες κρίσιμου ορόφου

K_{cr-x} (kN/m)	694929
K_{cr-y} (kN/m)	453661
K_{cr-x} (kN/m) (με τοιχοποιία)	746083

- Θεμελιώδεις Ιδιοπερίοδοι από Σχέση 1.15

Πίνακας 3.12: Θεμελιώδεις Ιδιοπερίοδοι

T_x (s)	0,457
T_y (s)	0,566
T_x (s) (με τοιχοποιία)	0,440

- Σχετικές Μετακινήσεις κρίσιμου ορόφου από Σχέση 1.20

Πίνακας 3.13: Σχετικές Μετακινήσεις

ID_{cr-x} (%)	0,443
ID_{cr-y} (%)	0,600
ID_{cr-x} (%) (με τοιχοποιία)	0,410

- Μέση Στροφή, Μέση Στροφή για διαρροή οπλισμών και Στροφή Αστοχίας Y/Σ, Σχέσεις 1.21-1.23.

Πίνακας 3.14: Στροφές (%) Y/Σ

$\Theta_{c,cr-x}$	$\Theta_{c,cr-x}(\text{τοιχ})$	$\Theta_{c,cr-y}$	$\Theta_{c,y-x}$	$\Theta_{c,y-y}$	$\Theta_{c,fail-x}$	$\Theta_{c,fail-x}(\text{τοιχ})$	$\Theta_{c,fail-y}$
0,244	0,227	0,429	0,235	0,291	0,034	0,034	0,056

- Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση Σχέση 1.24

Πίνακας 3.15: Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση

$a_{g-lim-x}$ (g)	0,037
$a_{g-lim-x(toix)}$ (g)	0,042
$a_{g-lim-y}$ (g)	0,031

3.2.2 Εφαρμογή Μεθόδου Δρίτσου Σ.

Στην υποενότητα αυτή γίνεται η εφαρμογή των κριτηρίων σεισμικής επιβάρυνσης του Πίνακα 1.4 (από Δρίτσος Σ. 2018). Με αυτόν τον τρόπο προσδιορίζονται η τελική σεισμική ικανότητα και απαίτηση στις δυο διευθύνσεις της κατασκευής. Προκύπτει λοιπόν σύμφωνα με τα δεδομένα που είναι διαθέσιμα για την κατασκευή μας:

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 1: Δεν υπάρχουν βλάβες Στατικής Ανεπάρκειας άρα $B_1 = 5$
- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 2: Δεν παρουσιάστηκε Οξείδωση Οπλισμών άρα $B_2 = 5$
- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 3: Υπολογίστηκε το Ανηγμένο Αξονικό Φορτίο του ισογείου $\nu_d = 0.23 < 0.30$ έτσι σύμφωνα με την μέθοδο (Δρίτσος Σ. 2018) $B_3 = 5$
- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 4: Η κατασκευή είναι ορθογωνική σε κάτοψη με $\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{20}{11} = 1.8 < 4$ $B_4 = 5$
- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 5: Γίνεται ο προσδιορισμός του κέντρου δυσκαμψίας $(x_{cr}, y_{cr}) = (9.84, 3.55)$ του κέντρου μάζας της κατασκευής $(x_M, y_M) = (10.32, 5.28)$ και ο υπολογισμός της εκκεντρότητας σε κάθε διεύθυνση προκειμένου να προκύψει η ανηγμένη εκκεντρότητα για την βαθμονόμηση του κριτηρίου σε $B_5 = 3$.

$$e_x = |10.32 - 9.84| = 0.48, \quad \varepsilon_x = \frac{e_x}{L_x} = 0.024 < 0.05, \quad B_5 = 5$$

$$e_y = |5.28 - 3.55| = 1.73, \quad \varepsilon_y = \frac{e_y}{L_y} = 0.157 < 0.30, \quad B_5 = 3$$

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 6: Σύμφωνα με αυτό το κριτήριο υπολογίζονται τα εμβαδά των κατόψεων των ορόφων και οι ποσοστιαίες διαφορές τους μεταξύ γειτονικών ορόφων. Για το κτίριο μας είναι $A_{ορόφων} = 219.4 \text{ m}^2$ (ισόγειο, 1^{ος}, 2^{ος}, 3^{ος}, 4^{ος}) και $A_{5ου_ορόφου} = 193 \text{ m}^2$. Δηλαδή $A_{5ου_ορόφου} > 75\% A_{ορόφων}$ άρα σύμφωνα με την βαθμονόμηση του κριτηρίου προκύπτει βαθμός $B_6 = 5$.
- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 7: Υπολογίζονται για κάθε όροφο (εξαιρείται ο τελευταίος όροφος) οι συνολικές δυσκαμψίες $K_{tot,x}$ και $K_{tot,y}$ και προκειμένου να γίνει η βαθμονόμηση του κριτηρίου υπολογίζονται οι ποσοστιαίες διαφορές δυσκαμψίας μεταξύ των ορόφων, οι οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.16. Προκύπτει ότι $\Delta K_{3ου-4ου} (\%) > 50$ άρα σύμφωνα με το κριτήριο $B_7 = 1$.

Πίνακας 3.16: Συνολικές δυσκαμψίες και ποσοστιαίες διαφορές τους

Όροφος	$K_{tot,x}$ (kN/m)	$K_{tot,y}$ (kN/m)	$\Delta K_x(\%)$	$\Delta K_y(\%)$
Ισόγειο	10659233,16	15626773,91	-	-
1 ^{ος}	8834571,005	12943888,94	20,65	20,73
2 ^{ος}	6949555,43	10307827,06	27,12	25,57
3 ^{ος}	5068957,114	7735963,483	37,10	33,25
4 ^{ος}	2499310,242	3925472,672	102,8	97,07

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 8: Σε αυτό το κριτήριο προσδιορίζεται η ποσοστιαία διαφορά μάζας μεταξύ των ορόφων η οποίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.17 και γίνεται βαθμονόμηση του κριτηρίου σε $B_8 = 2$ αφού $\Delta M_{4ου-5ου} = 47.1\% < 50\%$.

Πίνακας 3.17: Κατανομή μάζας καθ' ύψος

Όροφος	Βάρος W(kN)	Μάζα (tn)	$\Delta M(\%)$
Ισόγειο	2027	207	-
1 ^{ος}	2109	215	3,86
2 ^{ος}	2083	212	1,42
3 ^{ος}	2085	212	0
4 ^{ος}	1993	203	4,4
5 ^{ος}	1357	138	47,1

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 9: Εξετάζεται σε κάθε όροφο εάν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα τα οποία μπορεί να εμφανίσουν ψαθυρή αστοχία. Υπολογίζονται για κάθε όροφο και κάθε υποστύλωμα ο λόγος l_c/h και για τις δύο διευθύνσεις καθώς και ο βαθμός τοιχωματοποίησης $\alpha_T < 0,10$ (άρα δεν επηρεάζει το τελικό αποτέλεσμα). Στη συνέχεια για κάθε υποστύλωμα αποδίδεται ένας βαθμός ($\beta: 1-5$) ανάλογα με το ανηγμένο του μήκος και η συμβολή στη συνολική επιβάρυνση λαμβάνεται υπόψιν μέσω συντελεστών βαρύτητας ($\sigma.β: 5-1$). Έτσι προκύπτουν οι τελικές τιμές επιβάρυνσης για κάθε όροφο και για τις δυο διευθύνσεις καταλήγουμε ότι $B_9 = 5$.
- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 10: Σύμφωνα με αυτό το κριτήριο προσδιορίζονται οι κατακόρυφες ασυνέχειες του κτιρίου και προκύπτει βαθμονόμηση. Στο κτίριο μας δεν υπάρχουν φυτευτά υποστυλώματα σε πλάκες, φυτευτά τοιχώματα σε δοκούς, φυτευτά υποστυλώματα σε δοκούς και κεκλιμένα υποστυλώματα. Η μόνη ασυνέχεια είναι η μικρή μείωση των διαστάσεων των υποστυλωμάτων του 4^{ου} και 5^{ου} ορόφου χωρίς ύπαρξη εκκεντρότητας. Άρα $B_{10} = 5$.

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 11: Για την διαδρομή και την μεταφορά των δυνάμεων έχουμε βαθμό τοιχωματοποίησης $\alpha_T = 0,08 < 0,20$ άρα έχουμε ύπαρξη σαφών επιπέδων πλαισιακής λειτουργίας οπότε $B_{11} = 5$
- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 12: Σε αυτό το κριτήριο εξετάζεται η δυσμενής αλληλεπίδραση γειτονικών κτιρίων. Το κτίριο μας βρίσκεται ανάμεσα σε δύο κτίρια τα οποία ακουμπάνε στην μεγάλη πλευρά της κάτοψης. Έτσι σύμφωνα με τον Πίνακα 3.18 (από Δρίτσος Σ. 2018) προκύπτει $B_{12-y} = 4$. Στην διεύθυνση x λαμβάνεται $B_{12-x} = 5$ δεν υπάρχει πρόβλημα με όμορα κτίρια

Πίνακας 3.18: Βαθμονόμηση κριτηρίου (από Δρίτσος Σ. 2018)

Βαθμός κριτηρίου	Επαρκής αρμός	Ανισοσταθμία γειτονικών πλακών	Μεγάλη διαφορά ύψους γειτονικών κτιρίων	Γωνιακό κτίριο
Βαθμός 1	OXI	ΝΑΙ	ΝΑΙ	ΝΑΙ
Βαθμός 2	OXI	ΝΑΙ (σε ένα από τα δυο)		ΝΑΙ
Βαθμός 3	OXI	OXI	OXI	ΝΑΙ
		ΝΑΙ (σε ένα από τα δυο)		OXI
Βαθμός 4	OXI	OXI	OXI	OXI
Βαθμός 5	ΝΑΙ	ΝΑΙ/OXI	-	-

- ΚΡΙΤΗΡΙΟ 13: Το κτίριο βρίσκεται σε καλή κατάσταση και γίνεται συντήρηση τακτικά. Η μελέτη έχει εφαρμοστεί σωστά όσον αφορά την ποιότητα των υλικών και της γεωμετρίας. Έχουμε λοιπόν $B_{13} = 5$.

Έτσι ο Πίνακας 1.4 συμπληρώνεται (Πίνακας 3.19) και υπολογίζονται οι τελικοί μειωτικοί συντελεστές για τις δύο διευθύνσεις σύμφωνα με τη σχέση $\beta = \frac{\sum \sigma_i \beta_i}{5}$. Υπολογίζονται οι αντοχές $V_{Ri} = \min(V_{Rd,s}, V_M)$ των κατακόρυφων στοιχείων από ΕΚ-2. Απ' τον Πίνακα 1.5 για Υποστυλώματα και τοιχώματα έχουμε $\alpha_1 = 0,7$ και $\alpha_2 = 0,9$. Έτσι σύμφωνα με την Σχέση 1.26 προκύπτουν οι τελικές τιμές αντοχής στον Πίνακα 3.20 που ακολουθεί.

Πίνακας 3.19: Κριτήρια Σεισμικής Επιβάρυνσης

ΚΡΙΤΗΡΙΑ	β_{ix}	β_{iy}	σ_i	$\sigma_i^* \beta_{ix}$	$\sigma_i^* \beta_{iy}$
1. Βλάβες από στατική επάρκεια	5	5	0,10	0,5	0,5
2. Οξείδωση οπλισμού	5	5	0,10	0,5	0,5
3. Μέγεθος ανηγμένων αξονικών φορτίων	5	5	0,05	0,25	0,25
4. Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0,05	0,25	0,25
5. Κατανομή δυσκαμψίας-στρέψης (ΚΑΝΕΠΕ)	3	3	0,10	0,3	0,3
6. Κανονικότητα σε τομή/όψη	5	5	0,05	0,25	0,25
7. Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος-Μαλακός όροφος	1	1	0,15	0,45	0,45
8. Κατανομή μάζας καθ' ύψος	2	2	0,05	0,1	0,1
9. Κοντά υποστύλωματα	5	5	0,15	0,75	0,75
10. Κατακόρυφες ασυνέχειες	5	5	0,05	0,25	0,25
11. Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων	5	5	0,05	0,25	0,2
12. Γειτονικά κτήρια	5	4	0,05	0,25	0,2
13. Κακοτεχνείες-Τραυματισμοί	5	5	0,05	0,25	0,25

Πίνακας 3.20: Τελικές τιμές Αντοχών

β_x	β_y	V_{R0-x} (kN)	V_{R0-y} (kN)	V_{R-x} (kN)	V_{R-y} (kN)
0,81	0,80	2734	1736	2214	1388

Τελευταίο βήμα είναι ο υπολογισμός του δείκτη προτεραιότητας ελέγχου λ Σχέσεις 1.27-1.28, αφού πρώτα προσδιοριστεί η σεισμική απαίτηση V_{req} σύμφωνα με το φάσμα του ΕΚ-8 με χρήση της ακριβής και της εμπειρικής ιδιοπερίοδου ($T = C_t H^{(3/4)}$) [4], όπου $C_t = 0.05$ και $H = 20,5m$ το συνολικό ύψος, της κατασκευής. Ακολουθούν οι Πίνακες 3.21-3.24 με τα δεδομένα και με τον τελικό υπολογισμό των λ .

Πίνακας 3.21: Ιδιοπερίοδοι Κατασκευής

$T_{εμπ}$	0,484 s
T_x (με τοιχοποιία)	0,382s
T_x	0,554s
T_y	0,638s

- V_{req} με χρήση εμπειρικής ιδιοπεριόδου

Πίνακας 3.22: Υπολογισμός απαίτησης

Διεύθυνση	q	S_d (m/s ²)	V_{req} (kN)
X	1,7	4,15	4932
Y	1,7	4,15	4932

- V_{req} με χρήση ακριβής ιδιοπεριόδου

Πίνακας 3.23: Υπολογισμός απαίτησης

Διεύθυνση	q	S_d (m/s ²)	V_{req} (kN)
X	1,7	3,75	4451
X (με τοιχοποιία)	1,7	4,15	4932
Y	1,7	3,25	3859

Πίνακας 3.24α : Υπολογισμός τελικού δείκτη λ με επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης

Ακριβής Ιδιοπερίοδος			Εμπειρική Ιδιοπερίοδος	
λ_x	$\lambda_{x-τοιχοποιία}$	λ_y	λ_x	λ_y
2,13	2,31	2,53	2,44	3,00

Πίνακας 3.24β : Υπολογισμός τελικού δείκτη λ χωρίς επίδραση εγκάρσιας διεύθυνσης

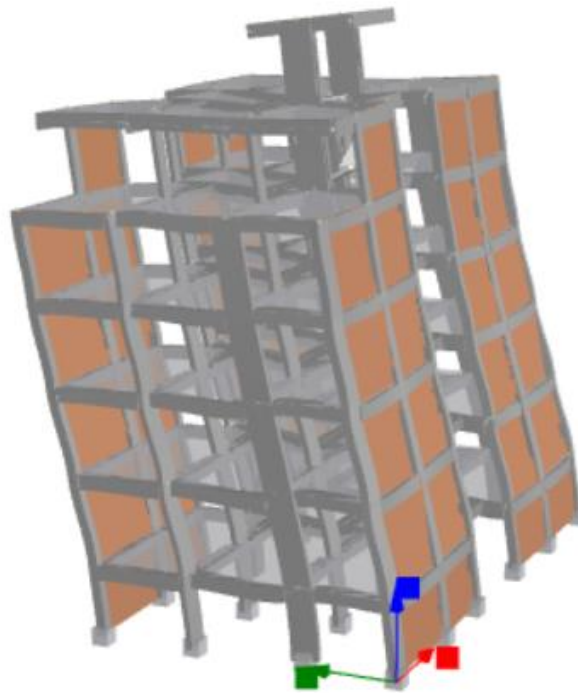
Ακριβής Ιδιοπερίοδος			Εμπειρική Ιδιοπερίοδος	
λ_x	$\lambda_{x-τοιχοποιία}$	λ_y	λ_x	λ_y
2,01	2,23	2,78	2,22	3,55

3.3 Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ

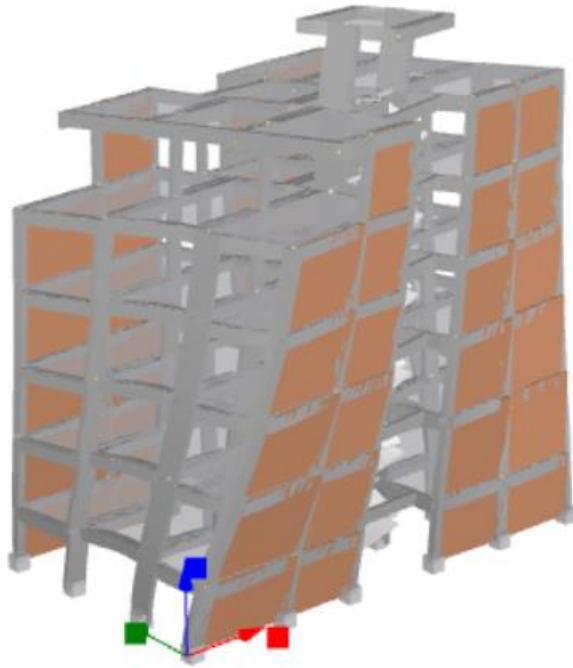
Σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. και με τα δεδομένα της υπάρχουσας μελέτης εφαρμόστηκαν οι εξής παράμετροι για την αποτίμηση της κατασκευής: εξήντα-τέσσερις (64) συνδυασμοί σεισμικής φόρτισης « $G+0.3Q + E_{x/y}+0.3E_{x/y}$ », χρησιμοποιήθηκαν δυο είδη κατανομής σεισμικών φορτίων στην κατασκευή (ομοιόμορφη και ιδιομορφική κατανομή), ορίστηκαν οι στάθμες επιτελεστικότητας «*Σημαντικές Βλάβες*»-B1 και η «*Οιονεί Κατάρευση*»-Γ1, θεωρήθηκε «*Ικανοποιητική Σ.Α.Δ*» (στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων), έγιναν δύο αναλύσεις και εφαρμογή του ΚΑΝ.ΕΠΕ. (με συμμετοχή τοιχοποιίας και χωρίς συμμετοχή τοιχοποιίας στη δυσκαμψία του φορέα), οι έλεγχοι σύμφωνα με τον κανονισμό είναι ο έλεγχος στροφής χορδής (7B, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και ο έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων (7Γ, ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017).

Για την εφαρμογή του κανονισμού, αρχικά πρέπει να εκτελεστεί ιδιομορφική ανάλυση της κατασκευής έτσι ώστε να προσδιοριστούν οι δεσπόζουσες ιδιομορφές σε κάθε διεύθυνση έτσι ώστε να γίνει ο προσδιορισμός της καμπύλης ικανότητας σε αυτές. Ακολουθούν τα Σχήματα 3.1-3.6 των τριών πρώτων ιδιομορφών και ο Πίνακας 3.1, 3.2 με τις αντίστοιχες πληροφορίες για κάθε ιδιομορφή.

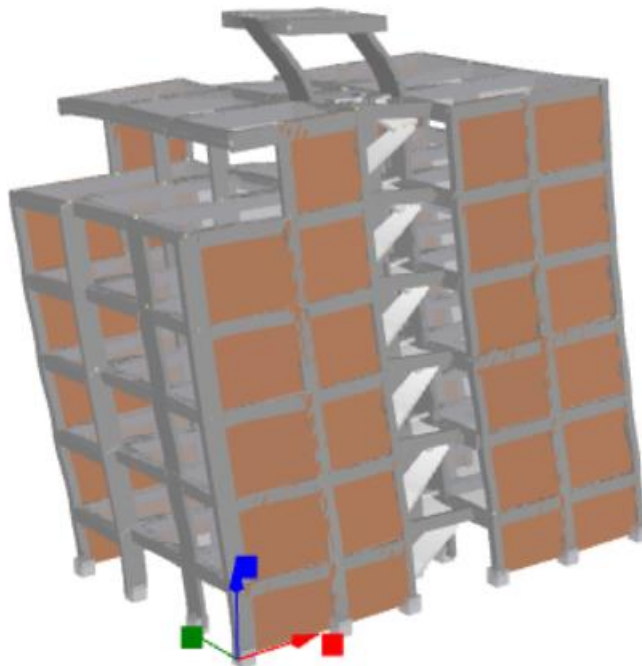
- Ιδιομορφική Ανάλυση με τοιχοποιία



Σχήμα 3.1: 1^η ιδιομορφή $T_1=0.633s$



Σχήμα 3.2: 2^η ιδιομορφή $T_2=0.450s$

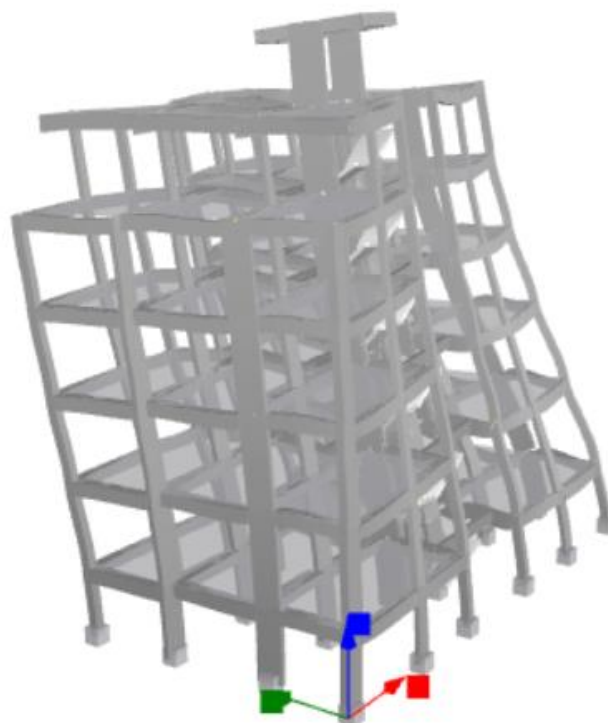


Σχήμα 3.3: 3^η ιδιομορφή $T_3=0.382s$

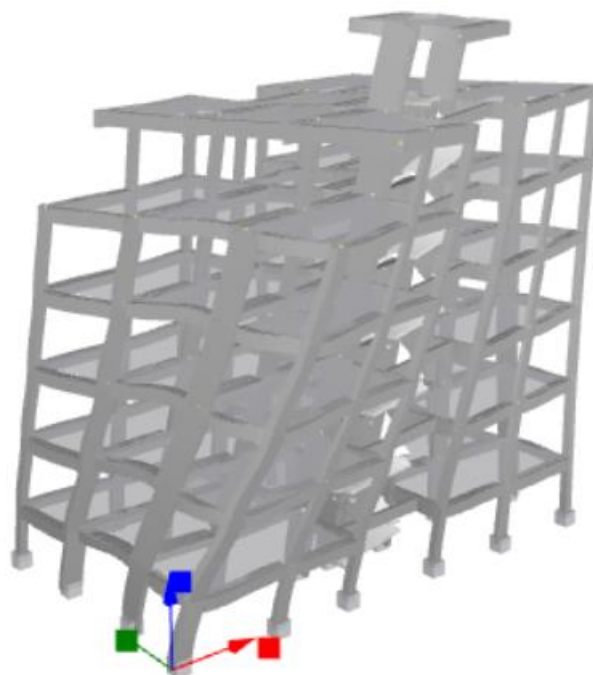
Πίνακας 3.1: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης με τοιχοποιία

Με Τοιχοποιία	Ιδιοπερίοδος T(s)	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «UX»	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «UY»	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «RZ»
1 ^η ιδιομορφή	0,633	0,0024%	75,3711%	0,8114%
2 ^η ιδιομορφή	0,450	0,3957%	0,6745%	79,7513%
3 ^η ιδιομορφή	0,382	76,6734%	0,00086%	0,5629%

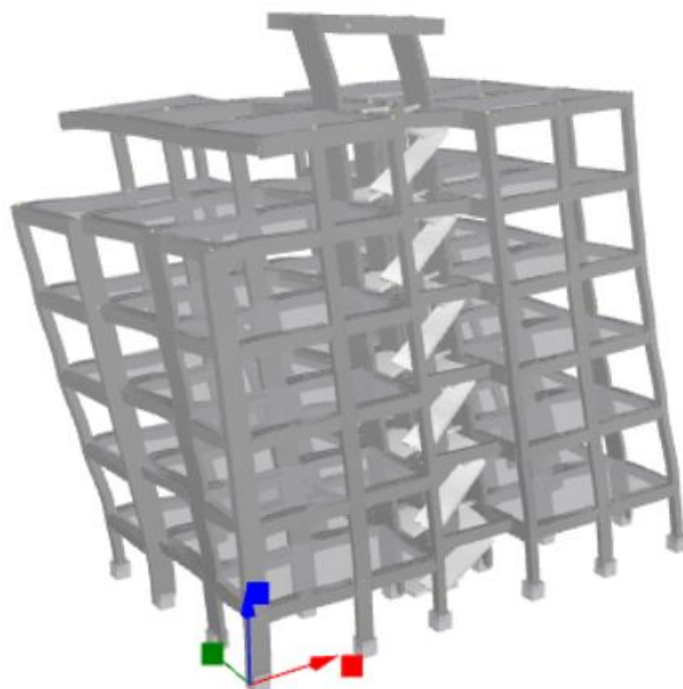
- Ιδιομορφική Ανάλυση χωρίς τοιχοποιία



Σχήμα 3.4: 1^η ιδιομορφή $T_1=0.638s$



Σχήμα 3.5: 2^η ιδιομορφή $T_2=0.576s$



Σχήμα 3.6: 3^η ιδιομορφή $T_3=0.554s$

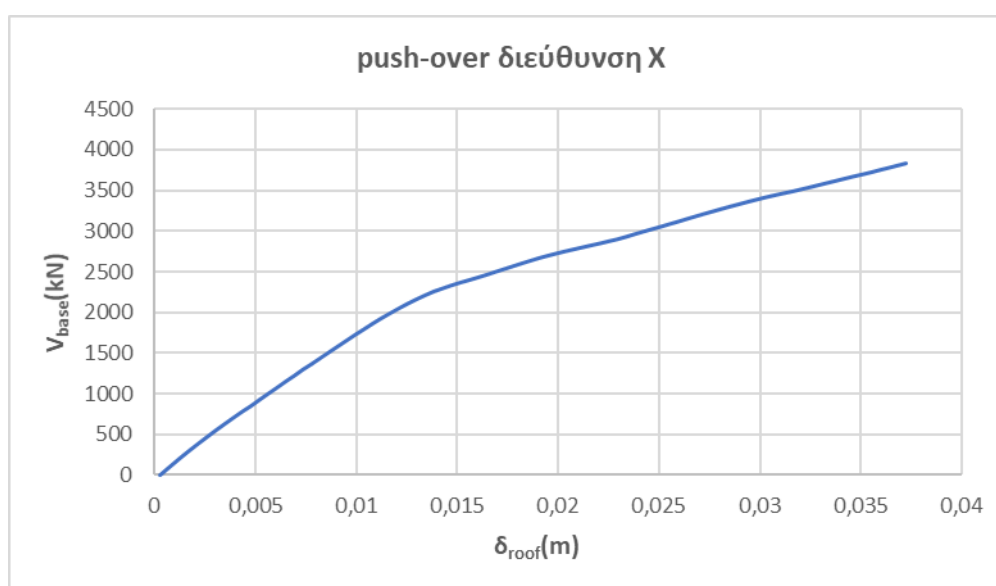
Πίνακας 3.2: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης χωρίς τοιχοποιία

Χωρίς Τοιχοποιία	Ιδιοπερίοδος T(s)	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «UX»	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «UY»	Δρώσα Ιδιομορφική Μάζα «RZ»
1 ^η ιδιομορφή	0,638	0,3528%	62,7309%	13,7010%
2 ^η ιδιομορφή	0,576	9,7849%	12,5042%	54,9245%
3 ^η ιδιομορφή	0,554	65,2655%	0,6357%	10,7328%

3.3.1 Ανελαστική Στατική Ανάλυση με Τοιχοποιία

Σε αυτή την υποενότητα παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής στο Σχήμα 3.7 με τη συμβολή της τοιχοποιίας, η οποία είναι μόνο κατά τη διεύθυνση «X». Επίσης ορίζονται οι στάθμες επιτελεστικότητας B2-Γ1 στον Πίνακα 3.3 για επιτάχυνση εδάφους που ορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. ($a_g=0.24g$) και γίνονται οι αντίστοιχοι έλεγχοι στροφής χορδής και τέμνουσας για κάθε στάθμη.

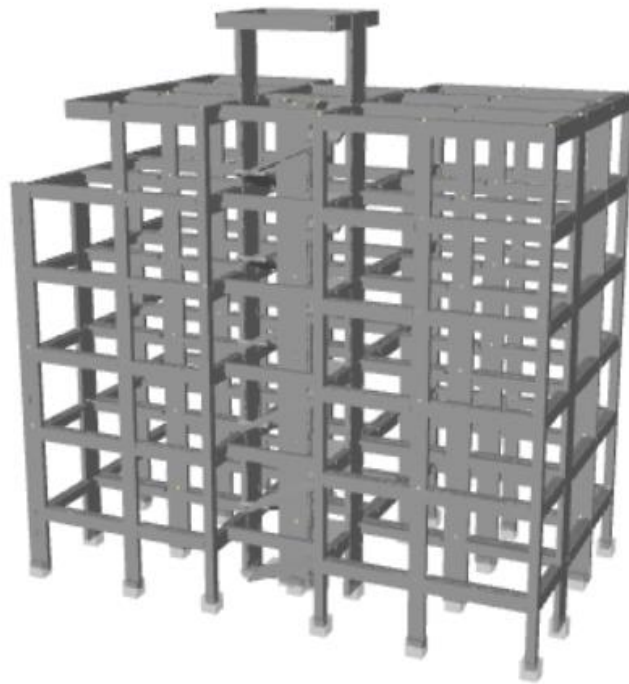
Ωστόσο στην περίπτωση με τη συμβολή των τοιχοπληρώσεων το μοντέλο δεν συνέκλινε ώστε να οριστεί και η απαίτηση της Γ1 στάθμης. Έτσι παρουσιάζονται οι έλεγχοι στροφής χορδής και τέμνουσας στην στάθμη B2 στο Σχήμα 3-8-3.9, καθώς και για την μέγιστη τέμνουσα βάση που μπορέσαμε να φτάσουμε Σχήμα 3.10-3.11.



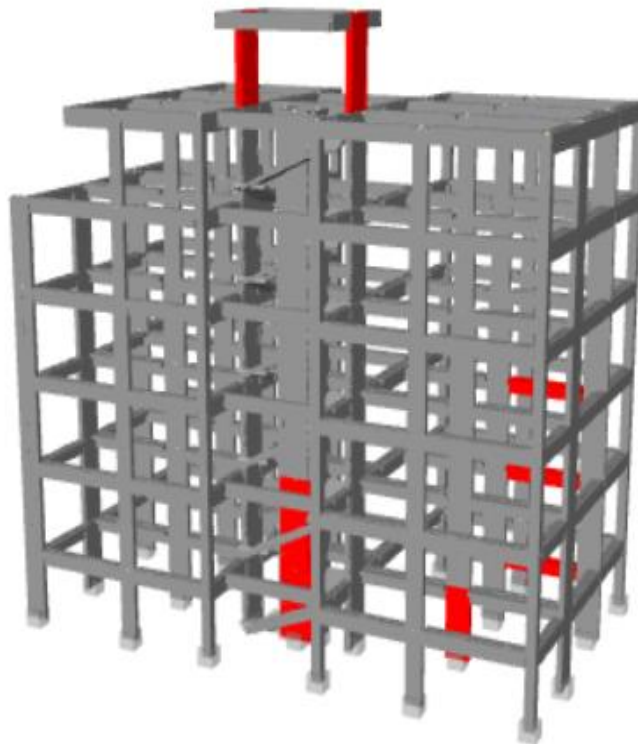
Σχήμα 3.7: Καμπύλη Ικανότητας με συμβολή τοιχοποιίας

Πίνακας 3.3: Μετακινήσεις Οροφής για B2,Γ1

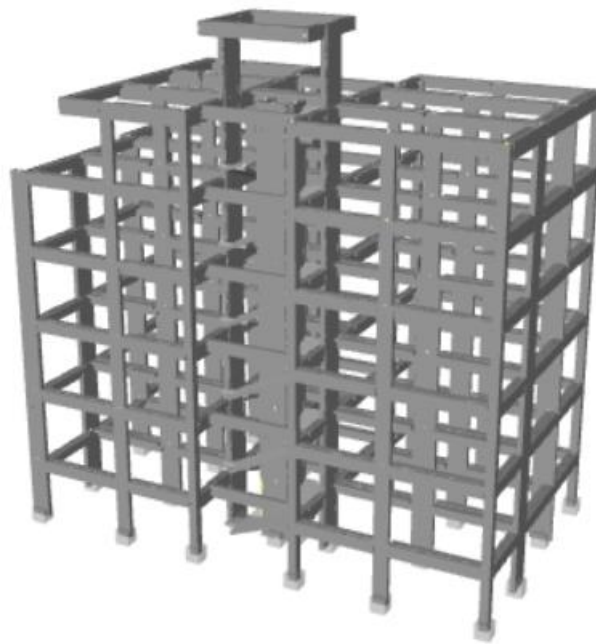
$\delta_{\text{roof-B2}}$	0.033m
$\delta_{\text{roof-Γ1}}$	0.064m



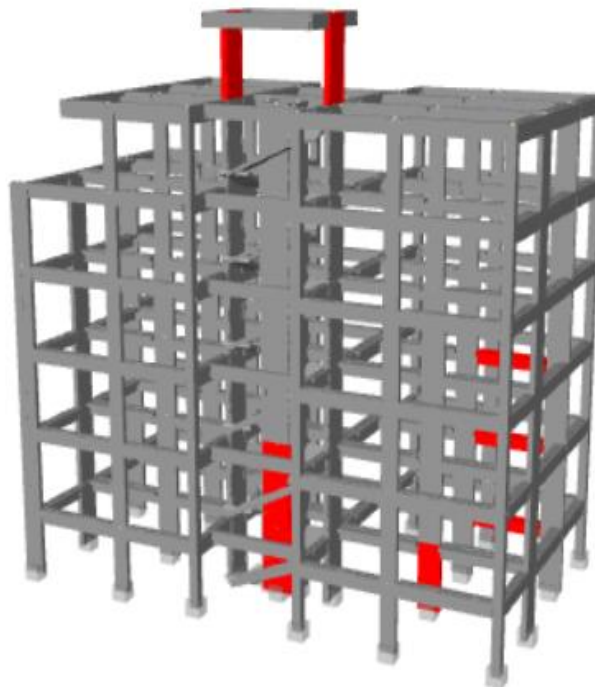
Σχήμα 3.8: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-B2 «καμία αστοχία»



Σχήμα 3.9: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-B2



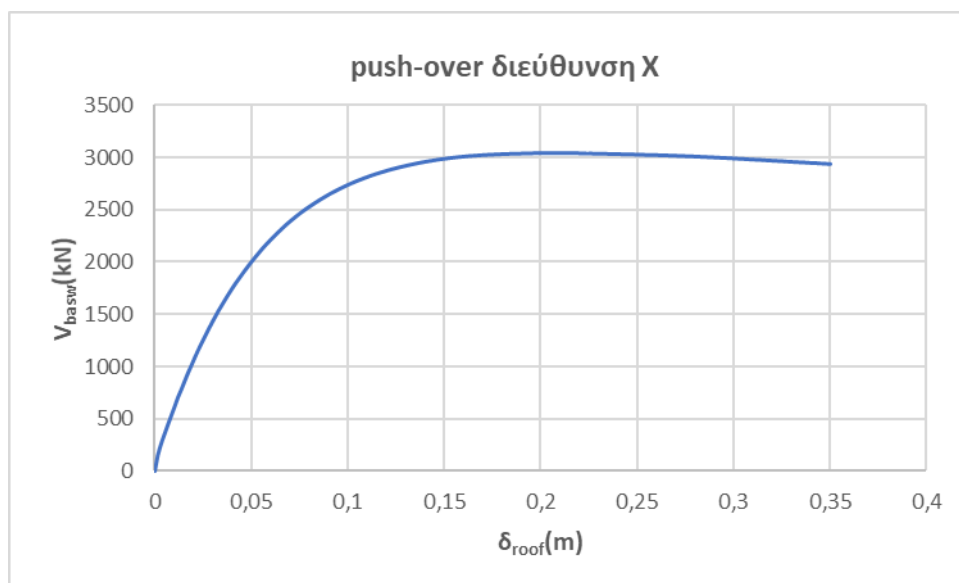
Σχήμα 3.10: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-Μέγιστη Τέμνουσα Βάσης «καμία αστοχία»



Σχήμα 3.10: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-Μέγιστη Τέμνουσα Βάσης

3.3.2 Ανελαστική Στατική Ανάλυση χωρίς Τοιχοποιία

Στην παρούσα υποενότητα παρουσιάζονται οι Καμπύλες Ικανότητας Σχήμα 3.11 και 3.16 της κατασκευής και για τις δυο διευθύνσεις. Προκύπτει δυσμενέστερη η διεύθυνση «Υ» όπου δεν υπάρχει η συμβολή της τοιχοποιίας και έχει δεσπόζουσα την 1^η ιδιομορφή. Επίσης παρατηρούμε ότι κατά την διεύθυνση «Χ» χωρίς την τοιχοποιία η κατασκευή είναι πιο εύκαμπτη και παρουσιάζει περισσότερες αστοχίες τέμνουσας στην στάθμη Β2. Ακολουθούν τα αντίστοιχα Σχήματα 3.12-3.20 με τις αστοχίες καθώς και οι Πίνακες 3.4-3.5 με τις στάθμες επιτελεσματικότητας και ο Πίνακας 3.6 με τους μέγιστους λόγους «απαίτηση/αντίσταση» για έλεγχο στροφής χορδής και τέμνουσας δύναμης.



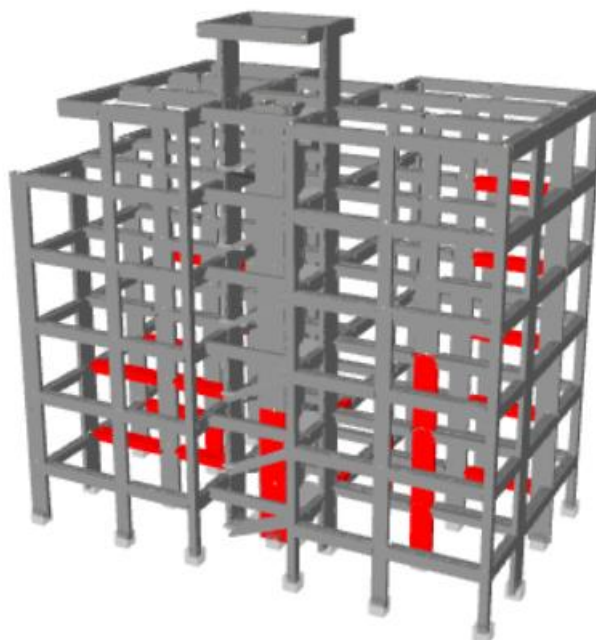
Σχήμα 3.11: Καμπύλη Ικανότητας χωρίς τοιχοποιία κατά «Χ»

Πίνακας 3.4: Μετακινήσεις Οροφής για Β2,Γ1

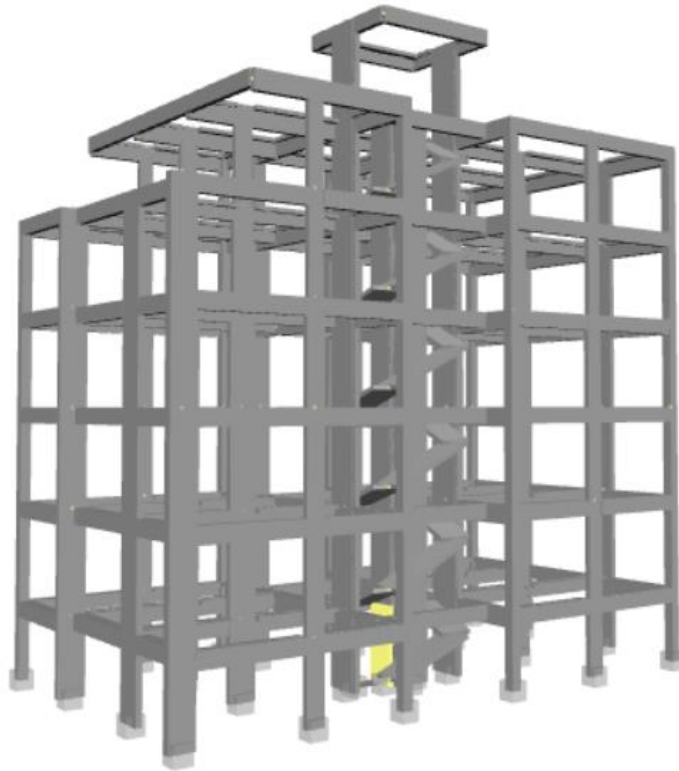
$\delta_{\text{roof-B2}}$	0,0721m
$\delta_{\text{roof-Γ1}}$	0,1311m



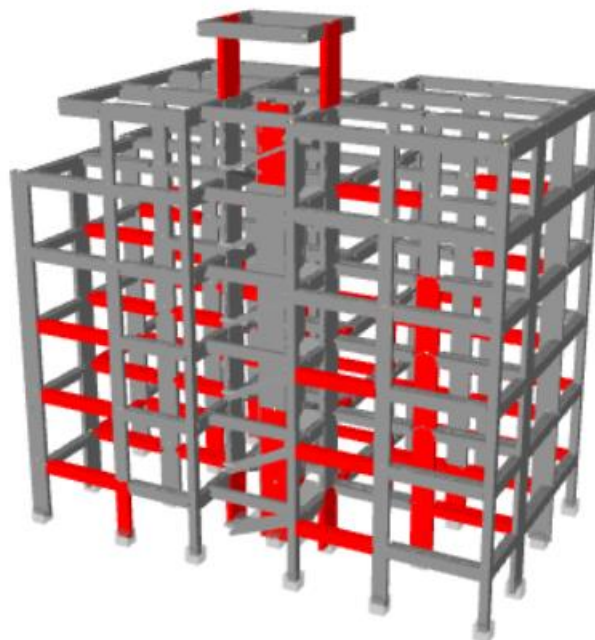
Σχήμα 3.12: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-B2 «καμία αστοχία»



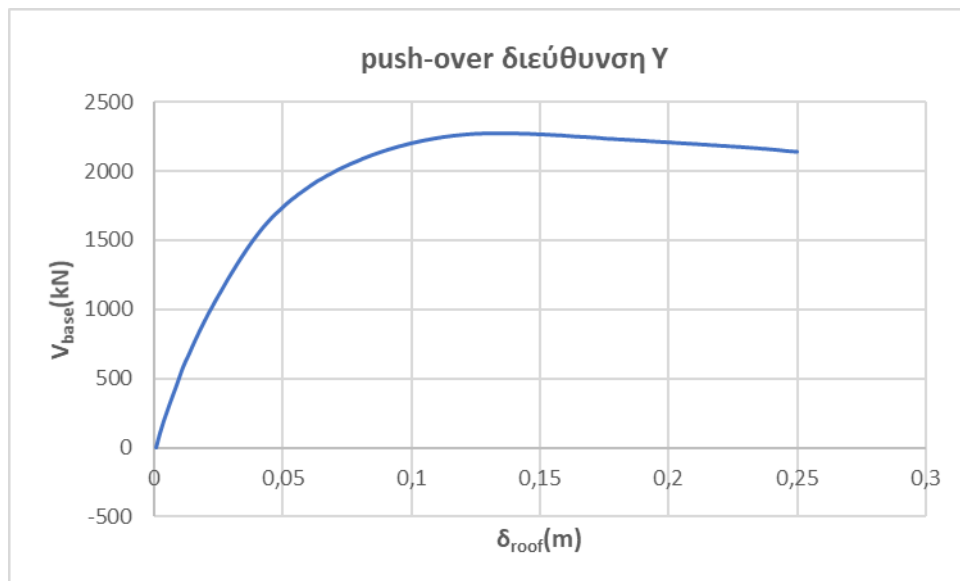
Σχήμα 3.13: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-B2



Σχήμα 3.14: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-Γ1



Σχήμα 3.15: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-Γ1



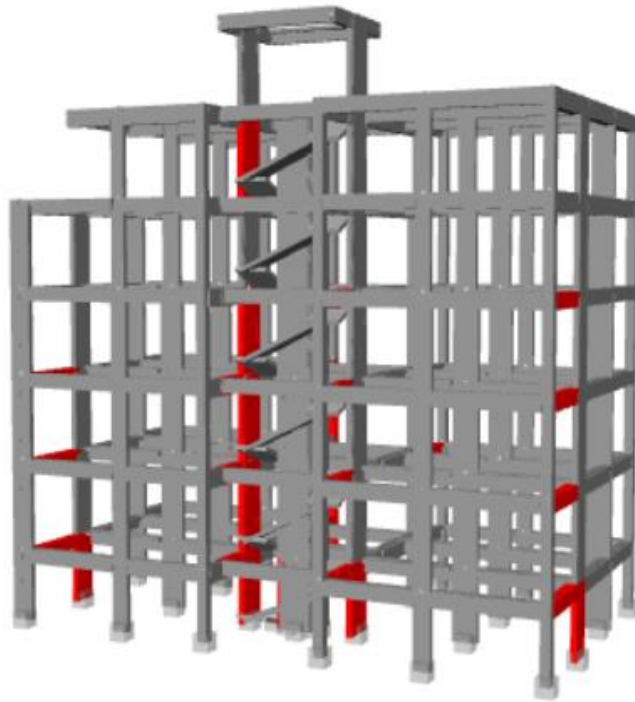
Σχήμα 3.16: Καμπύλη Ικανότητας κατά «Y»

Πίνακας 3.5: Μετακινήσεις Οροφής για B2,Γ1

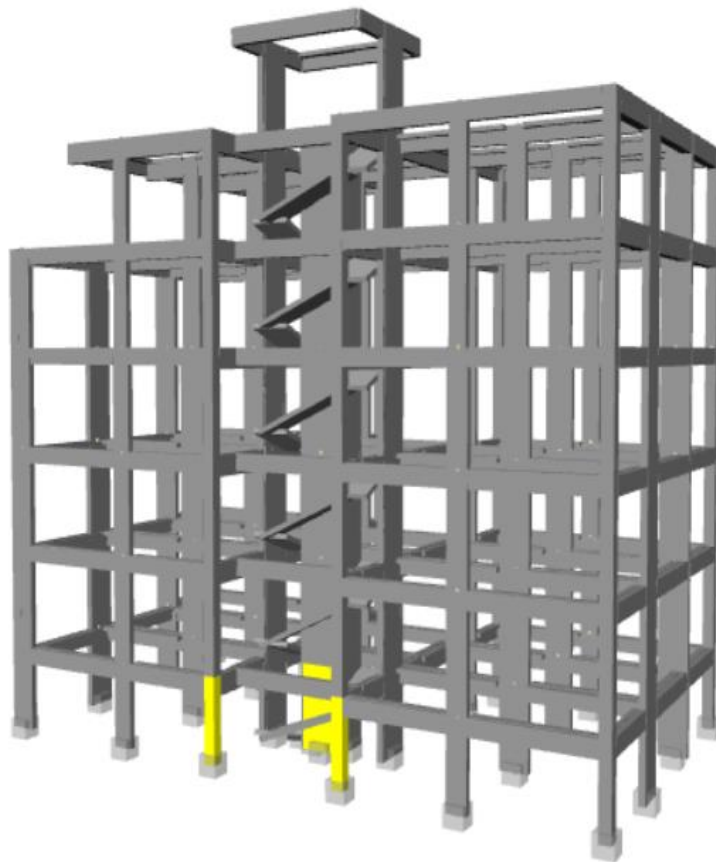
$\delta_{\text{roof-B2}}$	0,0735m
$\delta_{\text{roof-Γ1}}$	0,1337m



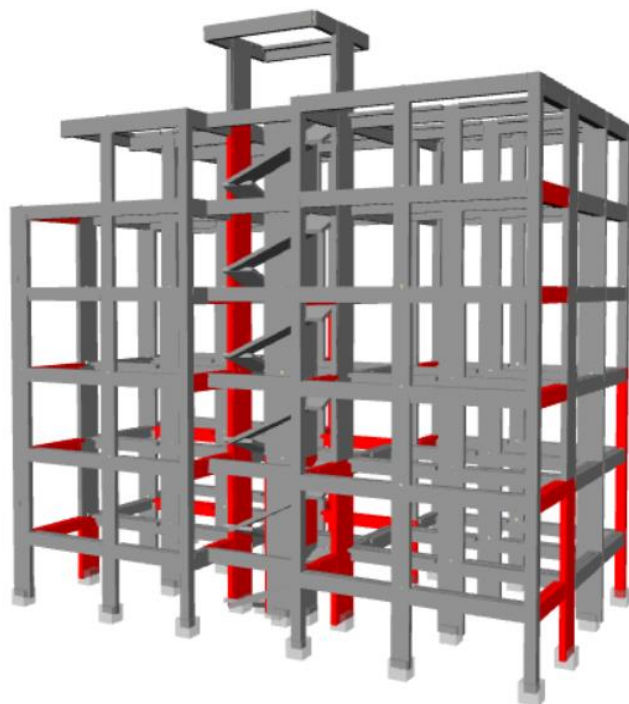
Σχήμα 3.17: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-B2 «καμία αστοχία»



Σχήμα 3.18: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-B2



Σχήμα 3.19: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Στροφής Χορδής-Γ1



Σχήμα 3.20: Απεικόνιση κατασκευής για έλεγχο Τέμνουσας-Γ1

Πίνακας 3.6: Μέγιστοι Λόγοι Ανεπάρκειας

Απαίτηση/Αντοχή	«Σημαντικές Βλάβες»-B2	«Οιονεί Κατάρρευση»-Γ1
Στροφή Χορδής	0,60	1,46
Τέμνουσα Δύναμη	2,47	3,09

3.3.3 Συμπεράσματα από εφαρμογή ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Από τα αποτελέσματα ελέγχων καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι για την επιτάχυνση εδάφους που επιβάλλει ο κανονισμός $a_g = 0.24g$ η κατασκευή παρουσιάζει ψαθυρούς τρόπους αστοχίας σε Τέμνουσα Δύναμη. Για αυτό το λόγο προσδιορίζεται μια οριακή επιτάχυνση κατά την οποία ικανοποιούνται οι έλεγχοι σε Τέμνουσα και στις δυο διευθύνσεις.

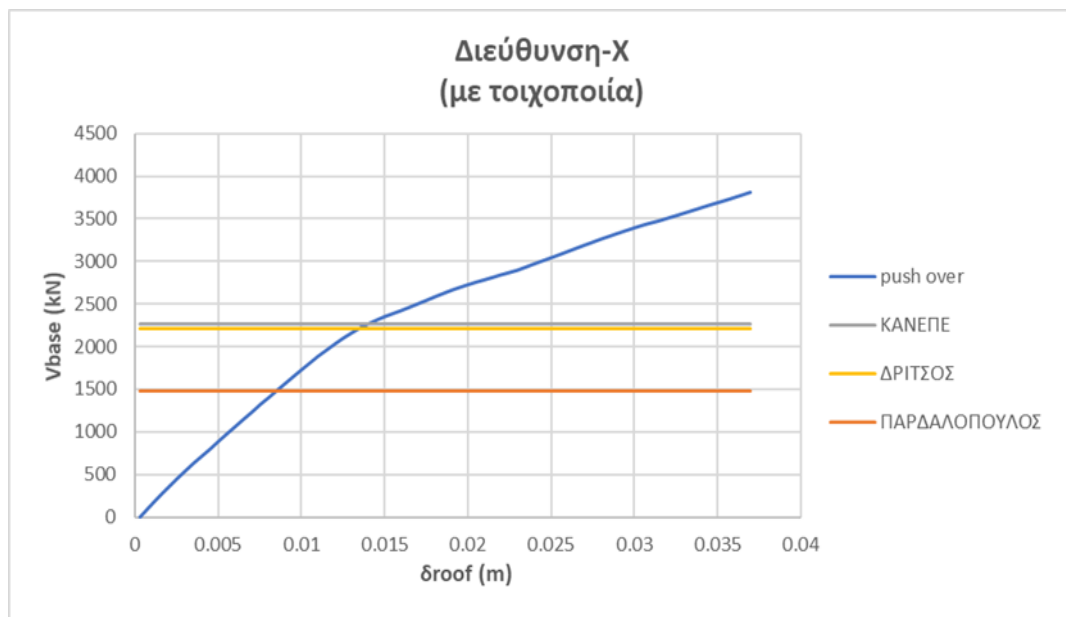
Ακολουθεί ο Πίνακας 3.7 με τις οριακές επιταχύνσεις εδάφους, την τέμνουσα βάσης και τη στοχευόμενη μετακίνηση κάθε στάθμης επιτελεστικότητας και για τις δυο διευθύνσεις του σεισμού. Με την συμβολή της τοιχοποιίας καταλήγουμε στο συμπέρασμα, ότι παρόλο που μας προσφέρει αυξημένη δυσκαμψία και καθυστερεί στο να συμβούν κάποιες αστοχίες (Σχήμα 3.9 και 3.13) η πρώτη αστοχία προκύπτει για την ίδια απαίτηση και για τις δυο περιπτώσεις στο τοίχωμα ισογείου του πυρήνα της κατασκευής.

Πίνακας 3.7: Πίνακας με τελικά αποτελέσματα Ανελαστικών Στατικών Αναλύσεων

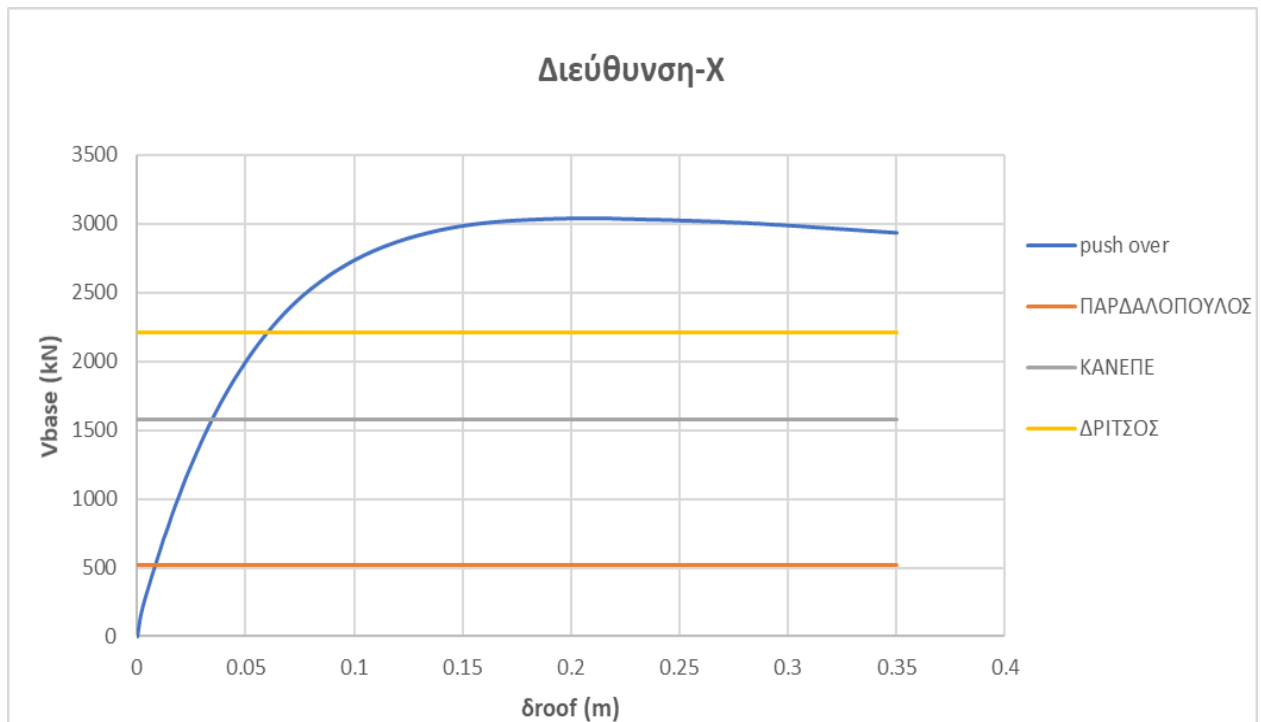
	$a_{g,lim}(g)$	1 ^η αστοχία Υ/Σ	$V_{base-B2}(kN)$	$V_{base-\Gamma1}(kN)$	$\delta_{\tau-B2}(m)$	$\delta_{\tau-\Gamma1}(m)$
Διεύθυνση X (με τοιχοποιία)	0,06	Τοίχωμα πυρήνα 1 ^ο	1330	2300	0,0078	0,0144
Διεύθυνση X	0,06	Τοίχωμα πυρήνα 1 ^ο	950	1580	0,018	0,0328
Διεύθυνση Y	0,03	Τοίχωμα 2 ^ο ορόφου	480	850	0,0092	0,0167

3.4 Τελικά Συμπεράσματα

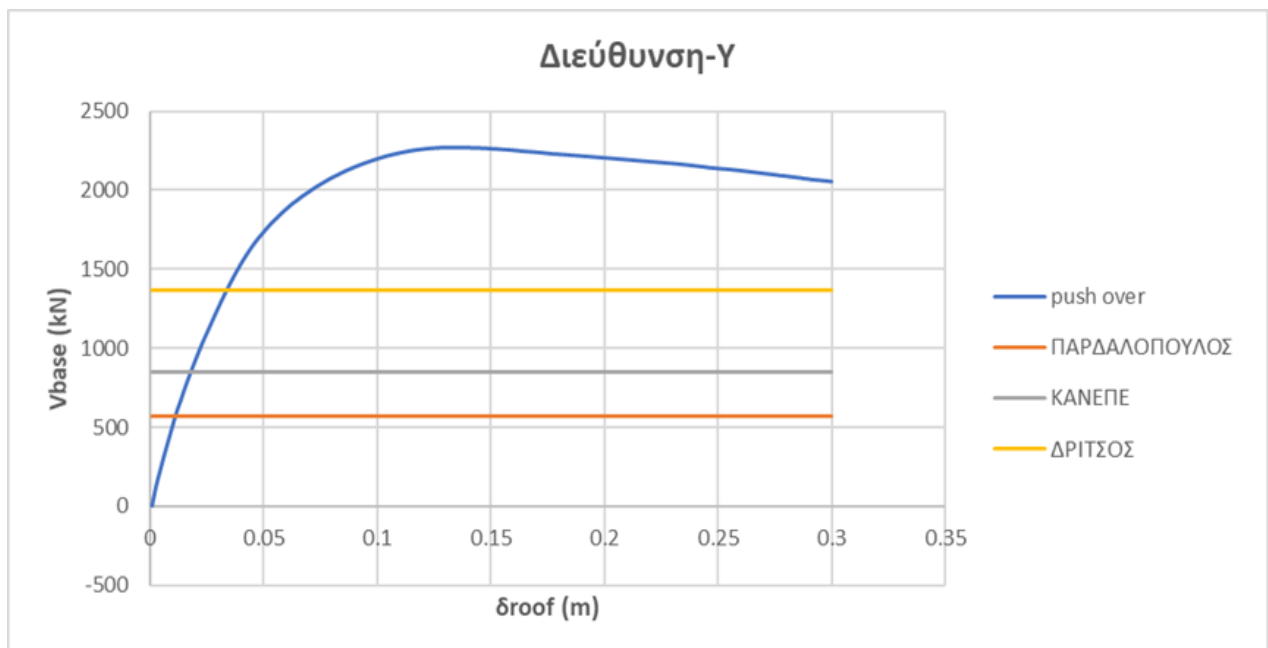
Σε αυτή την ενότητα παρουσιάζονται κάποια συμπεράσματα μετά την εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων και των Δευτεροβάθμιων προσεισμικών ελέγχων [2],[16],[17],[18]. Πιο συγκεκριμένα έχοντας τις αντοχές των δύο μεθόδων σε όρους Τέμνουσας Βάσης (Σχέση 1.29 [5] για μετατροπή σε Τέμνουσα Βάσης από μέθοδο Παρδαλόπουλου- Πανταζοπούλου) και του ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] για την πρώτη αστοχία, τοποθετούνται στην καμπύλη ικανότητας Σχήμα 3.21-3.23 και γίνεται σύγκριση αυτών Πίνακας 3.25.



Σχήμα 3.21: Καμπύλη Ικανότητας κατά X με τοιχοποιία



Σχήμα 3.22: Καμπύλη Ικανότητας κατά Χ χωρίς τοιχοποιία



Σχήμα 3.23: Καμπύλη Ικανότητας κατά Υ

Πίνακας 3.25: Σύγκριση Αποτελεσμάτων

Διεύθυνση	ΚΑΝ.ΕΠΕ.1 ^η Αστοχία V _b (kN)	Παρδαλόπουλος- Πανταζοπούλου V _b (kN)	Δρίτσος Σ. V _b (kN)
X με τοιχοποιία	2300	1484	2214
X	1580	520	2214
Y	850	566	1388

Παρατηρούμε ότι δυσμενέστερη εμφανίζεται η μέθοδος Παρδαλόπουλου-Πανταζοπούλου[16] και αυτό γιατί η τελική αντοχή που υπολογίζεται σε αυτή τη μέθοδο προέρχεται από αστοχία των κόμβων κάτι το οποίο δεν λαμβάνουν υπόψιν ο ΚΑΝ.ΕΠΕ[5] και η μέθοδος Δρίτσου Σ.[2]. Η μέθοδος Δρίτσου παρατηρούμε ότι είναι ευμενέστερη και μάλιστα στην περίπτωση που στο μοντέλο του ΚΑΝ.ΕΠΕ.[5] έγινε και συνυπολογισμός της τοιχοποιίας η προσέγγιση είναι πολύ κοντά όπως φαίνεται απ' το Σχήμα 3.21.

4 Τρωτότητες-Οικονομοτεχνική Αποτίμηση

4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας

Σκοπός του υπολογισμού των καμπυλών τρωτότητας είναι η μετατροπή των δεδομένων της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης σε Ικανοτική Δυναμική Ανάλυση. Ο σεισμός είναι ένα πιθανοτικό πρόβλημα και ο υπολογισμός των καμπυλών τρωτότητας μας δίνει μια καλύτερη προσέγγιση. Για να γίνει αυτό χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SPO2FRAG [9],[20].

Εκτελέστηκαν τρεις 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 τρεις περιπτώσεις:

- Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» χωρίς τοιχοποιία
- Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» με τοιχοποιία
- Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «Y»

Για τις οριακές επιταχύνσεις που προέκυψαν σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5] για την πρώτη αστοχία (Πίνακας 3.7) υπολογίζονται οι μέγιστες στροφές Θ_{max} του Πίνακα 4.1. Αξίζει να σημειωθεί ότι κάποιες αστοχίες δοκού σε Τέμνουσα, που εμφανίζονται για την $a_{g,lim}$, αγνοούνται γιατί δεν έχει ληφθεί υπόψιν η συμβολή των λοξών οπλισμών που αναλαμβάνουν μεγάλο μέρος αυτής.

Πίνακας 4.1: Μέγιστη στροφή ορόφου για κάθε περίπτωση

Θ_{max} (%)	B2	Γ1
Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» χωρίς τοιχοποιία	0,15	0,27
Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» με τοιχοποιία	0,07	0,14
Πρώτη αστοχία υποστυλώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «Y»	0,07	0,13

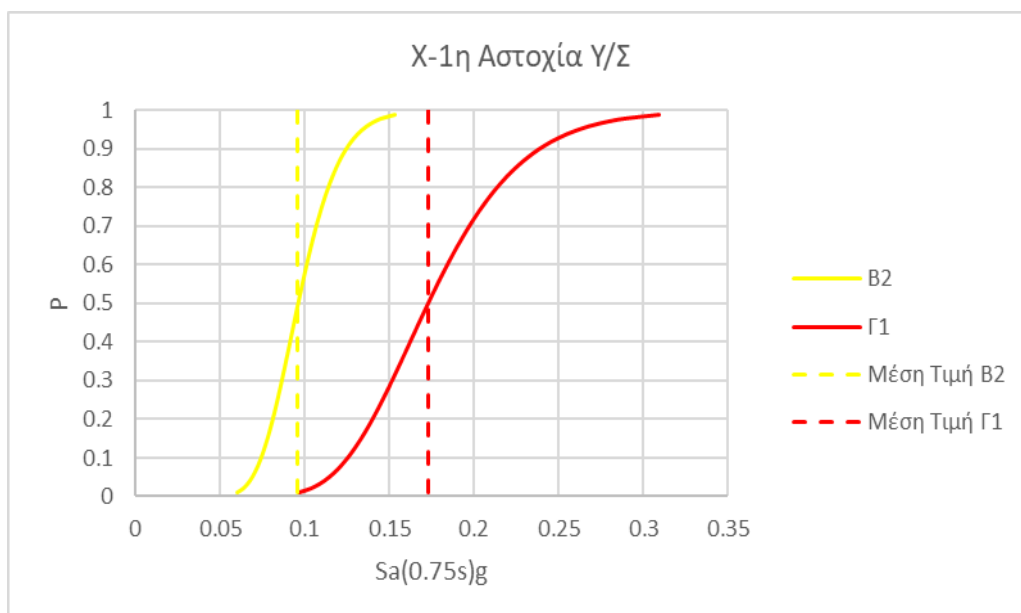
Ακολουθούν λοιπόν οι καμπύλες τρωτότητας όπως αυτές προέκυψαν απ' το λογισμικό SPO2FRAG [9],[20] στα Σχήματα 4.1-4.3 και οι Πίνακες 4.2-4.3 με τις μέσες τιμές των φασματικών επιταχύνσεων και την τυπική απόκλιση αυτών.

Πίνακας 4.2: Μέση τιμή και τυπική απόκλιση για B2

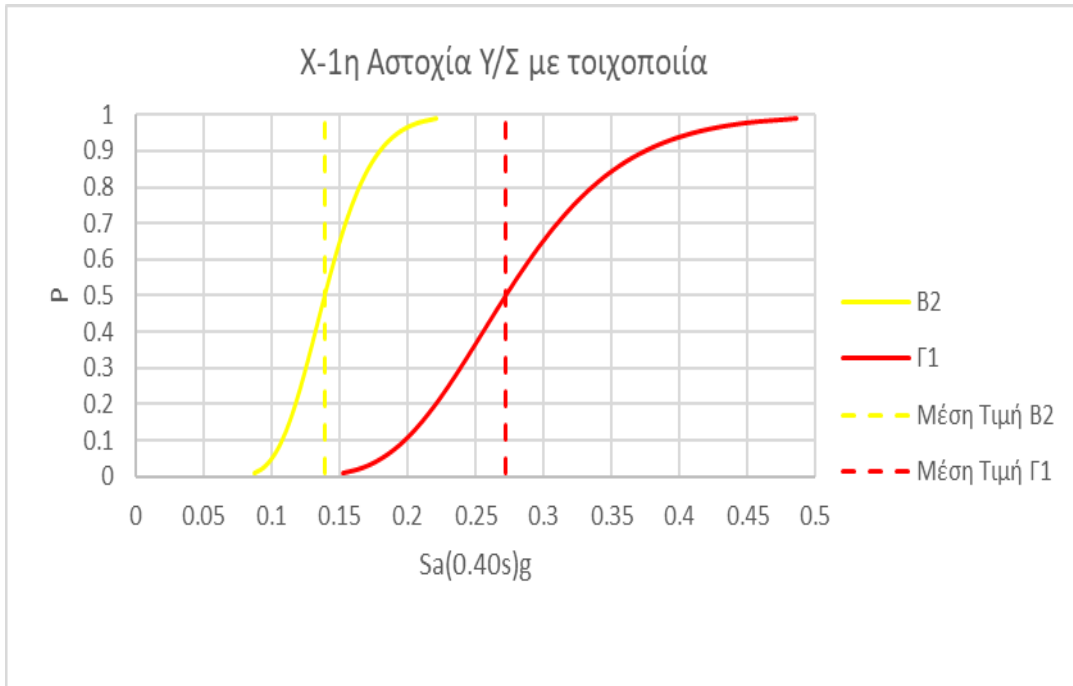
	Μέση Sa (T)g	Τυπική Απόκλιση
Πρώτη αστοχία υποστρώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» χωρίς τοιχοποιία	0,096	0,196
Πρώτη αστοχία υποστρώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» με τοιχοποιία	0,139	0,191
Πρώτη αστοχία υποστρώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «Y»	0,042	0,195

Πίνακας 4.3: Μέση τιμή και τυπική απόκλιση για Γ1

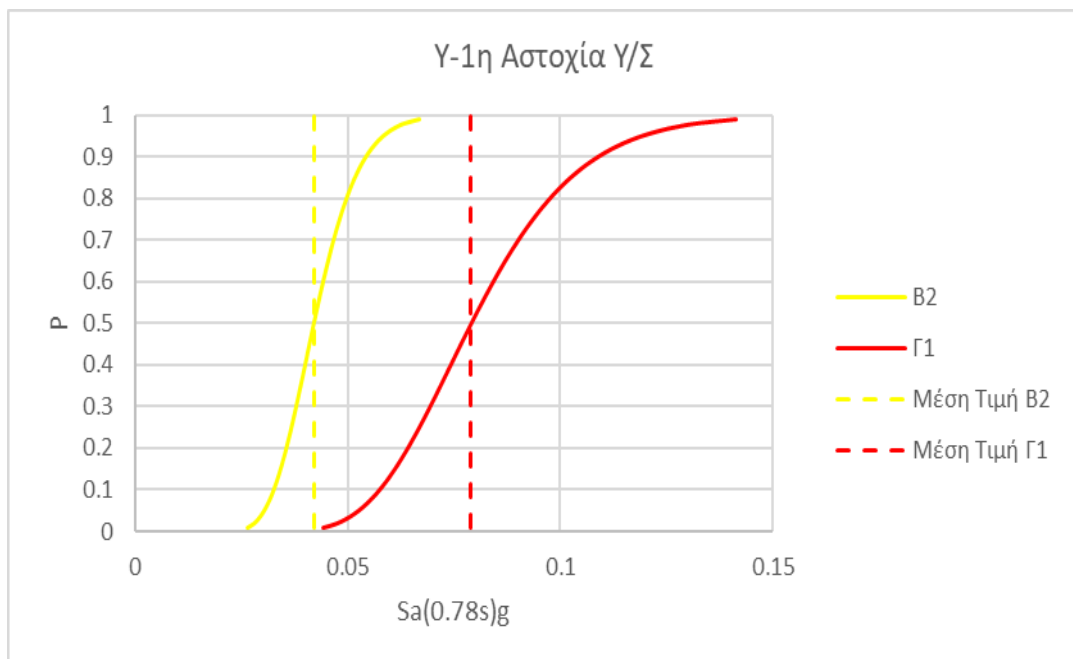
	Μέση Sa (T)g	Τυπική Απόκλιση
Πρώτη αστοχία υποστρώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» χωρίς τοιχοποιία	0,173	0,235
Πρώτη αστοχία υποστρώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «X» με τοιχοποιία	0,272	0,215
Πρώτη αστοχία υποστρώματος σε Τέμνουσα κατά τη διεύθυνση «Y»	0,079	0,243



Σχήμα 4.1: καμπύλες τρωτότητας για 1^η περίπτωση



Σχήμα 4.2: καμπύλες τρωτότητας για 2^η περίπτωση



Σχήμα 4.3: καμπύλες τρωτότητας για 3^η περίπτωση

4.2 Οικονομοτεχνική Αποτίμηση

Η εκτίμηση απωλειών γίνεται μέσω του λογισμικού Performance Assessment Calculation Tool PACT που ανέπτυξε η FEMA P-58 [12], [13],[14],[15]. Εισάγοντας τα αποτελέσματα της γραμμικής, είτε μη γραμμικής δυναμικής ανάλυσης της κατασκευής, παράγει υπολογισμούς που αφορούν το κόστος σε χρήμα, εργατοώρες για την επισκευή της κατασκευής, σε ανθρώπινες ζωές που εκτιμάται ότι θα βρίσκονται εντός του κτηρίου την ώρα του σεισμού και των σύνολο των εκπομπών διοξειδίου που παράγονται κατά την επισκευή . Για τη περίπτωση αυτού του κτηρίου λαμβάνεται υπόψιν καθαρά το χρηματοοικονομικό κόστος επισκευής του κτηρίου. Γίνεται λοιπόν η εκτίμηση ότι το μέσο κατασκευαστικό κόστος στην Ελλάδα είναι περίπου 1100 \$/m² και το επισκευαστικό κόστος είναι ίσο με το 40% του συνολικού κόστους αντικατάστασης.

Επιπλέον εισάγονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής Πίνακας 4.4 καθώς και τα δομικά και μη δομικά περιεχόμενα της κατασκευής Πίνακας 4.5, οι ποσότητες των μη δομικών προσδιορίζεται σύμφωνα με το Normative Quantity Estimation Tool του FEMA P-58 [13],[14],[15]. Η τοιχοποιία ορίζεται στο πρόγραμμα ως 1μονάδα = 100 ft².

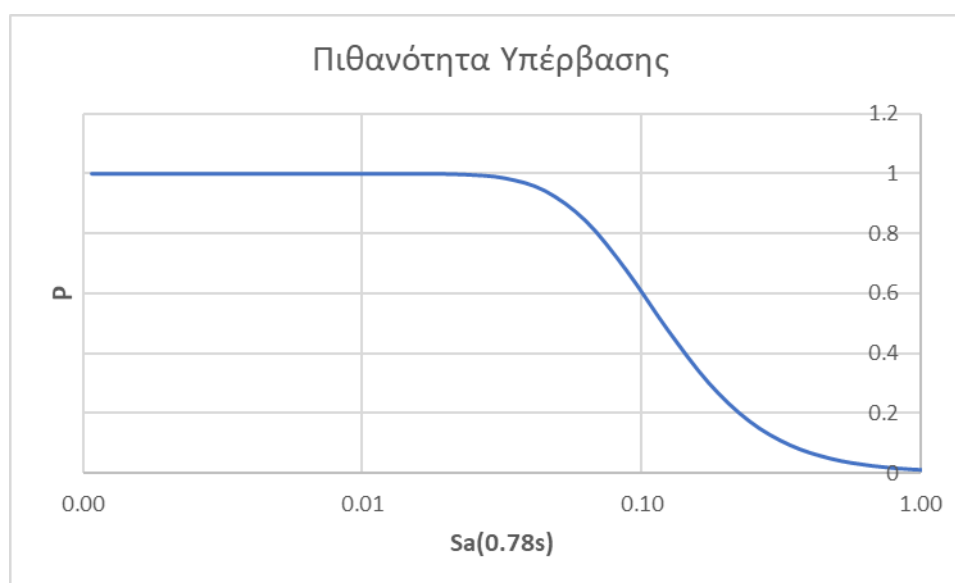
Πίνακας 4.4: Δεδομένα Κατασκευής για Pact

	Ύψος (m)	Εμβαδόν (m ²)	Κόστος Αντικατάστασης \$	Επισκευαστικό Κόστος \$
Ισόγειο	2.5	219.4	241.340	96.536
1 ^{ος}	3	219.4	241.340	96.536
2 ^{ος}	3	219.4	241.340	96.536
3 ^{ος}	3	219.4	241.340	96.536
4 ^{ος}	3	219.4	241.340	96.536
5 ^{ος}	3	193	212.300	84.920
ΣΥΝΟΛΟ	17,65	1290	1.419.000	567.500

Πίνακας 4.5: Δομικά και Μη Δομικά στοιχεία Pact

Κατηγορία	Περιγραφή	Ποσότητα κατά Χ		Ποσότητα κατά Υ	
		Ισ-4ος	5ος	Ισ-4ος	5ος
B1041.081a	Non Conforming MF- Beam one side	16	12	8	6
B1041.081b	Non Conforming MF- Beam both sides	8	8	8	6
B1051.001a	Masonry Infills	7,53	5,65	-	-
D1014.011	Traction Elevator	0,5	0,5	0,5	0,5
D2021.011a	Cold or Hot Potable	250,2	250,2	220,1	220,1

Επόμενο βήμα είναι να οριστεί η τρωτότητα κατάρρευσης «*Collapse Fragility*» για την Στάθμη-Γ1 που υπολογίστηκε στην προηγούμενη υποενότητα και πιο συγκεκριμένα για την διεύθυνση «Υ» (Σχήμα 4.3) όπου η κατασκευή εμφανίζει χειρότερη συμπεριφορά. Τέλος εισήχθησαν στο «*Structural Analysis Results*» τα *drifts* των ορόφων για τα τέσσερα Σεισμικά Σενάρια του Πίνακα 4.6 που ακολουθεί. Όπου 50%,10%,2% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 χρόνια και προκύπτουν απ' το European Facilities for Earthquake Hazard and Risk [11] Σχήμα 4.4 (αφορούν έδαφος Α, γίνεται μετατροπή σε Β).

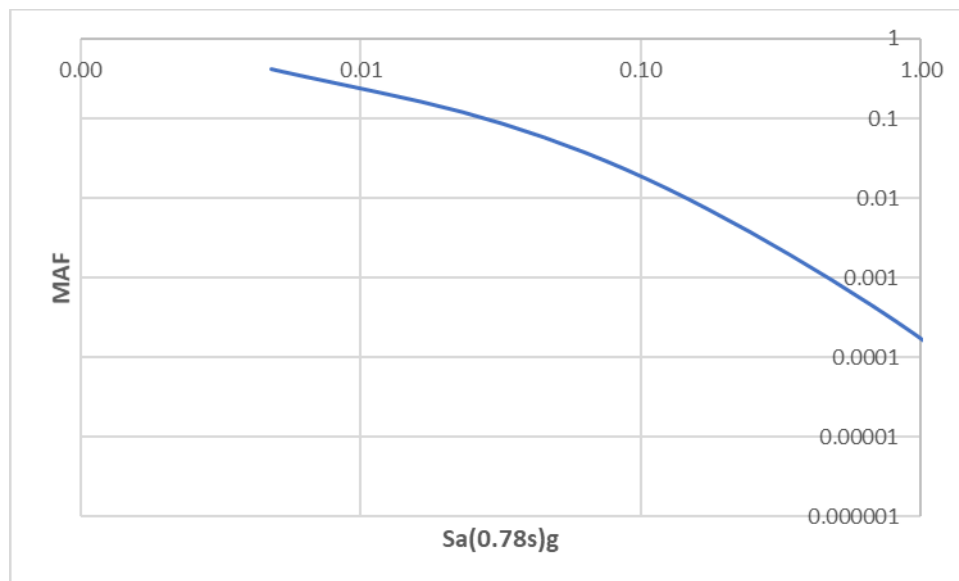


Σχήμα 4.4: Πιθανότητα Υπέρβασης στα 50 χρόνια για Έδαφος Β

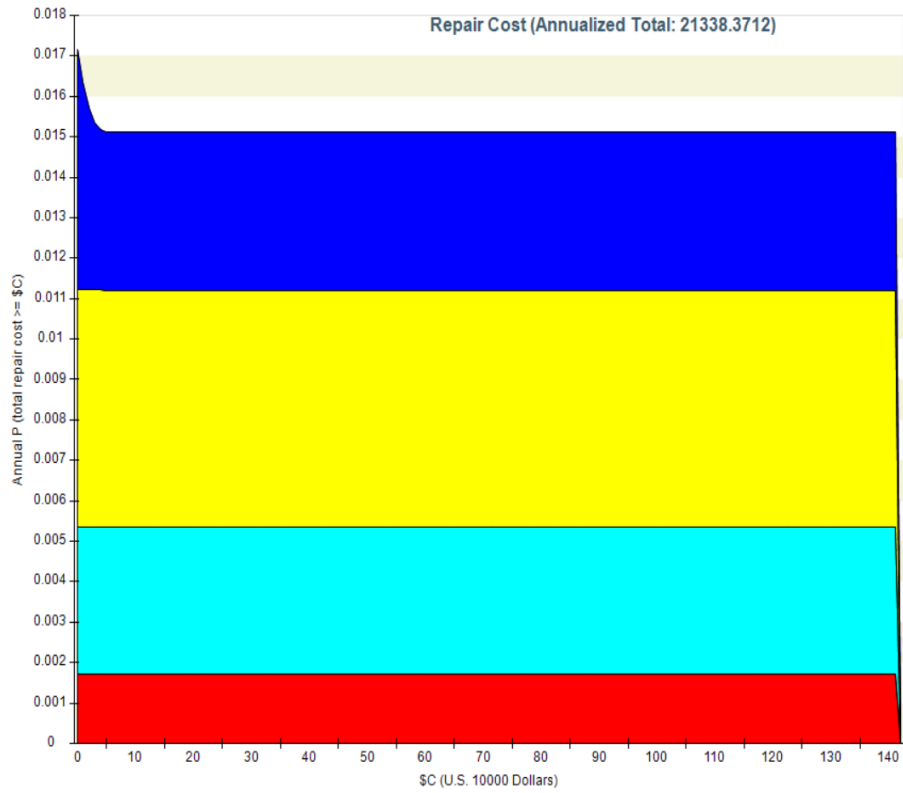
Πίνακας 4.6: Σεισμικά Σενάρια

ΣΕΝΑΡΙΑ Πιθανότητα Υπέρβασης 50 χρόνια	Sa (0.78s) Έδαφος Β
50%	0,11g
1 ^η Αστοχία Υ/Σ (αντιστοιχεί σε 32%)	0,18g
10%	0,39g
2%	0,77g

Τελευταίο βήμα είναι ο ορισμός της καμπύλης επικινδυνότητας «*Hazard Curve*» Σχήμα 4.5 και προκύπτουν τα αποτελέσματα της οικονομοτεχνικής ανάλυσης Σχήμα 4.6-4.7 για τα Σεισμικά Σενάρια που αναφέρθηκαν στον Πίνακα 4.6.

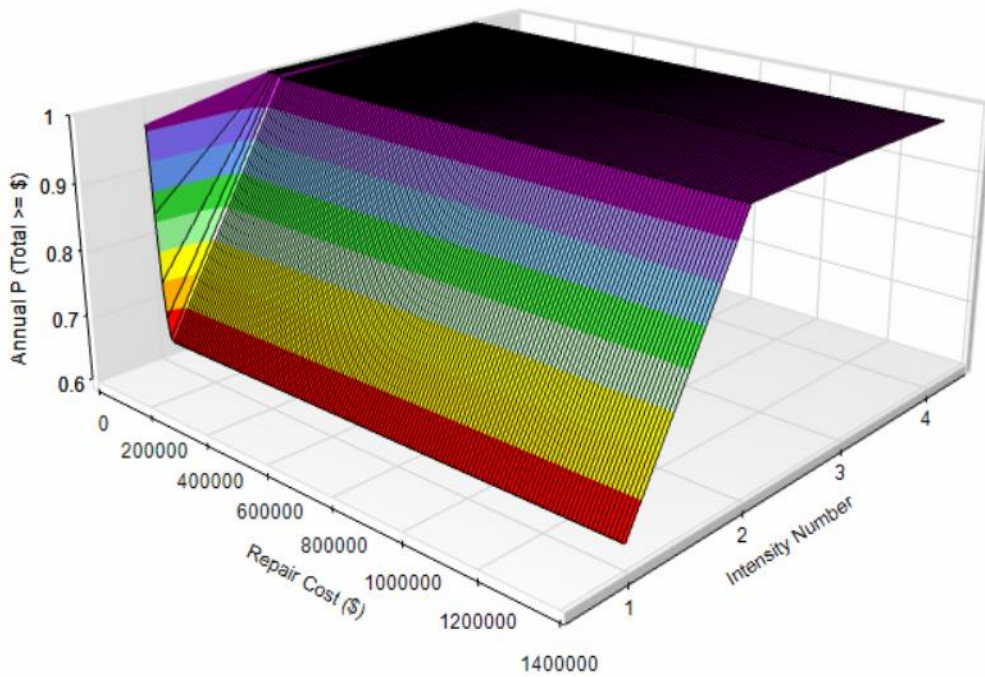


Σχήμα 4.5: Καμπύλη Σεισμικής Επικινδυνότητας



Σχήμα 4.6 : Ετήσια Πιθανότητα Συνολικού Κόστους Επισκευών

Intensity 1	Intensity 2	Intensity 3	Intensity 4
50% στα 50 χρόνια	32% στα 50 χρόνια	10% στα 50 χρόνια	2% στα 50 χρόνια



Σχήμα 4.7 : Καμπύλη Κόστους Επισκευών

Προκύπτει λοιπόν απ' το Σχήμα 4.6 ότι το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών είναι 21.339 \$ δηλαδή 17.498 € και αντιστοιχεί στο 1,5% του συνολικού κόστους αντικατάστασης αυτό σημαίνει ότι το κτίριο αντικαθίσταται κατά μέσο όρο μια φορά στα 66 χρόνια λόγω σεισμικών διεγέρσεων. Τέλος γίνεται μια σύγκριση των στοιχείων που υπολογίστηκαν ως απώλειες με τα έσοδα που προέρχονται απ' την εκμετάλλευση του κτιρίου. Για το κτίριο υπάρχουν τα οικονομικά δεδομένα για κάθε χρόνο που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.7.

Πίνακας 4.7: Οικονομικά Δεδομένα Κατασκευής

Ενοίκια	Φόρος Ενοικίου	ΕΝΦΙΑ	Κόστος Συντήρησης	Ασφάλεια (Πυρκαγιάς-Σεισμού)
30.000 €/έτος	4.500 €/έτος	2.250 €/έτος	2000 €/έτος	1800 €/έτος

Γίνεται σύγκριση 2 περιπτώσεων για την κατασκευή, 1^η Περίπτωση με αυτασφάλιση (δηλαδή με κάλυψη απωλειών από τους ιδιοκτήτες) και 2^η Περίπτωση με ασφάλιση. Στην περίπτωση της ασφάλισης, η ασφαλιστική εκτιμά κάθε όροφο στα 150.000 € άρα για όλο το κτίριο προκύπτει 900.000 € που αντιστοιχεί στο 77% του κόστους κατασκευής εκ' νέου (από Πίνακα 4.4 ,1.419.000 \$ → 1.163.580 €). Ακολουθούν οι Πίνακες 4.8 , 4.9 με τις περιπτώσεις που αναφέρθηκαν.

Πίνακας 4.8: Περίπτωση με Αυτασφάλιση

Κέρδη	Επισκευαστικό Κόστος	Καθαρά Κέρδη
21.250 €/έτος	17.498 €/έτος	3.752 €/έτος

Πίνακας 4.9: Περίπτωση με Ασφάλιση

Κέρδη	Επισκευαστικό Κόστος	Καθαρά Κέρδη
19.450 €/έτος	4.025 €/έτος	15.425 €/έτος

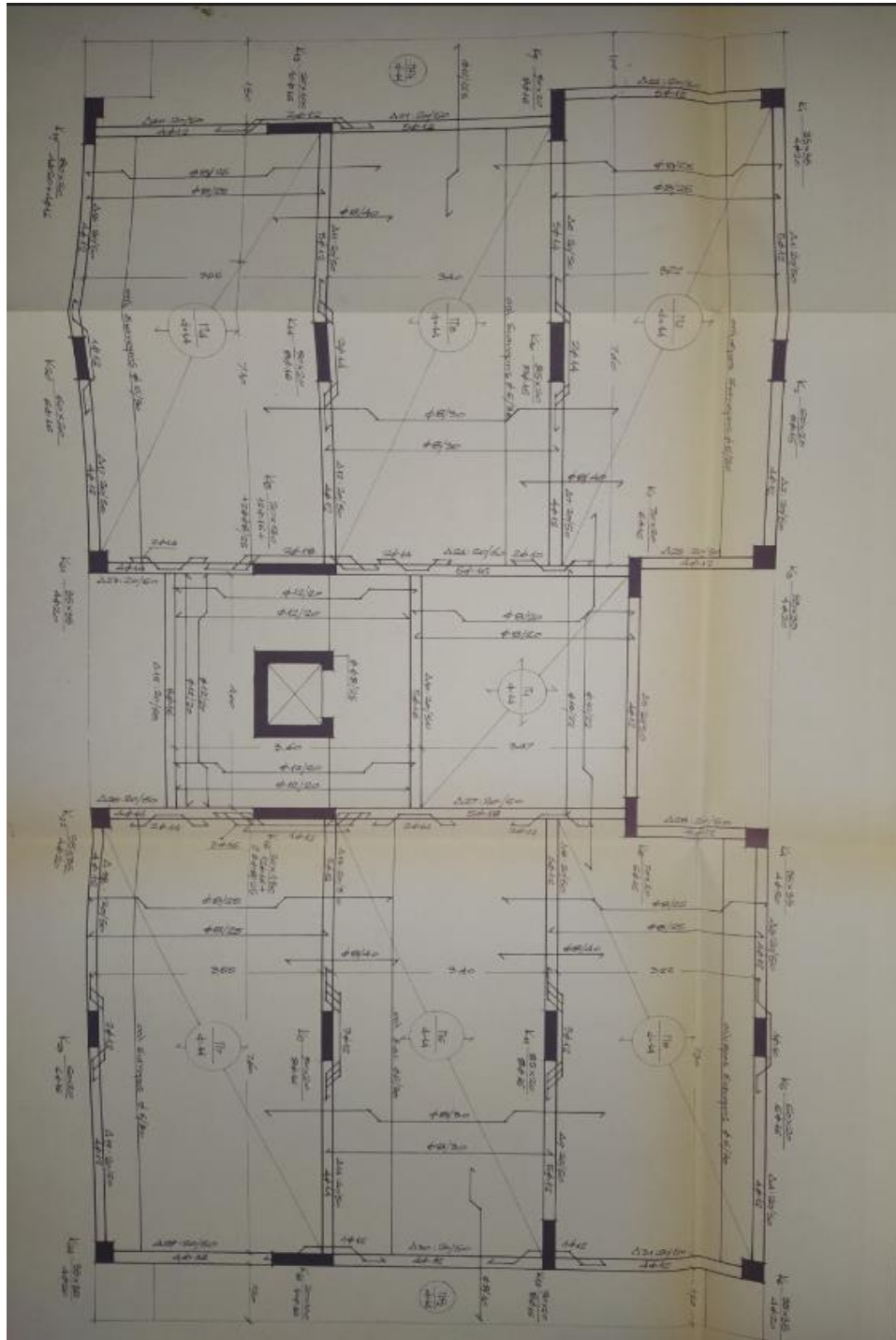
Καταλήγουμε στο συμπέρασμα λοιπόν ότι η περίπτωση της ασφάλισης του κτιρίου έναντι σεισμού είναι εμφανώς πιο συμφέρουσα απ' την περίπτωση της αυτασφάλισης, για τους ιδιοκτήτες.

5 Βιβλιογραφία

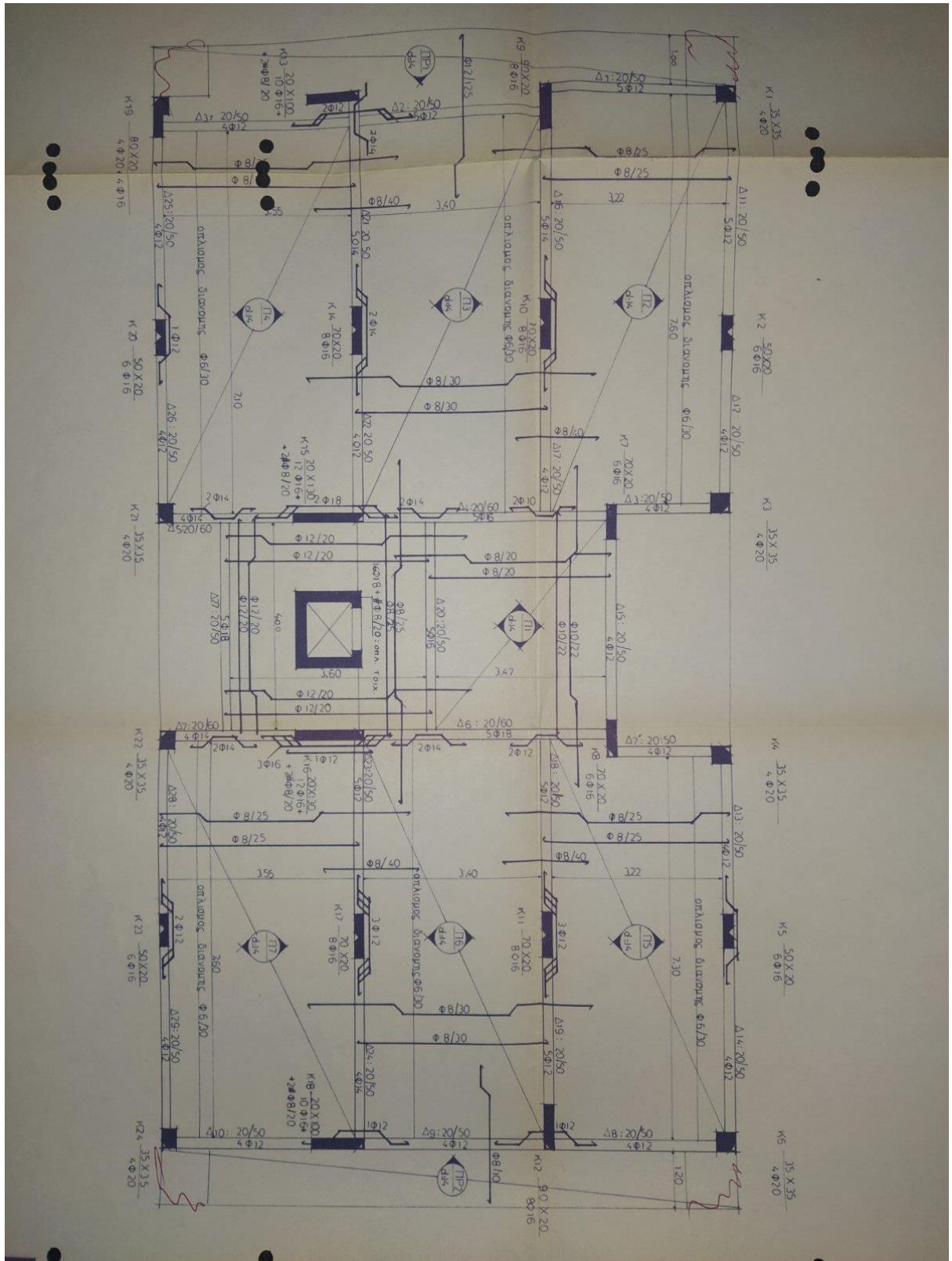
1. Φύλλο Εφημερίδας Κυβερνήσεως (1959) «Αντισεισμικός Κανονισμός», ΦΕΚ 36/Α/26-02-1959.
2. Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα.
3. EN 1992-1-1 (2004), Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός Κατασκευών από Σκυρόδεμα».
4. EN 1998-1 (2004), 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. 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.
10. Crisafulli et al. (2000) - Smyrou et al. (2006)
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. SeismoStruct 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 Ξυλοτύπων - Πίνακες Οπλισμών

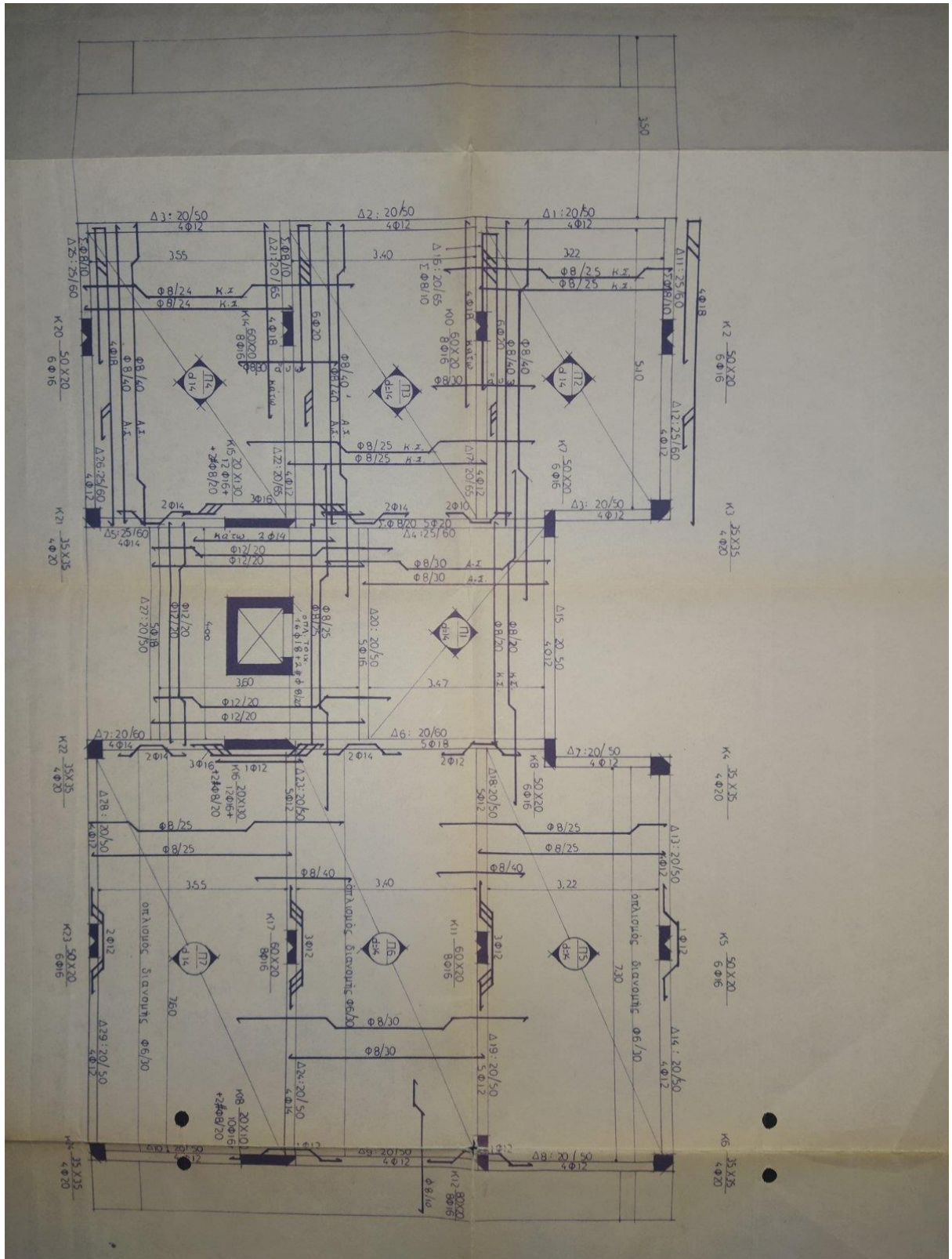
Στο Παράρτημα θα παρουσιαστούν τα σχέδια ξυλοτύπων που είχαμε στη διάθεση μας και αναλυτικοί Πίνακες οπλισμών.



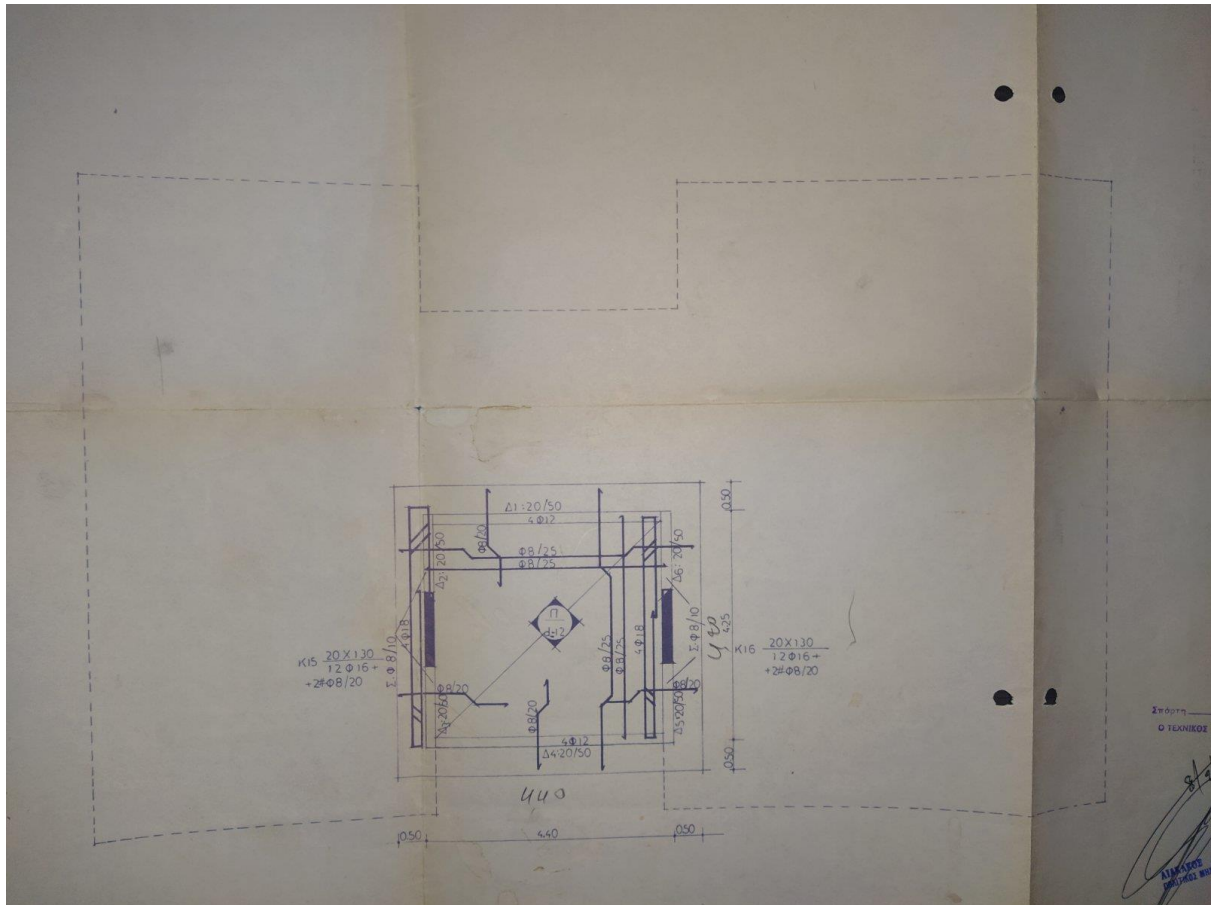
Σχήμα Α1: Ξυλότυπος Οροφής ισόγειου ,1^{ου} 2^{ου}, 3^{ου}



Σχήμα Α2: Ευλότυπος Οροφής 4^{ου}



Σχήμα Α3: Ευλότυπος Οροφής 5^{ου}



Σχήμα Α4: Ευλότυπος Οροφής Δώματος

Πίνακας Α1: Υ/Σ σογείου, 1^{ου}, 2^{ου}, 3^{ου}

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
K1	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K2	60x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K3	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K4	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K5	60x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K6	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K7	70x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K8	70x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K9	90x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K10	85x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K11	85x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K12	90x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K13	20x100	10Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K14	90x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K15	90x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K16	20x100	10Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K17	80x20	4Φ20+4Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K18	60x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K19	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K20	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K21	60x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K22	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
T23	25x120	16Φ18+2Φ8/25	Φ8/25 cm πλέγμα
T24	25x120		
T25	150x20		
T26	20x130	12Φ16+2Φ8/25	Φ8/25 cm πλέγμα
T27	20x130	12Φ16+2Φ8/25	Φ8/25 cm πλέγμα

Πίνακας Α2: Υ/Σ 4^ο

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
K1	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K2	50x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K3	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K4	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K5	50x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K6	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K7	70x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K8	70x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K9	90x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K10	70x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K11	70x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K12	90x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K13	20x100	10Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K14	70x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K15	70x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K16	20x100	10Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K17	80x20	4Φ20+4Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K18	50x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K19	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K20	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K21	50x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K22	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
T23	25x120	16Φ18+2Φ8/20	Φ8/20 cm πλέγμα
T24	25x120		
T25	150x20		
T26	20x130	12Φ16+2Φ8/20	Φ8/20 cm πλέγμα
T27	20x130	12Φ16+2Φ8/20	Φ8/20 cm πλέγμα

Πίνακας A3: Υ/Σ 5^{ου}

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
K2	50x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K3	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K4	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K5	50x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K6	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K7	50x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K8	50x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K10	60x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K11	60x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K12	80x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K14	60x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K15	60x20	8Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K16	20x100	10Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K18	50x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K19	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K20	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
K21	50x20	6Φ16	Φ8/20 cm δίτητοι
K22	35x35	4Φ20	Φ8/20 cm δίτητοι
T23	25x120	16Φ18+2Φ8/20	Φ8/20 cm πλέγμα
T24	25x120		
T25	150x20		
T26	20x130	12Φ16+2Φ8/20	Φ8/20 cm πλέγμα
T27	20x130	12Φ16+2Φ8/20	Φ8/20 cm πλέγμα

Πίνακας A4: Υ/Σ Δώμα

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
T26	20x130	12Φ16+2Φ8/20	Φ8/20 cm πλέγμα
T27	20x130	12Φ16+2Φ8/20	Φ8/20 cm πλέγμα

Πίνακας Α5: Δοκοί Ισόγειο, 1^{ος}, 2^{ος}, 3^{ος}

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ			ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
		ΑΡΧΗ	ΜΕΣΗ	ΤΕΛΟΣ	
Δ1	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ2	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ3	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ10α	Φ8/15 δίτητοι
Δ4	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ10α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ5	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ6	20/50	2Φ14κ+3Φ14α	5Φ14κ	2Φ14κ+3Φ14α+2Φ14α	Φ8/15 δίτητοι
Δ7	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ14α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ8	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α+3φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ9	20/50	2Φ12κ+3Φ12α+3φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ10	20/50	2Φ16κ+3Φ16α	5Φ16κ	2Φ16κ+3Φ16α	Φ8/15 δίτητοι
Δ11	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α+2Φ14α	Φ8/15 δίτητοι
Δ12	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ14α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ13	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ14	20/50	2Φ14α+2Φ14κ+3Φ12α	4Φ14κ	2Φ14α+2Φ14κ	Φ8/15 δίτητοι
Δ15	20/50	2Φ16κ+3Φ16α	5Φ16κ	2Φ16κ+3Φ16α	Φ8/15 δίτητοι
Δ16	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ17	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ18	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ19	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ20	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ21	20/50	2Φ12κ+3Φ12α+2Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ22	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ23	20/60	2Φ14κ+2Φ14α	4Φ14κ	2Φ14κ+2Φ14α+2Φ18α	Φ8/15 δίτητοι
Δ24	20/60	2Φ16κ+3Φ16α+2φ18α	5Φ16	2Φ16κ+3Φ16α	Φ8/15 δίτητοι
Δ25	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ26	20/60	2Φ14κ+2Φ14α	4Φ14κ	2Φ14κ+2Φ14α+3Φ16α	Φ8/15 δίτητοι
Δ27	20/60	2Φ18κ+3Φ18α+3Φ16α	5Φ18	2Φ18κ+3Φ18α	Φ8/15 δίτητοι
Δ28	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ29	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ30	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ31	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι

Πίνακας Α6: Δοκοί 4^{ος}

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ			ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
		ΑΡΧΗ	ΜΕΣΗ	ΤΕΛΟΣ	
Δ1	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ2	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ3	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ10α	Φ8/15 δίτητοι
Δ4	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ10α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ5	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ6	20/50	2Φ14κ+3Φ14α	5Φ14κ	2Φ14κ+3Φ14α+2Φ14α	Φ8/15 δίτητοι
Δ7	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ14α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ8	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α+3φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ9	20/50	2Φ12κ+3Φ12α+3φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ10	20/50	2Φ16κ+3Φ16α	5Φ16κ	2Φ16κ+3Φ16α	Φ8/15 δίτητοι
Δ11	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α+2Φ14α	Φ8/15 δίτητοι
Δ12	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ14α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ13	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ14	20/50	2Φ14α+2Φ14κ+3Φ12α	4Φ14κ	2Φ14α+2Φ14κ	Φ8/15 δίτητοι
Δ15	20/50	2Φ18κ+3Φ18α	5Φ18κ	2Φ18κ+3Φ18α	Φ8/15 δίτητοι
Δ16	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ17	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ18	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ19	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ20	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ21	20/50	2Φ12κ+3Φ12α+2Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ22	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ23	20/60	2Φ14κ+2Φ14α	4Φ14κ	2Φ14κ+2Φ14α+2Φ18α	Φ8/15 δίτητοι
Δ24	20/60	2Φ16κ+3Φ16α+2φ18α	5Φ16	2Φ16κ+3Φ16α	Φ8/15 δίτητοι
Δ25	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ26	20/60	2Φ14κ+2Φ14α	4Φ14κ	2Φ14κ+2Φ14α+3Φ16α	Φ8/15 δίτητοι
Δ27	20/60	2Φ18κ+3Φ18α+3Φ16α	5Φ18	2Φ18κ+3Φ18α	Φ8/15 δίτητοι
Δ28	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ29	30/60	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ30	30/60	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ31	30/60	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι

Πίνακας Α7: Δοκοί 5ος

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ			ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
		ΑΡΧΗ	ΜΕΣΗ	ΤΕΛΟΣ	
Δ1	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ2	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ3	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ4	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ5	20/60	2Φ20κ+3Φ20α+3Φ16α	5Φ20κ	2Φ20κ+3Φ20α	Φ8/15 δίτητοι
Δ6	20/60	2Φ14κ+2Φ14α	4Φ14κ	2Φ14κ+2Φ14α+3Φ16α	Φ8/15 δίτητοι
Δ7	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ8	20/60	2Φ18κ+3Φ18α+3Φ16α	5Φ18κ	2Φ18κ+3Φ18α	Φ8/15 δίτητοι
Δ9	20/60	2Φ14κ+2Φ14α	4Φ14κ	2Φ14κ+2Φ14α+3Φ16α	Φ8/15 δίτητοι
Δ10	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ11	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ12	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ13	20/60	2Φ18κ+2Φ18α	4Φ18α	4Φ18α	Φ8/10 δίτητοι
Δ14	20/50	2Φ12α+2Φ12κ	4Φ12κ	2Φ12α+2Φ12κ	Φ8/15 δίτητοι
Δ15	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ16	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+1Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ17	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ18	20/65	3Φ20κ+3Φ20α	6Φ20α	6Φ20α	Φ8/10 δίτητοι
Δ19	20/65	2Φ12κ+2Φ12α+3Φ20α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ20	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ21	20/50	2Φ12κ+3Φ12α+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ22	20/50	2Φ16κ+3Φ16α	5Φ16κ	2Φ16κ+3Φ16α	Φ8/15 δίτητοι
Δ23	20/65	3Φ20κ+3Φ20α	6Φ20α	6Φ20α	Φ8/10 δίτητοι
Δ24	20/65	2Φ12κ+2Φ12α+3Φ20	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ25	20/50	2Φ12κ+3Φ12α	5Φ12κ	2Φ12κ+3Φ12α+3Φ12	Φ8/15 δίτητοι
Δ26	20/50	2Φ14κ+2Φ14α+3Φ12α	4Φ14κ	2Φ14κ+2Φ14α	Φ8/15 δίτητοι
Δ27	20/60	2Φ18κ+2Φ18α	4Φ18α	4Φ18α	Φ8/10 δίτητοι
Δ28	20/60	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ18α	4Φ12	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ29	20/50	2Φ18κ+3Φ18α	5Φ18κ	2Φ18κ+3Φ18α	Φ8/15 δίτητοι
Δ30	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ31	20/50	2Φ12κ+2Φ12α+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι

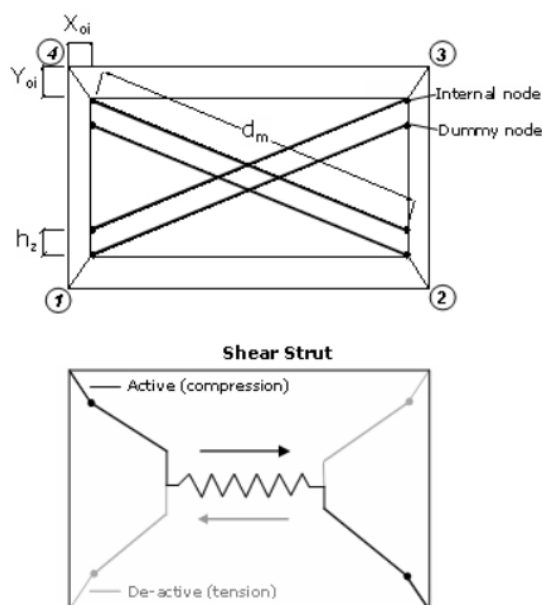
Πίνακας Α8: Δοκοί Δώμα

	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ (cm)	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ			ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ
		ΑΡΧΗ	ΜΕΣΗ	ΤΕΛΟΣ	
Δ1	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ2	20/50	4Φ18α	4Φ18α	2Φ18α+2Φ18κ	Φ8/10 δίτητοι
Δ3	20/50	2Φ18α+2Φ18κ	4Φ18α	4Φ18α	Φ8/10 δίτητοι
Δ4	20/50	2Φ12κ+2Φ12α	4Φ12κ	2Φ12κ+2Φ12α	Φ8/15 δίτητοι
Δ5	20/50	2Φ18α+2Φ18κ	4Φ18α	4Φ18α	Φ8/10 δίτητοι
Δ6	20/50	4Φ18α	4Φ18α	2Φ18α+2Φ18κ	Φ8/10 δίτητοι

Παράρτημα Β. Στοιχεία Μοντελοποίησης Τοιχοποιίας

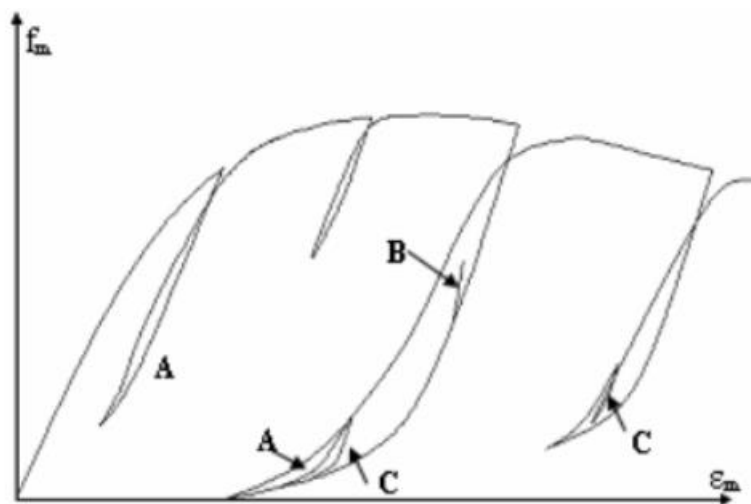
Η αντιμετώπιση του μοντέλου Crisafulli et al. 2000 - Smyrou et al. 2006 [10] για την τοιχοποιία, αφορά την προσομοίωση μιας διαγώνιας ράβδου η οποία ενεργοποιείται μόνο κατά τη θλίψη. Για να γίνει σωστά ο ορισμός αυτού του διαγώνιου θλιπτήρα απαιτούνται δεδομένα τα οποία ορίζει ο χρήστης (π.χ γεωμετρικά στοιχεία, αντιπροσωπευτικές τιμές αντοχής από ΚΑΝ.ΕΠΕ. [5]) και δεδομένα τα οποία προκύπτουν σύμφωνα με την βιβλιογραφία [10] (π.χ συντελεστές απομείωσης). Στο Σχήμα Β1 στο κόκκινο πλαίσιο είναι οι παράμετροι που ορίστηκαν απ' τον χρήστη σύμφωνα με όσα ειπώθηκαν παραπάνω. Επίσης ακολουθούν οι αντίστοιχοι Πίνακες Β1-Β2 οι οποίοι περιέχουν αναλυτικά τις τιμές.

Curve Parameters	
Strut Curve Parameter(s)	1.6000E+006 1500.00 0.00 0.0012 0.024 0.004 0.0006 0.001 1.50 0.20
Shear Curve Parameter(s)	300.00 0.70 600.00 1.50
Panel Thickness t (m)	0.18
Out-of-plane failure drift (% of vert. panel side)	5.00
Strut Area 1 (m ²)	0.10
Strut Area 2 (% of Strut Area 1)	40.00
Equival. contact length h _z (% of vert. panel side)	23.00
Horiz. offset x _o (% of horiz. panel side)	2.40
Vert. offset y _o (% of vert. panel side)	10.00
Proportion of stiffness assigned to shear (%)	20.00
Specific Weight (kN/m ³)	18.00



Σχήμα Β1 : Παράμετροι Μοντέλου

- Strut Curve Parameters

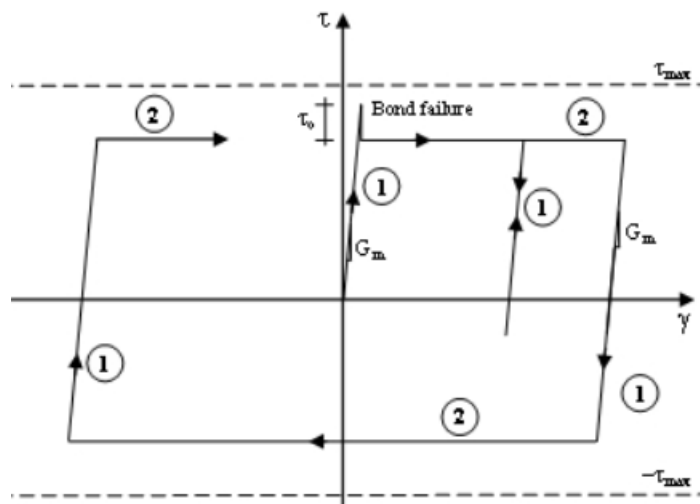


Σχήμα B2: Καμπύλη ορθών τάσεων

Πίνακας B1: Παράμετροι θλιπτήρα

Μέτρο Ελαστικότητας E_m	1600000 kPa
Θλιπτική Αντοχή f_m	1500 kPa
Εφελκυστική Αντοχή f_t	0
Παραμόρφωση για μέγιστη τάση em	0.012
Απόλυτη Παραμόρφωση e_{ult} (για ευστάθεια του μοντέλου)	0.024
Τελική Παραμόρφωση e_{cl}	0.004
Παραμόρφωση απομείωσης διατομής θλιπτήρα $e1$	0.0006
Παραμόρφωση τελικής διατομής θλιπτήρα $e2$	0.001
Συντελεστής Αποφόρτισης g_u	1.50
Συντελεστής Επαναφόρτισης ar	0.20

- Shear Curve Parameters



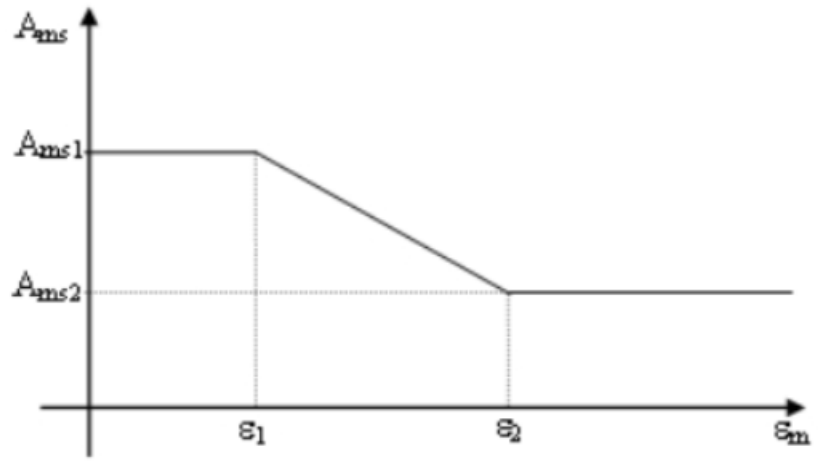
Σχήμα Β3: Καμπύλη διατμητικών τάσεων

Πίνακας Β2: Παράμετροι διατμητικής αντοχής θλιπτήρα

Διατμητική Αντοχή δεσμών	300 kPa
Συντελεστής Τριβής	0.7
Μέγιστη Διατμητική τάση	600 kPa
Συντελεστής Απομείωσης	1.50

- Panel Thickness: Πάχος Τοιχοποιίας $t = 0.18\text{m}$.
- Out of plane failure drift (% vert. panel side) : σχετική μετακίνηση ορόφου 5% εκτός επιπέδου για την οποία απενεργοποιείται το μοντέλο του θλιπτήρα.

- Strut Area 1 - A_1 (m^2): $A_1=0.10m^2$ ορίζεται πλάτος θλιπτήρα $b_w = 0.55m$ ($0.15 \cdot I_{\text{φατνώματος}}$) και πάχος θλιπτήρα $t = 0.18m$.
- Strut Area 2 - A_2 (m^2): απομειωμένη διατομή θλιπτήρα λόγω ύπαρξης ρωγμών, αντιστοιχεί στο $40\% \cdot A_1$.



Σχήμα Β3: Καμπύλη απομείωσης διατομής θλιπτήρα

- Equivalent contact length – h_z : ορίζεται ως ποσοστό 23% του κατακόρυφου πάχους της τοιχοπλήρωσης, προκειμένου να οριστεί ο εικονικός κόμβος του θλιπτήρα.
- Horizontal and Vertical offsets - χ_{oi} , γ_{oi} : παρουσιάζεται ως ποσοστό των οριζόντιων 2.4% και κάθετων διαστάσεων της τοιχοποιίας 10% , οι οποίες αντιπροσωπεύουν τη μείωση του τελευταίου λόγω του βάθους των μελών του πλαισίου. Με άλλα λόγια, αυτές οι παράμετροι παρέχουν την απόσταση μεταξύ των εξωτερικών γωνιακών κόμβων και των εσωτερικών.
- Proportion of stiffness assigned to shear: ποσοστό 20% της δυσκαμψίας της τοιχοποιίας που μετατρέπεται σε διατμητική δυσκαμψία.
- Specific weight: Ειδικό Βάρος τοιχοποιίας λαμβάνεται $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$