



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Εκτίμηση σεισμικής διακινδύνευσης υφιστάμενου
5όροφου κτηρίου γραφείων από οπλισμένο
σκυρόδεμα στο Ηράκλειο Κρήτης και μελέτη
χρηματικών απωλειών λόγω σεισμού.

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Χρήστος Παπαπροστόλου

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Οκτώβριος 2022

ΕΜΚ ΜΕ 2022/15

Παπαποστόλου Χ. (2022).
Εκτίμηση σεισμικής διακινδύνευσης υφιστάμενου 5όροφου κτηρίου γραφείων από
οπλισμένο σκυρόδεμα στο Ηράκλειο Κρήτης και μελέτη χρηματικών απωλειών λόγω
σεισμού.
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2022/15
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Papapostolou C. (2022).
Seismic assessment of existing 5storey office building from reinforced concrete in
Heraklion Crete and financial losses due to earthquake damage.
Diploma Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2022/15

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	6
1.3 Δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος	9
1.3.1 Μέθοδος Δρίτσου.....	9
1.3.2 Μέθοδος Βουγιούκα.....	12
1.4 Κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)	15
2 Περιγραφή του φορέα.....	17
2.1 Γενικά χαρακτηριστικά του φορέα.....	17
2.2 Προσομοίωση του φορέα	17
3 Εφαρμογή Ελέγχων κατασκευής	19
3.1 Γενικά.....	19
3.2 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος.....	19
3.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Μέθοδος Δρίτσου.....	21
3.4 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε. Βουγιούκα	26
3.5 Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.	28
3.5.1 Ιδιομορφική Ανάλυση.....	28
4 Οικονομοτεχνική αποτίμηση της κατασκευής	34
4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας.....	34
4.2 Εκτίμηση χρηματοοικονομικού κόστους βλαβών του σεισμού	36
4.3 Αποτελέσματα εκτίμησης χρηματοοικονομικού κόστους.....	38
5 Συμπεράσματα.....	42
6 Βιβλιογραφία	44
Παράρτημα Α Σχέδια Μελέτης.....	45

Εκτίμηση σεισμικής διακινδύνευσης υφιστάμενου 5όροφου κτηρίου γραφείων από οπλισμένο σκυρόδεμα στο Ηράκλειο Κρήτης και μελέτη χρηματικών απωλειών λόγω σεισμού.

Παπαποστόλου Χ. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Πραγματοποιήθηκε αποτίμηση σεισμικής επάρκειας πενταόροφου κτηρίου στο Ηράκλειο Κρήτης με χρήση γραφεία/καταστήματα, μέσω δευτεροβάθμιων μεθόδων και σύγκριση αποτελεσμάτων με την μεθοδολογία όπως περιγράφεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. Στην συνέχεια θα γίνει οικονομοτεχνική αποτίμηση για εκτίμηση χρηματικών απωλειών κυρίως για θέματα ασφάλισης.

Κύριος στόχος είναι ο έλεγχος αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων που προκύπτουν έπειτα από την εφαρμογή διαφορετικών μεθόδων σε ένα πραγματικό κτήριο.

Επιπλέον, διενεργήθηκε δευτεροβάθμιος προσεισμικός έλεγχος με τις μεθόδους που προτείνονται από τους Σ.Δρίτσο και Ε. Βουγιούκα και από τον καθένα προσδιορίστηκε προσεγγιστικά η τέμνουσα βάσης. Επιπλέον, ανελαστική στατική ανάλυση όπως περιγράφεται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ με την χρήση του λογισμικού SeisMobuild. Στο πλαίσιο της περαιτέρω βαθμονόμησης των μεθόδων και αξιοποίησης των αποτελεσμάτων τους, έγινε χρήση του λογισμικού SPO2FRAG και των δεδομένων την ανελαστικής στατικής ανάλυσης για την παραγωγή καμπυλών τρωτότητας για το εξεταζόμενο κτήριο. Τα αποτελέσματα χρησιμοποιήθηκαν για την εκτίμηση των χρηματοοικονομικών απωλειών λόγω σεισμικής διέγερσης με την χρήση του λογισμικού PACT FEMA P-58.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ME 2022/15

Seismic assessment of existing 5storey office building from reinforced concrete in Heraklion Crete and financial losses due to earthquake damage.

Papapostolou C. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

An assessment of the seismic adequacy of a five-story building in Heraklion Crete was carried out using offices/shops, through secondary methods and comparison of results with the methodology as described by KAN.EPE. Afterwards, an economic and technical valuation will be made to estimate monetary losses mainly for insurance issues.

The main goal was to check the credibility of the results after the implementation of different methods in an existing building

Furthermore, a secondary pre-seismic check was carried out with the methods proposed by S. Dritsos and E. Vougioukas and by each the intersecting base was approximately determined. In addition, inelastic static analysis as described by KAN.EPE using the Seisbuild software. In the context of the further calibration of the methods and exploitation of their results, the SPO2FRAG software and the inelastic static analysis data were used to produce vulnerability curves for the building under consideration. The results were used to estimate financial losses due to seismic excitation using the PACT FEMA P-58 software.

Ευχαριστίες

Θερμές ευχαριστίες στον καθηγητή και επιβλέποντα της διπλωματικής μου κ. Δημήτρη Βαμβάτσικο για την καθοδήγηση του σε όλη την πορεία εκπόνησης της εργασίας και την κατανόηση του περιορισμένου χρόνου που είχα στην διάθεση μου. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την σύντροφό μου Γεωργία για την αμέριστη υποστήριξη και κατανόηση σε όλη την πορεία μου έως τώρα.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιήθηκε μελέτη σεισμικής αποτίμησης ενός πενταόροφου κτηρίου κατασκευής του 1995, το οποίο βρίσκεται στο Ηράκλειο Κρήτης. Στο 1ο κεφάλαιο θα γίνει μια αναλυτική περιγραφή του θεωρητικού υποβάθρου της μεθοδολογίας που ακολουθήθηκε στην διπλωματική καθώς και αναλυτικά τα βήματα των μεθόδων που εφαρμόστηκαν. Στο 2ο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του φορέα και του μοντέλου που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό Seismobuild[15]. Στο 3ο κεφάλαιο γίνεται μια αναλυτική παρουσίαση των μεθόδων που χρησιμοποιήθηκαν και στο τέλος αποτυπώνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων τους. Για τον Πρωτοβάθμιο προσεισμικό έλεγχο[7] και για τις δύο μεθόδους των Δευτεροβάθμιων προσεισμικών ελέγχων[1,3,4,5] χρησιμοποιήθηκαν υπολογιστικά φύλλα Excel. Για την εφαρμογή του κανονισμού επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.[2,6] έγινε η χρήση δύο λογισμικών για επαλήθευση ΡΑΦ[16] και Seismobuild, στο οποίο έγινε και η πλήρης στατική ανελαστική ανάλυση του φορέα. Το τελευταίο κομμάτι της εργασίας στο 4ο κεφάλαιο αφορά την οικονομοτεχνική αποτίμηση της κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, εισάγονται οι καμπύλες ικανότητας ανά διεύθυνση και τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα στο λογισμικό SPO2FRAG[8-8], με σκοπό τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητάς του. Έπειτα, γίνεται η εκτίμηση του κόστους των αναγκαίων επισκευών στα δομικά στοιχεία της κατασκευής για διάφορα επίπεδα βλαβών. Τέλος, με το λογισμικό PACT FEMA P-58 [11-13], εκτιμάται το ετήσιο πιθανό κόστος επισκευών για την κατασκευή λόγω σεισμού.

1.2 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος – Ταχύς οπτικός έλεγχος

Ο Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος ή Ταχύς Οπτικός Έλεγχος (ΤΟΕ) αποτελεί το πρώτο στάδιο της αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας μιας υφιστάμενης κατασκευής. Κάθε κτήριο εξετάζεται από αρμόδιους μηχανικούς και τα στοιχεία που συλλέγονται καταγράφονται σε ειδικά δελτία ελέγχου σύμφωνα με τα οποία, τα κτήρια βαθμολογούνται και κατατάσσονται ως προς τη σεισμική τους τρωτότητα. Ένας ιδιαίτερα σημαντικός παράγοντας για την εξασφάλιση της αξιοπιστίας των στοιχείων που συμπληρώθηκαν στον έλεγχο, είναι η εξεύρεση και χρήση της αρχικής μελέτης του κτηρίου. Επιπλέον είναι απαραίτητος ο σχεδιασμός της κάτοψης και μιας χαρακτηριστικής τομής του κτιρίου, όπως επίσης και μια φωτογραφία της όψης του.

Τα στοιχεία του δελτίου που συμπληρώνεται, κατανέμονται σε 8 ενότητες :

- Ενότητα Α : Καταγράφονται όλα τα στοιχεία που συνθέτουν την ταυτότητα του κτηρίου, όπως είναι η γεωγραφική τοποθεσία, η χρήση του και ο αριθμός των ατόμων που συναθροίζονται σε αυτό.
- Ενότητα Β : Περιλαμβάνονται γενικά σεισμολογικά και εδαφικά στοιχεία και συγκεκριμένα η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας κατά τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ) και την κατηγορία του εδάφους της περιοχής που βρίσκεται το κτήριο.
- Ενότητα Γ : Η συγκεκριμένη ενότητα αφορά στη διάκριση του δομικού τύπου του κτηρίου σύμφωνα με το δομικό σύστημα(φέροντας οργανισμός από οπλισμένο σκυρόδεμα, προκατασκευή, κτήριο με φέρουσα τοιχοποιία, μεταλλικές κατασκευές) και τη χρονολογία της κατασκευής η οποία οδηγεί άμεσα στους εφαρμοσμένες κανονισμούς της μελέτης.
- Ενότητα Δ : Σημειώνονται γενικά τεχνικά στοιχεία του κτηρίου όπως ο αριθμός των υπέργειων – υπόγειων ορόφων, το εμβαδό της πλέον αντιπροσωπευτικής κάτοψης ή η ολική δομημένη επιφάνεια, η χρονολογία της κατασκευής, η διαθεσιμότητα της μελέτης, η περίπτωση επισκευής ή ενίσχυσής του και η σπουδαιότητα του κατά ΕΑΚ.
- Ενότητα Ε : Περιέχονται τα στοιχεία που αφορούν στη γενική τρωτότητα του κτηρίου έναντι σεισμού όπως : εάν η μελέτη του κτηρίου έγινε χωρίς εφαρμογή αντισεισμικού κανονισμού, η περίπτωση βλαβών στον φέροντα οργανισμό λόγω προγενέστερων σεισμών, η κακή κατάσταση λόγω έλλειψης συντήρησης, το ενδεχόμενο κρούσης με γειτονικά κτήρια, η ύπαρξη μαλακού ορόφου, η απουσία συμμετρικά διατεταγμένων τοιχοπληρώσεων σε κάθε όροφο, το μεγάλο ύψος κτηρίου, η μη κανονικότητα του οριζοντίως και καθ' ύψος, το ενδεχόμενο σημαντικής στρεπτικής παραμόρφωσης και η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων.
- Ενότητα ΣΤ : Αφορά στα στοιχεία << πρόσθετης>> τρωτότητας δηλαδή , τις περιπτώσεις αυθαιρεσιών που δεν έχουν μελετηθεί και πρέπει να συν αξιολογηθούν κατά την τελική βαθμολόγηση και κατάταξη του κτηρίου.
- Ενότητα Ζ : Περιλαμβάνονται επιπρόσθετες αιτίες που επηρεάζουν την τελική τρωτότητα της κατασκευής όπως είναι η αλλαγή χρήσης του κτηρίου, το ακατάλληλο λόγω καθιζήσεων, ολισθήσεων έδαφος, η πυρκαγιά και η πλημμύρα.

- Ενότητα Η : Πραγματοποιείται, συνυπολογίζοντας όλες τις ανωτέρω ενότητες, η τελική βαθμολόγηση και κατάταξη του κτηρίου.

Μετά την συμπλήρωση των ενοτήτων ακολουθεί ο υπολογισμός της δομικής βαθμολογίας σύμφωνα με τον Πίνακα 1.2 αφού προηγουμένως , έχει επιλεγεί ο πίνακας που αντιστοιχεί στο δομικό τύπο του κτηρίου. Ο πίνακας που χρησιμοποιήθηκε για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής εργασίας περιλαμβάνει τους δομικού τύπους οπλισμένου σκυροδέματος οι οποίοι παρουσιάζονται αναλυτικά παρακάτω στον Πίνακα 1.1. Η τελική βαθμολόγηση του κτηρίου προκύπτει εφόσον αθροιστούν οι τιμές του Πίνακα 1.2. Επομένως, με κριτήριο την τελική δομική βαθμολογία του, το κτήριο κατατάσσεται σε μία εκ των κατηγοριών προτεραιότητας ελέγχου σύμφωνα με τον Πίνακα 1.3

Πίνακας 1.1 : Πίνακας δομικών υλικών

Δ.Τ.	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΕΡΟΝΤΟΣ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟΥ (Φ.Ο.)	ΕΦΑΡΜΟΣΘΕΝΤΕΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΜΕΛΕΤΗΣ/ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ
ΟΣα	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, παλαιότερα	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Χωρίς Κανονισμούς, ή ▪ Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 (Α/Σ '59) ▪ Κανονισμός Σκυροδέματος 1954 (Κ/Σ '54) ▪ Ουσιαστικώς, κτίρια μέχρι το 1985
ΟΣβ	Κτίρια με φέροντα οργανισμό από οπλισμένο σκυρόδεμα, νεότερα	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 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	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Α/Σ: ΝΕΑΚ ▪ Κ/Σ: ΝΕΚΟΣ ▪ Σύγχρονα κτίρια, με το πλαίσιο των σύγχρονων Κανονισμών

Πίνακας 1.2 : Πίνακας τελικής βαθμολόγησης κτηρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ		
	ΟΣα	ΟΣβ	ΟΣγ
Βασική Βαθμολογία, αναλόγως Δομικού Τύπου	6.0	7.0	8.0
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I	-0.5	-0.1	-0.5
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ή III	-1.5	-1.5	-1.0
Έδαφος κατηγορίας B (για αποδεδειγμένως A: -0.1)	-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 κατηγορίας X	-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 τοιχοπήρωσης 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 ≥ 10	-0.6	-0.6	-0.6

Πίνακας 1.3: Πίνακας κατάταξης προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου κτηρίων

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

Η συγκεκριμένη μέθοδος αποτελεί μια προσεγγιστική διαδικασία αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας και της σεισμικής επάρκειας υφιστάμενων κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, σε σχέση με τη σεισμική απαίτηση, όπως ορίζεται στις σύγχρονες κανονιστικές διατάξεις.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου είναι απαραίτητη η εύρεση οποιασδήποτε τεκμηρίωσης είναι διαθέσιμη σχετικά με την κατασκευή του κτηρίου και πιο συγκεκριμένα με την στατική του μελέτη, τυχόν μελέτες μεταγενέστερων επεμβάσεων και αντίστοιχα σχέδια ξυλοτύπων. Εφόσον υπάρχει η μελέτη, η αντισεισμική φέρουσα ικανότητα του κτηρίου αποτιμάται και αξιολογείται με βάση την επαλήθευση κρίσιμων γεωμετρικών στοιχείων (διαστάσεις διατομών, οπλισμοί κλπ.), ορισμένους μη καταστροφικούς ελέγχους των δομικών υλικών (π.χ. αντοχή σκυροδέματος) και κάποιους απλούς προσεγγιστικούς αριθμητικού υπολογισμού (π.χ. τέμνουσα βάσης).

Στην περίπτωση που αυτή η τεκμηρίωση δεν είναι δυνατή, τότε απαιτείται αποτύπωση του φέροντα οργανισμού και των τοιχοπληρώσεων. Όσον αφορά στην ποιότητα των υλικών, απαιτείται μόνο ο προσδιορισμός της αντοχής του σκυροδέματος, προαιρετικά, με δειγματοληπτικούς ελέγχους, κυρίως στα κατακόρυφα στοιχεία, εναλλακτικά λαμβάνοντας τις <<ερήμην>> αντιπροσωπευτικές τιμές του ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017. Έτσι με τα στοιχεία αυτά δημιουργείται μια πληρέστερη, γενική εικόνα της κατάστασης του υπό έλεγχο κτηρίου.

Σκοπός της προσεγγιστικής μεθόδου αποτίμησης σεισμικής επάρκειας κτηρίων οπλισμένου σκυροδέματος, αποτελεί ο προσδιορισμός του προσεγγιστικού δείκτη ανεπάρκειας λ , εφόσον έχει προηγηθεί ο υπολογισμός της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής και της αντίστοιχης σεισμικής αντίστασης στη βάση του κτηρίου, συνεκτιμώντας τα πρόσθετα κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης που επηρεάζουν την τρωτότητα του.

Στην μονολογία του κ. Δρίτσου, λαμβάνονται υπόψιν δεκατρία (13) κριτήρια τα οποία περιγράφουν παράγοντες τρωτότητας που επηρεάζουν καθοριστικά τη σεισμική συμπεριφορά του κτηρίου. Τα κριτήρια αυτά βαθμονομούνται με ακέραιο αριθμό από το ένα (1) μέχρι και το πέντε (5), όπου το 1 αντιστοιχεί στην μεγαλύτερη επιβάρυνση που ισοδυναμεί με μείωση της σεισμικής αντίστασης του κτηρίου και το 5 στην μικρότερη. Ο βαθμός που αποδίδεται σε κάθε κριτήριο προκύπτει ως συνδυασμός προσεγγιστικών υπολογιστικών παραμέτρων, που εκφράζουν κάθε στοιχείο τρωτότητας και της εκτίμησης του ίδιου του μηχανικού που διενεργεί την αποτίμηση του κτηρίου.

Πίνακας 1.4: Κριτήρια σεισμικής επιβάρυνσης μέθοδος Δρίτσου

α/α	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΒΑΡΥΝΣΗΣ	Βαθμός Επιβάρυνσης					Συντελεστής βαρύτητας s_i
		β_i					
		0 (max)	1	2	3	4	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας						0.1
2	Οξειδωση οπλισμών						0.1
3	Μέγεθος ανηγμένου αξονικού φορτίου						0.05
4	Κανονικότητα κάτοψης						0.05
5	Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη						0.1
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 κτήρια						0.05
13	Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί						0.05

Στην συνέχεια παρουσιάζεται η διαδικασία με τα βήματα που ακολουθούνται για τον προσδιορισμό του δείκτη ανεπάρκειας – λ .

- Προσδιορισμός σεισμικής απαίτησης - V_{req}

$$V_{req} = M * S_d(T) \quad (1.1)$$

όπου:

M : η μάζα του κτηρίου

T : η ιδιοπερίοδος της κατασκευής

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

q : συντελεστής συμπεριφοράς

- Υπολογισμός σεισμικής αντίστασης - V_R

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

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i * \beta_i}{5} \quad (1.3)$$

$$V_{R0} = \alpha_1 * \sum V_{RiY/\Sigma} + \alpha_2 * \sum V_{Ri\text{ τοιχωμάτων}} + \alpha_3 * \sum V_{Ri\text{ κοντάY/\Sigma}} \quad (1.4)$$

όπου:

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

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής – Πίνακας 1.5

β : μειωτικός συντελεστής επιρροής των κριτηρίων

V_{Ri} : διατμητική αντοχή κατακόρυφων στοιχείων από ΕΚ-2

Η διατμητική αντοχή V_{Ri} των κατακόρυφων μελών υπολογίζεται από την σχέση (1.5). Οι σχέσεις (1.6) έως (1.9) προέρχονται από τον ΕΚ2-1 (Ευρωκώδικας 2, Μέρος 1, 2004).

$$V_{Ri} = \min(V_{Rds}, V_M) \quad (1.5)$$

$$V_{Rds} = \frac{z}{h_{cl}} * N_d + \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\theta, \quad \text{για υποστυλώματα} \quad (1.6)$$

$$V_{Rds} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\theta, \quad \text{για τοιχώματα} \quad (1.7)$$

$$V_M = \frac{2 * M_R}{L_{καθ}} \quad (1.8)$$

$$M_R = \mu * b * h^2 * f_{cd} \quad (1.9)$$

όπου M_R η ροπή αντοχής υποστυλώματος για κάθε διεύθυνση φόρτισης με βάση τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης ορθογωνικής διατομής (Ευρωκώδικας 2, Μέρος 1, 2004).

Πίνακας 1.5: Συντελεστές απομείωσης διατμητικής αντοχής

Κατακόρυφα στοιχεία κατασκευής	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	—	—

- Προσδιορισμός βαθμού ανεπάρκειας

Διακρίνονται οι εξής περιπτώσεις υπολογισμού τους:

A) Αγνοώντας την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_X = \frac{V_{req,X}}{V_{R,X}} \quad (1.10)$$

$$\lambda_Y = \frac{V_{req,Y}}{V_{R,Y}} \quad (1.11)$$

B) Λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της εγκάρσιας διεύθυνσης

$$\lambda_X = \frac{V_{req,X} + 0,3 \cdot V_{req,Y}}{V_{R,X} + 0,3 \cdot V_{R,Y}} \quad (1.12)$$

$$\lambda_Y = \frac{V_{req,Y} + 0,3 \cdot V_{req,X}}{V_{R,Y} + 0,3 \cdot V_{R,X}} \quad (1.13)$$

1.3.2 Μέθοδος Βουγιούκα

Η παρούσα μεθοδολογία αποτελεί μια διαδικασία ταχείας αποτίμησης της σεισμικής ικανότητας υφισταμένων κτηρίων, χρησιμοποιώντας αποκλειστικά τα κατακόρυφα στοιχεία της πρώτης στάθμης, η οποία βασίζεται στον κανονισμό επεμβάσεων (KAN.ΕΠΕ.).

Πιο συγκεκριμένα, αφορά κατά κύριο λόγο κτήριο που έχουν μελετηθεί και κατασκευαστεί προ του 1985 (στην παρούσα εργασία ανεξάρτητα που το κτήριο είναι το 1995 τα αποτελέσματα είναι ικανοποιητικά) έχουν ισχυρά δοκάρια και αδύναμα υποστυλώματα και στα οποία συνήθως ισχύει ο μηχανισμός αστοχίας εύκαμπτου ισογείου. Μέσω της διαδικασίας που περιγράφεται στον ΚΑΝ.ΕΠΕ. υπολογίζεται κάθε φορά για κάθε κατακόρυφο στοιχείο του ισογείου η τέμνουσα αντοχής του. Προσθέτοντας τις αντίστοιχες τέμνουσες όλων των κατακόρυφων στοιχείων ανά διεύθυνση προκύπτει στο τέλος η φέρουσα ικανότητα του κτηρίου έναντι σεισμού ανά διεύθυνση. Ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. προτείνει τον υπολογισμό της ροπής διαρροής μέσω της σχέσης :

$$M_y = \frac{1}{r_y} * \left(E_c * \frac{\xi_y^2}{2} * \left(0,5 * (1 + \delta') - \frac{\xi_y}{3} \right) + \left((1 - \xi_y) * \rho + (\xi_y - \delta') * \rho' + \frac{\rho_v}{6} * (1 - \delta') \right) * (1 - \delta') * \frac{E_s}{2} \right) \quad (1.14)$$

όπου :

$\frac{1}{r_y}$

: καμπυλότητα διαρροής

ξ_y : το ύψος της θλιβόμενης ζώνης στην διαρροή

δ' : είναι ίσιο με d'/d όπου, d το στατικό ύψος και d' η απόσταση από το κέντρο του θλιβόμενου οπλισμού μέχρι την ακραία θλιβόμενη ίνα του σκυροδέματος.

ρ, ρ', ρ_v : είναι τα ποσοστά του εφελκόμενου, του θλιβόμενου και του μεταξύ τους κατανεμημένου οπλισμού (ανοιγμένα στο b*d, όπου b το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης της διατομής)

E_c, E_s : μέτρα ελαστικότητας σκυροδέματος, χάλυβα οπλισμού αντίστοιχα

Αξίζει να σημειωθεί ότι η συγκεκριμένη σχέση αφορά διατομές με ορθογωνική θλιβόμενη ζώνη ενώ για διατομές τύπου Γ, Τ, Π παρατίθεται αντίστοιχη μεθολογία στο κεφάλαιο 7 και στα αντίστοιχα παραρτήματα του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Επιπλέον, για τον υπολογισμό της καμπυλότητας διαρροής πρέπει να ελεγχθούν δύο περιπτώσεις :

- Η διαρροή της διατομής οφείλεται σε διαρροή του εφελκόμενου οπλισμού, οπότε:

$$\frac{1}{r_y} = \frac{f_y}{E_s \cdot (1 - \xi_y) \cdot d} \quad (1.15)$$

- Η διαρροή οφείλεται σε μη γραμμικότητα του θλιβόμενου σκυροδέματος, οπότε:

$$\frac{1}{r_y} = \frac{1,8 \cdot f_c}{E_s \cdot \xi_y \cdot d} \quad (1.16)$$

Λαμβάνεται η μικρότερη τιμή των καμπυλοτήτων από τις σχέσεις 1.15, 1.16 η οποία καθορίζει το κρίσιμο υλικό. Το ύψος της θλιβόμενης ζώνης ξ_y υπολογίζεται για το κρίσιμο υλικό από αντίστοιχες σχέσεις σύμφωνα με το Παράρτημα 7Α του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Έπειτα γίνεται ο υπολογισμός της διατμητικής αντοχής V_R υποστυλώματος το οποίο υποβάλλεται σε ανακυκλιζόμενες δράσεις ως συνάρτηση του πλαστικού τμήματος του δείκτη πλαστημότητας μετακινήσεων : $\mu_{pl}^{\theta} = \mu_{\theta} - 1$, που υπολογίζεται από τον λόγο του πλαστικού μέρους της γωνίας στροφής χορδής στην αστοχία (συνολική γωνία, μείον γωνία στη διαρροή) προς τη θεωρητική γωνία στροφής στη διαρροή (ΚΑΝ.ΕΠΕ. Σ.2α , Σ.11β) , μέσω της σχέσης (1.17) σύμφωνα με το Παράρτημα 7Γ του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

$$V_R = \frac{h-x}{2 \cdot L_s} \cdot \min(N ; 0,55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0,05 \cdot \min(5 ; \mu_{pl}^{\theta})) \cdot (0,16 \cdot \max(0,5 ; 100 \cdot \rho_{tot}) \cdot (1 - 0,16 \cdot \min(5 ; a_s)) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w) \quad (1.17)$$

όπου :

h : ύψος της διατομής

$x = \xi_y \cdot d$: ύψος θλιβόμενης ζώνης της διατομής (Παράρτημα 7Α ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

N : αξονικό φορτίο

a_s : λόγος διάτμησης

A_c : εμβαδό διατομής σκυροδέματος

f_c : αντοχή σκυροδέματος

ρ_{tot} : συνολικό ποσοστό του διαμήκους οπλισμού

V_w : η συνεισφορά του εγκάρσιου οπλισμού στη διαμήκη αντοχή σύμφωνα με την σχέση

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} \quad (1.18)$$

όπου :

ρ_w : ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

z : μοχλοβραχίονας εσωτερικών δυνάμεων

f_{yw} : τάση διαρροής του εγκάρσιου οπλισμού

Επίσης, είναι αναγκαίο να ελεγχθεί ο τρόπος αστοχίας του στοιχείου. Εάν η αστοχία του στοιχείου οφείλεται σε διάτμηση, δηλαδή η διατμητική αστοχία προηγείται της καμπτικής διαρροής, ο τρόπος αστοχίας χαρακτηρίζεται ψαθυρός. Αντίστοιχα για καμπτική αστοχία χαρακτηρίζεται πλαστικός.

Οι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί στοχεύουν σε μεγάλες πλαστιμότητες και ικανότητα μεγάλων παραμορφώσεων ώστε να αποφύγουν την αστοχία σε διάτμηση μελών οπλισμένου σκυροδέματος, εξασφαλίζοντας ότι η καμπτική διαρροή θα προηγηθεί της διατμητικής, προσδίδοντας υπεραντοχή σε διάτμηση μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού σε τέμνουσα. Ωστόσο, ειδικά στις υφιστάμενες κατασκευές ο κίνδυνος διατμητικής αστοχίας συνεχίζει να αποτελεί βασικό τύπο αστοχίας.

Επομένως υπολογίζεται η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή :

$$V_{mu} = \frac{M_y}{L_s}$$

όπου :

M_y : ροπή διαρροής

L_s : μήκος διάτμησης

Η παραπάνω τέμνουσα συγκρίνεται με την αντίστοιχη τέμνουσα λόγω των ανακυκλιζόμενων δράσεων V_R και σε περίπτωση που είναι μικρότερη τότε έχουμε διαρροή σε κάμψη πριν την διαρροή σε διάτμηση και τα στοιχεία μπορούν να θεωρηθούν ότι έχουν πλαστική συμπεριφορά και η ροπή διαρροής υπολογίζεται μειωμένη σύμφωνα με τον λόγο: $\frac{V_R}{V_{mu}}$

1.4 Κανονισμός επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)

Ο κανονισμός επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ. αποτελεί την κύρια μέθοδο αποτίμηση υφιστάμενων κατασκευών στην Ελλάδα. Επιπλέον εξετάζει κανόνες εφαρμογής με σκοπό τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό τους καθώς και για τις ενδεχόμενες επεμβάσεις, επισκευές ή ενισχύσεις. Η πιο συνηθισμένη μέθοδος που χρησιμοποιείται για την ανάλυση είναι η ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) η οποία πραγματοποιείται υπό την μόνιμη επίδραση των στατικών φορτίων ($G + \psi 2 \cdot Q$) και των σταδιακά αυξανόμενων μέσο επαναληπτικής διαδικασίας οριζόντιων σεισμικών φορτίων. Αποτέλεσμα της παραπάνω ανάλυσης αποτελεί η καμπύλη ικανότητας του κτηρίου, η οποία κατασκευάζεται σε όρους τέμνουσας βάσης – μετακίνησης σημείου αναφοράς, το οποίο συνήθως λαμβάνεται από τον ανώτερο όροφο. Ως κατανομές των φορτίων καθ' ύψος μπορούν να οριστούν η τριγωνική, η ομοιόμορφη και η ιδιομορφική κατανομή. Η σεισμική ικανότητα μιας κατασκευής αποτελεί συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας δηλαδή, του αποδεκτού επιπέδου βλαβών και ενός επιπέδου σεισμικής δράσης που συνήθως καθορίζεται από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή στην ισοδύναμη περίοδο επανάλιψης του σεισμού.

Αρχικά ορίζονται τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό της κατασκευής ανάλογα με το επίπεδο βλαβών.

Πίνακας 1.6: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού

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 :

➤ «Περιορισμένες Βλάβες» - (A) :

Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου 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 κτηρίου 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 κτηρίου 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 μετασεισμούς μέτριας έντασης.

Ο καθορισμός των διαφόρων σταθμών επιτελεστικότητας, γίνεται πάνω στην καμπύλη ικανότητας της κατασκευής με τον προσδιορισμό των μετακινήσεων του σημείου αναφοράς στην κορυφή του κτηρίου σύμφωνα με την παρακάτω σχέση :

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * \frac{T_s^2}{4 * \pi^2} * S_s(T)$$

όπου :

C_0, C_1, C_2, C_3 : διορθωτικοί συντελεστές

T_s : ισοδύναμη κυριαρχούσα ιδιοπερίοδος.

2 Περιγραφή του φορέα

2.1 Γενικά χαρακτηριστικά του φορέα

Η κατασκευή που μελετάται στην παρούσα διπλωματική είναι μια υφιστάμενη πεντάροφη πολυκατοικία η οποία κατασκευάστηκε το 1995 στο Ηράκλειο Κρήτης. Τα ύψη των ορόφων του κτηρίου είναι κοινά στα 3.06 m εκτός από την στάθμη ισογείου που βρίσκεται στα 4.21 m από την στάθμη του εδάφους. Η κάτοψη του ισογείου έχει εμβαδό 172,53 m² ο πρώτος και ο δεύτερος όροφος έχουν εμβαδό 173,4 m², ο τρίτος όροφος στα 162,61 m² και ο τελευταίος όροφος 130,31 m². Στους εξωτερικούς τοίχους υπάρχει διπλή μπατική τοιχοποιία και στις δύο διευθύνσεις του κτηρίου, ενώ στους εσωτερικούς η τοιχοποιία είναι δρομική.

Τα μόνιμα φορτία της κατασκευής αποτελούνται από το ίδιο βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος $g = 24 \text{ Kn/m}^3$, τις επικαλύψεις $g' = 1,5 \text{ Kn/m}^2$ ενώ τα κινητά φορτία είναι $q = 2 \text{ Kn/m}^2$.

Τα στατικά σχέδια της κατασκευής όπως και οι πίνακες οπλισμών βρίσκονται στο Παράρτημα Α. Στους παρακάτω πίνακες δίνονται πληροφορίες σχετικά με τα υλικά της κατασκευής καθώς και γενικές πληροφορίες που αφορούν την σεισμική ανάλυση της κατασκευής.

Πίνακας 2.1: Υλικά κατασκευής

1. Υλικό	Ποιότητα	Αντοχή	
		fm(MPa)	fk(Mpa)
Σκυρόδεμα	C20/25	20	25
Χάλυβας οπλισμών	S500	500	550
Χάλυβας συνδετήρων	S500	500	550

Πίνακας 2.2: Δεδομένα σεισμικής ανάλυσης

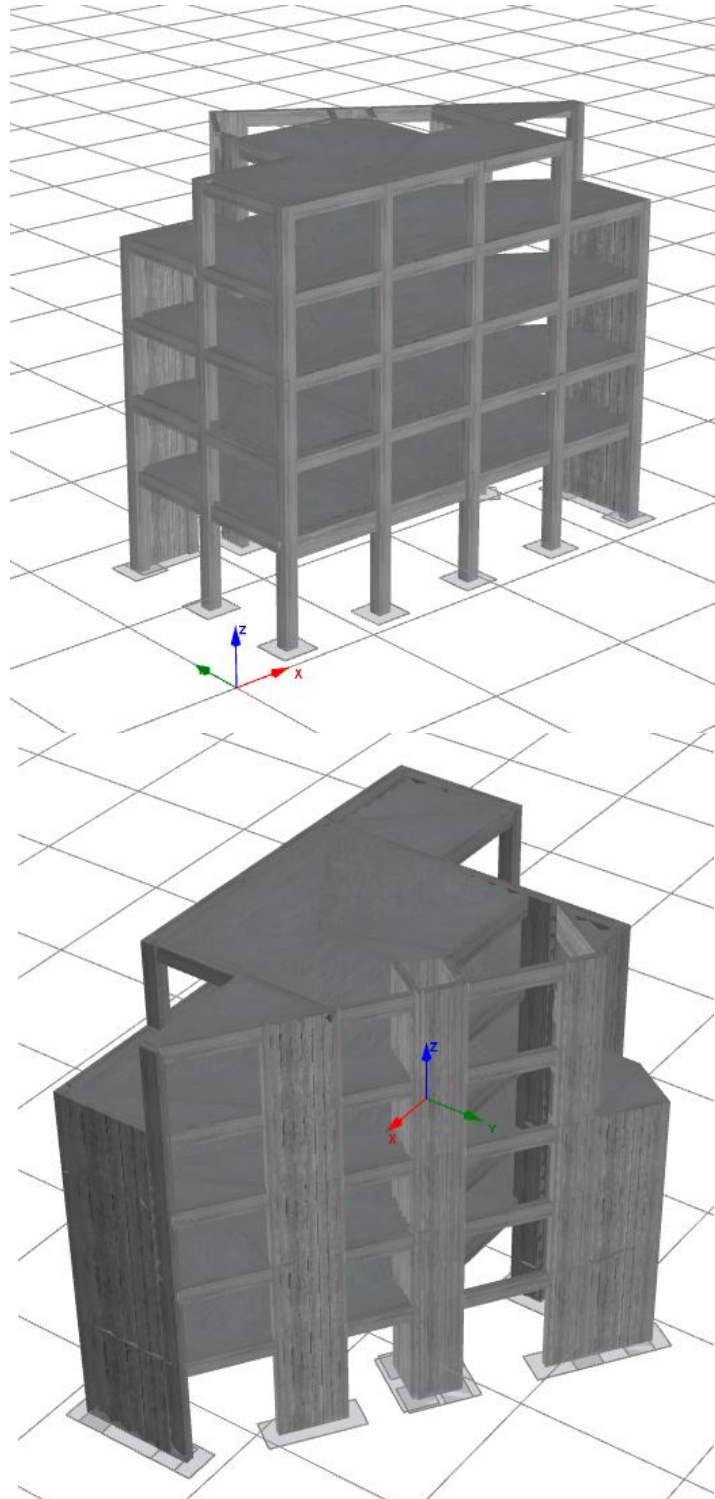
Κατηγορία σπουδαιότητας	II συνηθισμένα κτίρια ($\gamma_I = 1,00$)
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	II Ν.Ηρακλείου ($\alpha_g = 0,24g$)
Κατηγορία εδάφους	C ($S = 1,15$ TB = 0,2 TC = 0,6 TD = 2,5)

2.2 Προσομοίωση του φορέα

Για την προσομοίωση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoBuild και επικουρικά το λογισμικό ΡΑΦ. Τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων έχουν την δυνατότητα προσδιορισμού απόκρισης σε μεγάλες παραμορφώσεις πλαισιωτών κατασκευών υπό στατικά ή και δυναμικά φορτία λαμβάνοντας υπόψιν τόσο τη μη-

γραμμικότητα υλικού όσο και την μη γραμμικότητα της γεωμετρίας, ενώ παρέχεται και η δυνατότητα μη-γραμμικής ανάλυσης.

Η εισαγωγή του κτηρίου στο λογισμικό έγινε σύμφωνα με τους διαθέσιμους ξυλότυπους. Αρχικά εισήχθησαν τα κατακόρυφα στοιχεία του φορέα στην συνέχεια τα οριζόντια και τέλος τα επιφανειακά. Έπειτα έγινε εισαγωγή των δεδομένων της ανάλυσης όπως αυτά περιεγράφηκαν παραπάνω. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται σε 3-d μοντέλο η προσομοίωση του φορέα.



Σχήμα 2.1: Προσομοίωση φορέα

3 Εφαρμογή Ελέγχων κατασκευής

3.1 Γενικά

Σύμφωνα με την διαδικασία που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 1 το πρώτο κομμάτι της διπλωματικής αφορά την εφαρμογή των προσεισμικών ελέγχων , όπου στο δευτεροβάθμιο προσεισμικό έλεγχο θα εφαρμοσθούν οι μέθοδοι του κ. Δρίτσου και η μέθοδος ταχείας αποτίμησης του κ. Βουγιούκα. Έπειτα θα εξαχθεί η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. μέσα από το λογισμικό θα βρεθεί η πρώτη διαρροή κατακόρυφου στοιχείου και θα γίνει μια σύγκριση όλων των παραπάνω ανά διεύθυνση σεισμικής φόρτισης.

3.2 Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

Συμπληρώθηκε το Δελτίο Δομικής Τρωτότητας της κατασκευής αφού πρώτα, επιλέχθηκε κατηγορία δομικού τύπου σύμφωνα με τον πίνακα 1.1. Η κατασκευή είναι του 1995 επομένως εφαρμόστηκε ο αντισεισμικός κανονισμός του 1985. Έτσι επιλέχθηκε η κατηγορία δομικού τύπου ΟΣβ. Η τοποθεσία του κτηρίου βρίσκεται στο Ηράκλειο Κρήτης επομένως αντιστοιχεί σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II (0,24g) και εδράζεται σε πολύ λεπτή άμμο, επομένως έχει τύπο εδάφους C και θεωρήθηκε τάση εδάφους 150 KN/m². Σύμφωνα, με τα παραπάνω στον πίνακα 3.1 παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα του πρωτοβάθμιου προσεισμικού ελέγχου. Η αρχική βαθμολογία του κτηρίου προκύπτει ως το άθροισμα των επιμέρους συντελεστών ίση με 3.7. Στην συνέχεια και εφόσον δεν εντοπίζονται στοιχεία πρόσθετης τρωτότητας η τελική βαθμολογία ταυτίζεται με την αρχική και το κτήριο χαρακτηρίζεται υψηλής προτεραιότητας περαιτέρω ελέγχου.

Πίνακας 3.1: Πρωτοβάθμιος προσεισμικός έλεγχος

Παράμετρος	ΟΣβ
Βασική Βαθμολογία, αναλόγως Δομικού Τύπου	7,00
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας I	-
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II ή III	-1,50
Έδαφος κατηγορίας B (για αποδεδειγμένος A: -0.1	-
Έδαφος κατηγορίας Γ ή Δ	-0,60
Έδαφος Γ ή Δ και άνω των 5 ορόφων	-
Έδαφος κατηγορίας X	-
Χωρίς αντισεισμικό Κανονισμό	-
Προηγούμενες σεισμικές επιβαρύνσεις, Προβλήματα	-
Κακή κατάσταση	-
Κρούση με γειτονικά κτίρια	-0,50
Pilotis ή/και κοντά Υποστυλώματα	-
Κανονική διάταξη τοιχοπλήρωσης σε κάτοψη	-
Μεγάλο ύψος	-
Μη κανονικότητα σε τομή	-
Μη κανονικότητα σε κάτοψη	-0,50
Στρέψη(έντονη)	-
Ένταση λειτουργίας	0,20
Αριθμός χρηστών ≤ 9	-
Αριθμός χρηστών 10-99	-0,40
Αριθμός χρηστών ≥ 10	-
ΑΡΧΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ	3,70
Στοιχεία πρόσθετης τρωτότητας	-
Ενδεχόμενη τρωτότητα έναντι άλλων αιτιών	-
ΤΕΛΙΚΗ ΔΟΜΙΚΗ ΒΑΘΜΟΛΟΓΙΑ	3,7

3.3 Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος – Μέθοδος Δρίτσου

Στην πρώτη φάση αυτής της μεθοδολογίας γίνεται μια αξιολόγηση κριτηρίων τρωτότητας που βαθμολογούνται από το 1 έως το 5 , όπου το 1 αντιπροσωπεύει την μέγιστη και το 5 την ελάχιστη σεισμική επιβάρυνση της κατασκευής. Τα παραπάνω κριτήρια τρωτότητας στο σύνολο τους είναι 13.

- *Κριτήριο 1 – Βλάβες στατικής ανεπάρκειας.*

Δεν παρατηρήθηκαν βλάβες στα δομικά στοιχεία της κατασκευής. Επομένως επιλέγεται ο ίδιος βαθμός και στις δύο διευθύνσεις : B1 = 5.

- *Κριτήριο 2 – Οξείδωση οπλισμών.*

Δεν παρατηρήθηκαν φαινόμενα οξείδωσης οπλισμών στην κατασκευή. . Επομένως επιλέγεται ο ίδιος βαθμός και στις δύο διευθύνσεις : B2 = 5.

- *Κριτήριο 3 – Μέγεθος ανοιγμένου αξονικού φορτίου*

Σύμφωνα με το κριτήριο 3 υπολογίστηκαν οι τιμές του ανοιγμένου αξονικού φορτίου όλων των κατακόρυφων στοιχείων για την στάθμη του ισογείου, οι οποίες παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα. Ο μέσος όρος του είναι 0,024 μικρότερος από 0,3 , επομένως το κριτήριο λαμβάνει την τιμή B3 = 5.

Πίνακας 3.2: Κριτήριο ανοιγμένου αξονικού φορτίου

Κριτήριο 3 – Μέγεθος ανοιγμένου αξονικού φορτίου			
Μέλος	Εμβαδό διατομής Ac (m ²)	Αξονικό φορτίο N (kN)	Ανοιγμένο αξονικό φορτίο vd
K6	0,3025	225,79	0,037
K1	0,3025	230,44	0,038
K2	0,3025	263,12	0,043
K3	0,3025	231,64	0,038
K4	0,3025	209,94	0,035
K9K16	1,105	320,44	0,014
K10	0,4725	246,1	0,026
K15	0,765	228,73	0,015
K14	0,45	141,07	0,016
CORE_R	0,615	273,24	0,022
CORE_L	0,615	263,54	0,021
CORE_BACK	0,63	231,32	0,018
K8	0,75	327,18	0,022
K7K5	1,315	486,5	0,018

- *Κριτήριο 4 – Κανονικότητα κάτοψης*

Η κάτοψη του κτηρίου δεν είναι καθαρά ορθογωνική, επομένως πρέπει να γίνει περεταίρω διερεύνηση σχετικά με το κριτήριο 4. Σε κτήρια με πολύπλοκο σχήμα κάτοψης προσδιορίζονται :

- 1) Το αθροιστικό εμβαδόν των εσοχών ΣA_E .
- 2) Το εμβαδόν της μεγαλύτερης εσοχής $A_{E,max}$ και το συνολικό εμβαδόν της κάτοψης A_{tot} .

Εάν υπάρχουν κενά στις πλάκες προσδιορίζεται επιπλέον το αθροιστικό εμβαδόν Σa_k των κενών.

Επομένως το κτήριο εμπίπτει στην κατηγορία «Κτήρια με πολύπλοκο σχήμα κάτοψης και κενά στις πλάκες».

$$A_{tot} = 172.53 \text{ m}^2$$

$$A_E = 172.53 - 162.61 = 10.45 \text{ m}^2$$

$$A_K = 11.35 \text{ m}^2$$

$$10.45 < 0.15 A_{tot} = 25.879 \text{ m}^2$$

- *Κριτήριο 5 – Κατανομή δυσκαμψίας σε κάτοψη-στρέψη.*

Υπολογίσθηκαν οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση e_x και e_y του κέντρου μάζας και του κέντρου δυσκαμψίας και οι ζητούμενες ανοιγμένες τιμές τους e_x και e_y .

Συγκεκριμένα το κέντρο μάζας ορίζουν τα σημεία $X_{CM} = 7.84 \text{ m}$ και $Y_{CM} = 6.10 \text{ m}$. Ενώ το κέντρο δυσκαμψίας το ορίζουν τα σημεία $X_{CR} = 8.35 \text{ m}$ και $Y_{CR} = 3.87 \text{ m}$. Επομένως, οι εκκεντρότητες ανά διεύθυνση είναι : $e_x = 0.51$ και $e_y = 2.23$. Επίσης, οι αντίστοιχες ανοιγμένες τιμές τους είναι : $e_x = 0.0411$ και $e_y = 0.1650$. Οπότε όσον αφορά τον άξονα X το κτήριο βαθμολογείτε με $B5x = 5$ καθώς $e_x < 0,05$ και η τιμή για τον άξονα y κρίνεται ως $B5y = 3$.

- *Κριτήριο 6 – Κανονικότητα σε όψη/τομή*

Τα εμβαδά των ορόφων ελέγχθηκαν σύμφωνα με την σχέση που προκύπτει από το κείμενο της μεθόδου : "Εμβαδόν ενός ορόφου μεγαλύτερο του 75% του εμβαδού του υπερκείμενου ή υποκείμενου ορόφου, είτε συνολικό εμβαδόν εσοχών όλων των υπερκείμενων ορόφων μικρότερο του 40%".

Η παραπάνω πρόταση εκπληρώνεται επομένως δίδεται η τιμή $B6 = 5$.

- *Κριτήριο 7 – Κατανομή δυσκαμψίας καθ' ύψος – μαλακός όροφος.*

Υπολογίσθηκε η διαφορά της συνολικής δυσκαμψίας ανά όροφο και ανά διεύθυνση. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.3: Κριτήριο κατανομής δυσκαμψίας

Δυσκαμψίες ορόφων	Kx	Ky		
Ισόγειο	61198284,13	17431120,95		
1ος	45801738,06	12983256,98	33,62	34,26
2ος	33231008,97	9492108,196	37,83	36,78
3ος	21800078,77	6329989,071	52,44	49,95
4ος	10962368,92	2104525,404	98,86	200,78
5ος				

Επομένως το κτήριο και στις δύο διευθύνσεις λαμβάνει την τιμή $B7 = 1$.

- *Κριτήριο 8 – Κατανομή μάζας καθ' ύψος.*

Το βάρος του κάθε ορόφου θα υπολογισθεί με βάση τα κατακόρυφα φορτία. Έτσι η μάζα κάθε ορόφου θα προκύψει ως το πηλίκο του βάρους του με την επιτάχυνση της βαρύτητας g . Συνεπώς, οι μάζες των ορόφων και οι μεταξύ τους διαφορές παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.4: Κριτήριο κατανομής μάζας

Όροφος	Μάζα(tn)	
Ισόγειο	108,77	
1ος	100,55	8,175037295
2ος	90,27	11,38805805
3ος	76,42	18,12352787
4ος	44,61	71,30688187
Mtot	420,62	

Συνεπώς το κτήριο και στις δύο διευθύνσεις παίρνει την τιμή $B8 = 1$.

- *Κριτήριο 9 - Κοντά υποστυλώματα*

Σε κάθε υποστύλωμα αποδίδεται ένας βαθμός βι σύμφωνα με τον λόγο του καθαρού ελεύθερου ύψους του προς το ύψος της διατομής του. Η συμβολή στην συνολική σεισμική επιβάρυνση της κατασκευής λαμβάνεται υπόψη μέσω αντίστοιχων συντελεστών βαρύτητας. Οι τιμές που υπολογίστηκαν ανά διεύθυνση για την συγκεκριμένη κατασκευή είναι $B9x = 4,2$ και $B9y = 3,54$

- *Κριτήριο 10 - Κατακόρυφες ασυνέχειες.*

Σχετικά με τις κατακόρυφες ασυνέχειες η εκκεντρότητες των στοιχείων υπολογίστηκαν και στις 2 διευθύνσεις και ο βαθμός που προκύπτει είναι ίδιο και για τις δύο διευθύνσεις της κατασκευής και ίσος με $B10 = 2$.

- *Κριτήριο 11 – Διαδρομή και μεταφορά δυνάμεων*

Προκύπτει ότι υπάρχει πλήρης σύνδεση των τοιχωμάτων με το διάφραγμα μέσω κάθετων δοκών και λόγω ιδανικής πλαισιακής δομικής διαμόρφωσης ο τελικός βαθμός του κριτηρίου και στις δύο διευθύνσεις προκύπτει $B11 = 5$

- *Κριτήριο 12 – Γειτονικά κτήρια*

Και στις δύο διευθύνσεις δεν υπάρχει πρόβλημα με όμορα κτήρια. Επομένως επιλέγεται η βαθμολογία $B12 = 5$

- *Κριτήριο 13 – Κακοτεχνίες, Τραυματισμοί.*

Η κατασκευή βρίσκεται σε πολύ καλή κατάσταση, χωρίς προφανείς υγρασίες και τραυματισμούς. Επιπλέον, δεν παρατηρήθηκε καμία προσβολή του σκυροδέματος από φυσικές ή χημικές δράσεις. Άρα ο βαθμός που αντιστοιχεί στο συγκεκριμένο κριτήριο είναι $B13 = 5$.

Στον παρακάτω πίνακα εμφανίζονται συνοπτικά τα αποτελέσματα των 13 κριτηρίων και ο αντίστοιχος βαθμός επιβάρυνσης για κάθε κριτήριο.

Πίνακας 3.5: Κριτήρια Δευτεροβάθμιου Προσεισμικού Έλεγχου

	Περιγραφή κτηρίου	Βαθμός Επιβάρυνσης		Συντελεστής βαρύτητας σ_i
		Διεύθυνση		
		x	y	
1	Βλάβες στατικής ανεπάρκειας	5	5	0,1
2	Οξειδωση οπλισμών	5	5	0,1
3	Μέγεθος ανηγμένου	5	5	0,05
4	Κανονικότητα κάτοψης	5	5	0,05
5	Κατανομή δυσκαμψίας	5	3	0,1
6	Κανονικότητα σε τομή/όψη	5	5	0,05
7	Κατανομή δυσκαμψίας	1	1	0,15
8	Κατανομή μάζας καθ' ύψος	1	1	0,05
9	Κοντά υποστυλώματα	4,2	3,54	0,15
10	Κατακόρυφες ασυνέχειες	2	2	0,05
11	Διαδρομή και μεταφορά	5	5	0,05
12	Γειτονικά κτήρια	5	5	0,05
13	Κακοτεχνίες	5	5	0,05

Ο υπολογισμός του μειωτικού συντελεστή επιρροής των κριτηρίων στην τέμνουσα αντοχής στη βάση του κτιρίου για κάθε διεύθυνση προκύπτει βάσει της σχέσης :

$$\beta = \sum \frac{\sigma_i * \beta_i}{5}$$

Επομένως τα αποτελέσματα για τις δύο διευθύνσεις είναι τα εξής :

- Για την διεύθυνση x έχουμε $\beta_x = 0,786$
- Για την διεύθυνση y έχουμε $\beta_y = 0,726$

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται αναλυτικά τα μεγέθη αντοχών βάσει των οποίων προέκυψε η V_{Ri} σε κάθε διεύθυνση του κτηρίου.

Πίνακας 3.6: Τέμνουσες αντοχής των κατακόρυφων μελών

Μέλος	VRd,s(x)	VRd,s(y)	MRdx	MRdy	Lkx	Lky	Vmx	Vmy	VRix	VRiy
K6	401.9	401.9	21.5	89.3	4.2	3.6	20.4	98.9	20.4	98.9
K1	401.9	401.9	40.6	67.7	3.5	3.6	46.3	75.0	46.3	75.0
K2	401.9	401.9	182.5	5.8	3.5	4.2	208.0	5.5	208.0	5.5
K3	401.9	401.9	132.9	25.6	3.5	4.2	151.5	24.3	151.5	24.3
K4	401.9	401.9	140.1	10.1	3.5	4.2	159.7	9.6	159.7	9.6
K9K16	4913.0	4913.0	86.6	30.4	3.5	4.2	98.7	28.9	98.7	28.9
K10	742.0	1188.0	1110.3	1.8	3.5	4.2	1265.3	1.7	742.0	1.7
K15	2039.0	2039.0	633.0	57.0	4.2	3.6	601.4	63.2	601.4	63.2
K14	1228.0	1228.0	914.2	33.4	4.2	3.6	868.6	37.0	868.6	37.0
CORE_R	4820.9	4820.9	1235.9	112.6	3.8	3.6	1297.5	124.8	1297.5	124.8
CORE_L	3537.4	3537.4	1838.4	150.5	3.8	3.6	1930.1	166.8	1930.1	166.8
CORE_BACK	5624.3	5624.3	2221.4	10.4	4.2	4.2	2110.6	9.9	2110.6	9.9
K8	2844.2	2844.2	3772.7	45.6	4.2	3.6	3584.5	50.5	2844.2	50.5
K7K5	3553.8	3553.8	6905.5	171.5	3.5	4.2	7869.5	162.9	3553.8	162.9

Έπειτα παρουσιάζεται ο υπολογισμός της τέμνουσας αντοχής στη βάση του κτηρίου V_{R0} που προκύπτει μέσω της σχέσης 1.4. Οι συντελεστές α_1 και α_2 λαμβάνουν τις τιμές 0.7 και 0.9 αντίστοιχα καθώς βρισκόμαστε στην περίπτωση όπου δεν υπάρχουν κοντά υποστυλώματα αλλά υπάρχουν υποστυλώματα και τοιχώματα στην κατασκευή. Στην συνέχεια υπολογίστηκε ο βαθμός τοιχωματοποίησης σε κάθε διεύθυνση με τιμές $\alpha_{tx} = 0.69$ και $\alpha_{ty} = 0.83$. Τέλος, η συνολική σεισμική αντίσταση του κτηρίου υπολογίζεται με βάση την σχέση 3.3 λαμβάνοντας υπόψιν τους μειωτικούς συντελεστές β που υπολογίστηκαν παραπάνω.

- $V_{R0,x} = 2231.66 \text{ kN}$
- $V_{R0,y} = 2307.11 \text{ kN}$
- $V_{R,x} = 1807.64 \text{ kN}$
- $V_{R,y} = 1776.47 \text{ kN}$

Στην συνέχεια υπολογίστηκε για κάθε διεύθυνση του κτηρίου με βάση το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8 η σεισμική απαίτηση V_{req} , δηλαδή η τέμνουσα βάσης σχεδιασμού της κατασκευής. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q επιλέχθηκε σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ βάσει της χρονολογίας της κατασκευής και της απουσίας τοιχοπληρώσεων σε επίπεδο ανάλυσης.

Οι τιμές της ιδιοπερίοδου προέκυψαν $T_x = 0.23 \text{ sec}$ και $T_y = 0.32 \text{ sec}$, ενώ η εμπειρική $T_0 = 0,66 \text{ sec}$. Η σεισμική απαίτηση ανα διεύθυνση προέκυψε:

- $V_{req,x} = 641.55 \text{ kN}$
- $V_{req,y} = 455.74 \text{ kN}$

Επομένως ο δείκτης προτεραιότητας ελέγχου λ προκύπτει ανά διεύθυνση :

$$\lambda_x = 0.335$$

$$\lambda_y = 0.279$$

3.4 Μέθοδος Ταχείας Αποτίμησης Ε. Βουγιούκα

Εφαρμόζοντας την συγκεκριμένη μέθοδο ταχείας αποτίμησης μιας κατασκευής αρχικά εισήχθησαν όλα τα γεωμετρικά δεδομένα για κάθε υποστύλωμα καθώς επίσης και τα δεδομένα των υλικών του σκυροδέματος και του χάλυβα και το αξονικό φορτίο σύμφωνα με τις απαιτήσεις του κεφαλαίου 7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε υπολογιστικά φύλλα excel. Προέκυψε ότι το κρίσιμο υλικό είναι το σκυρόδεμα πράγμα που σημαίνει ότι η αστοχία σκυροδέματος της θλιβόμενης ζώνης προηγείται της διαρροής του εφελκόμενου οπλισμού. Επίσης για όλα τα υποστυλώματα του ισογείου προκύπτει πλάσטיμη αστοχία καθώς η τιμή της τέμνουσας κατά την καμπτική διαρροή V_{mu} είναι μικρότερη της αντίστοιχης διατμητικής αντοχής VR. Οι τελικές τιμές αντοχής προέκυψαν συγκρίνοντας τις τέμνουσες VR και τις τέμνουσες που προκύπτουν από τις ροπές My. Η ίδια διαδικασία ακολουθήθηκε και στα τοιχώματα του ισογείου εφαρμόζοντας τις σχέσεις του κεφ.7 του ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε υπολογιστικά φύλλα. Τα αποτελέσματα για το κάθε στοιχείο φαίνονται αναλυτικά στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.7: Τέμνουσες αντοχής στον άξονα X

Μέλος	My	Vr	My(L/2)	minVr
C1	46.30	83.34	69.45	69.45
C2	164.77	296.59	247.15	247.16
C3	79.86	143.74	119.79	119.79
C4	46.30	83.34	69.45	69.45
C5	54.45	98.01	81.67	81.67
C6	50.31	90.55	75.46	75.46
C7	46.30	83.34	69.45	69.45
C8	60	108	90	90
C9	75	135	112.5	112.5
C10	42.87	77.17	64.31	64.31
C11	54	97.2	87.75	87.75
C12	69.25	124.65	112.53	112.53
C13	129.11	232.40	209.81	209.81
C14	60.48	108.86	90.72	90.72
C15	40.32	72.57	60.48	60.48
C16	40.5	72.9	60.75	60.75
C17	153.17	275.70	239.32	239.32
C18	28.12	50.62	43.94	43.94
C19	34.65	62.37	56.30	56.30
C20	30.24	54.43	45.36	45.36

Πίνακας 3.8: Τέμνουσες αντοχής στον άξονα Y

Μέλος	M_y	V_r	$M_y(L/2)$	$\min V_r$
C1	46.30	80.24	75.24	75.24
C2	88.92	101.60	133.38	101.60
C3	61.38	97.96	92.07	92.07
C4	46.30	83.42	69.45	69.45
C5	87.12	173.51	130.68	130.68
C6	83.65	222.11	125.48	125.48
C7	46.30	77.08	69.45	69.45
C8	26.87	61.55	40.31	40.31
C9	34.37	62.79	51.56	51.56
C10	42.87	73.02	69.67	69.67
C11	71.28	182.03	115.83	115.83
C12	69.25	136.71	112.53	112.53
C13	217.47	287.21	353.39	287.21
C14	52.92	78.59	79.38	78.59
C15	99.84	210.23	149.76	149.76
C16	65.61	115.76	98.41	98.41
C17	58.48	45.56	91.37	45.56
C18	54.67	113.18	85.42	85.42
C19	44.10	86.70	71.66	71.66
C20	53.76	129.96	80.64	80.64

Τελικές τιμές :

$$V_x = 2006.26 \text{ kN}$$

$$V_y = 1951.19 \text{ kN}$$

3.5 Κανονισμός Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Μετά το πέρας του πρωτοβάθμιου και των δύο δευτεροβάθμιων ελέγχων, θα ακολουθήσει ο τριτοβάθμιος έλεγχος του κτηρίου. Για να πραγματοποιηθεί ο παραπάνω έλεγχος θα πραγματοποιηθεί μια αναλυτική αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας σύμφωνα με τις μεθόδους που προτείνονται στον Κανονισμό Επεμβάσεων ΚΑΝ.ΕΠΕ.

Θα πραγματοποιηθεί επίσης ανελαστική στατική ανάλυση (pushover) με την χρήση του λογισμικού SeisMobuild, για την ιδιομορφική και την ομοιόμορφη κατανομή των οριζόντιων δυνάμεων, και στις δύο κύριες διευθύνσεις φόρτισης του κτηρίου. Για την εκτέλεση αυτής της ανάλυσης οι στάθμες επιτελεστικότητας που τέθηκαν είναι οι εξής : << Σημαντικές Βλάβες >> (B2) με πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 50% μέσα σε 50 έτη και <<Οιονεί Κατάρρευση >> (Γ1) με αντίστοιχη πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% στα 50 έτη. Η στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων (ΣΑΔ) κρίθηκε ως <<Ικανοποιητική >>. Επίσης, αγνοήθηκε η συνεισφορά της τοιχοποιίας στην συνολική δυσκαμψία της κατασκευής (2.1.4. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) λαμβάνοντας υπόψιν μόνο το βάρος της σαν μόνιμο φορτίο. Για την τελική αποτίμηση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε σε όλα τα μέλη της έλεγχος ικανότητας διαθέσιμης στροφής χορδής (7Β. ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017) και της αντοχής τους σε διάτμηση (7Γ.ΚΑΝ.ΕΠΕ. 2017).

3.5.1 Ιδιομορφική Ανάλυση

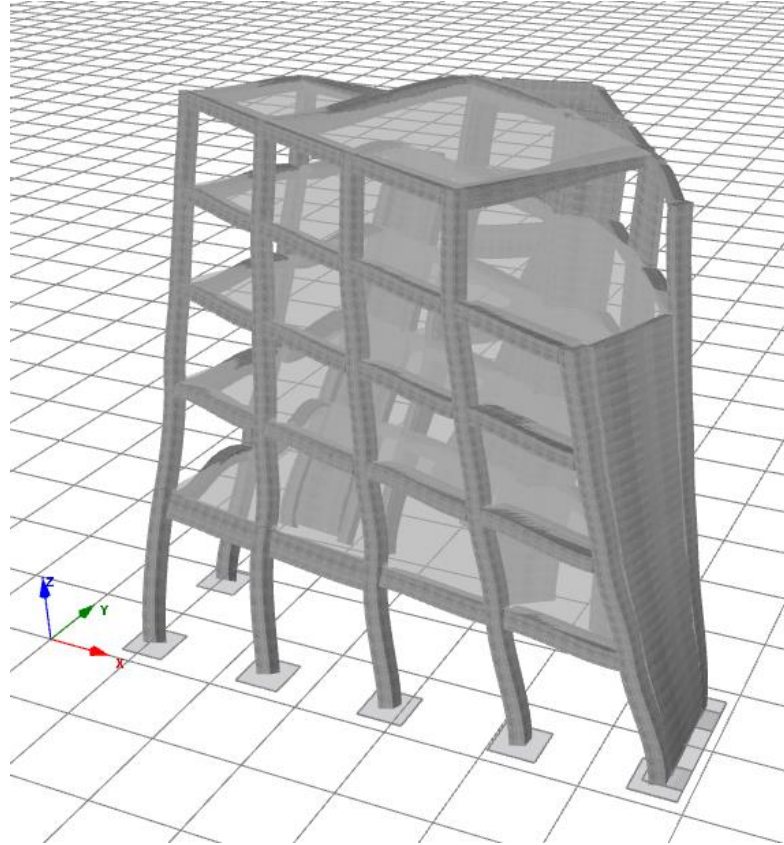
Βασική απαίτηση για να πραγματοποιηθεί η στατική ανελαστική ανάλυση είναι να έχει προηγηθεί μια αρχική ιδιομορφική ανάλυση του φορέα της κατασκευής σύμφωνα με την οποία η συνολική της κίνηση μπορεί να αναλυθεί ως ένα άθροισμα ιδιομορφικών αποκρίσεων μονοβάθμιων ταλαντωτών. Η κίνηση κάθε ιδιομορφής ενεργοποιεί ένα ποσοστό της συνολικής μάζας της κατασκευής για μια δεδομένη διεύθυνση του σεισμού η οποία συνιστά την ενεργό ιδιομορφική της μάζα. Συνεπώς, για διαφορετική διεύθυνση της σεισμικής δράσης μια ιδιομορφή μπορεί να έχει διαφορετική συμμετοχή στην απόκριση της κατασκευής. Η ιδιομορφή που ενεργοποιεί την μεγαλύτερη ιδιομορφική μάζα αποτελεί την δεσπόζουσα ιδιομορφή του κτηρίου. Προέκυψαν ως κυρίαρχες ιδιομορφες οι παρακάτω:

- Διεύθυνση Y : $T_1 = 0.370 \text{ sec} \rightarrow 56.33\%$ συνολική ενεργοποιούμενη μάζα 97%

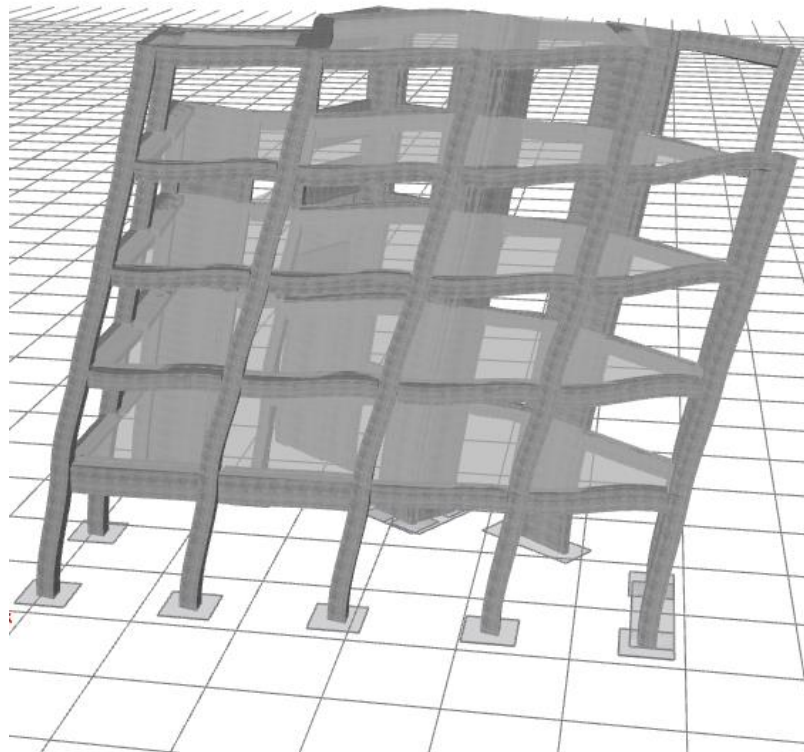
Η πρώτη ιδιομορφή έχει χαρακτηριστικά μεταφορικής ιδιομορφής (56% ενεργοποιούμενη μάζα στον άξονα Y) σε συνδυασμό με έντονη στρεπτητική απόκριση (30% ενεργοποιούμενη μάζα γύρο από τον άξονα Z).

- Διεύθυνση X : $T_2 = 0.292 \text{ sec} \rightarrow 59.93\%$ συνολική ενεργοποιούμενη μάζα 91,9%

Η δεύτερη ιδιομορφή είναι καθαρά μεταφορική προς την διεύθυνση X (60% ενεργοποιούμενη μάζα στον άξονα X).



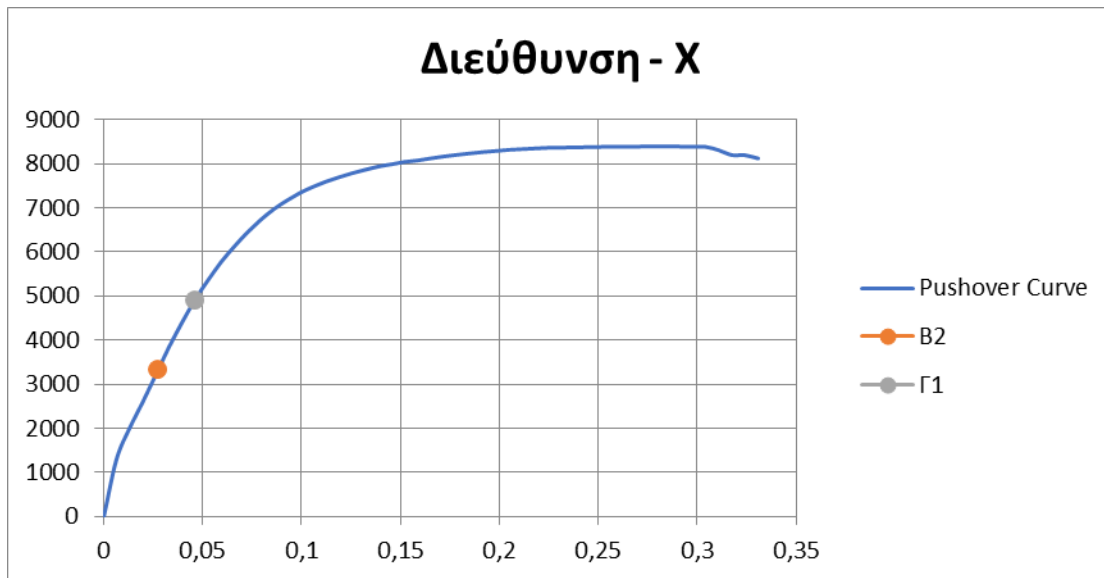
Σχήμα 3.1: Παραμόρφωση κατά την 1^η ιδιομορφή



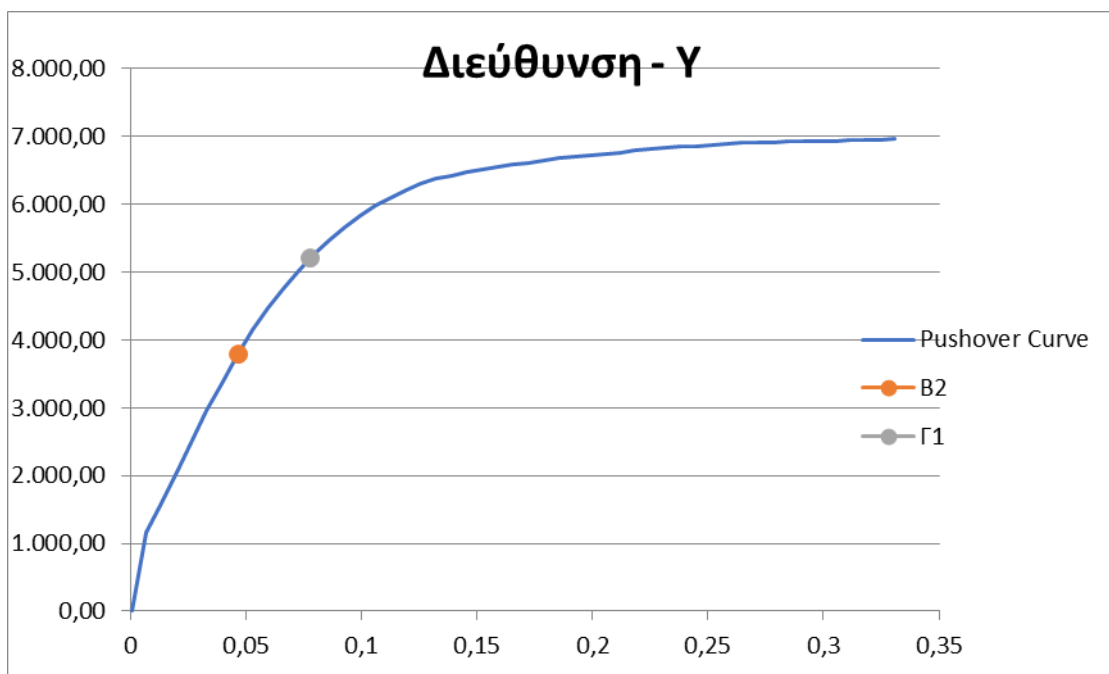
Σχήμα 3.2: Παραμόρφωση κατά την 2^η ιδιομορφή

3.5.2. Ανελαστική στατική ανάλυση

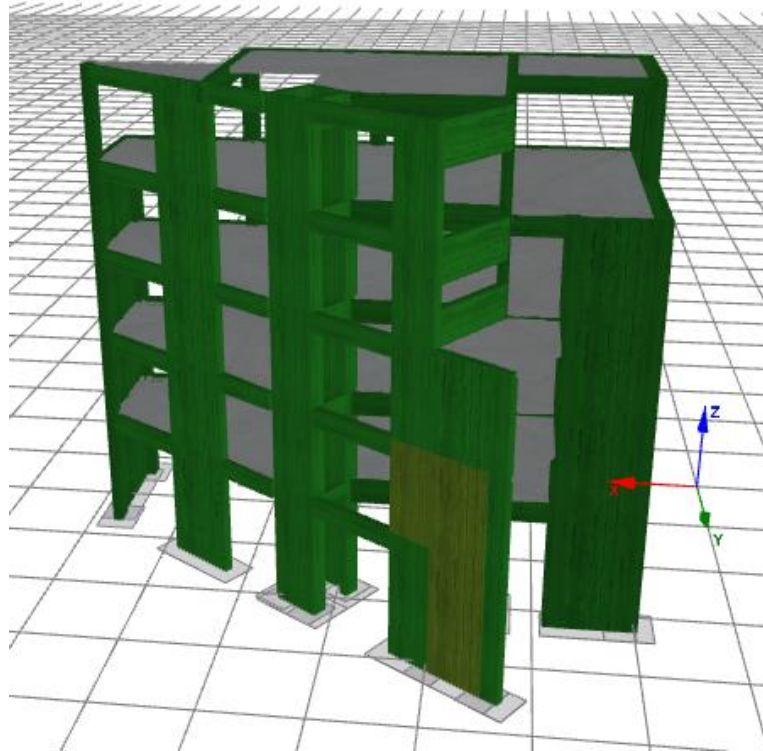
Αρχικά στα δεδομένα εισαγωγής του προγράμματος εισάγουμε τα δεδομένα που περιεγράφηκαν στην προηγούμενη παράγραφο σχετικά με την στάθμη επιτελεστικότητας και την στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων. Η εδαφική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην περιοχή της Κρήτης ισούται με $0,24g$. Μετά την ολοκλήρωση της ανάλυσης θα προκύψουν οι καμπύλες ικανότητας της κατασκευής για τις δύο κύριες διευθύνσεις όπως παρουσιάζονται παρακάτω.



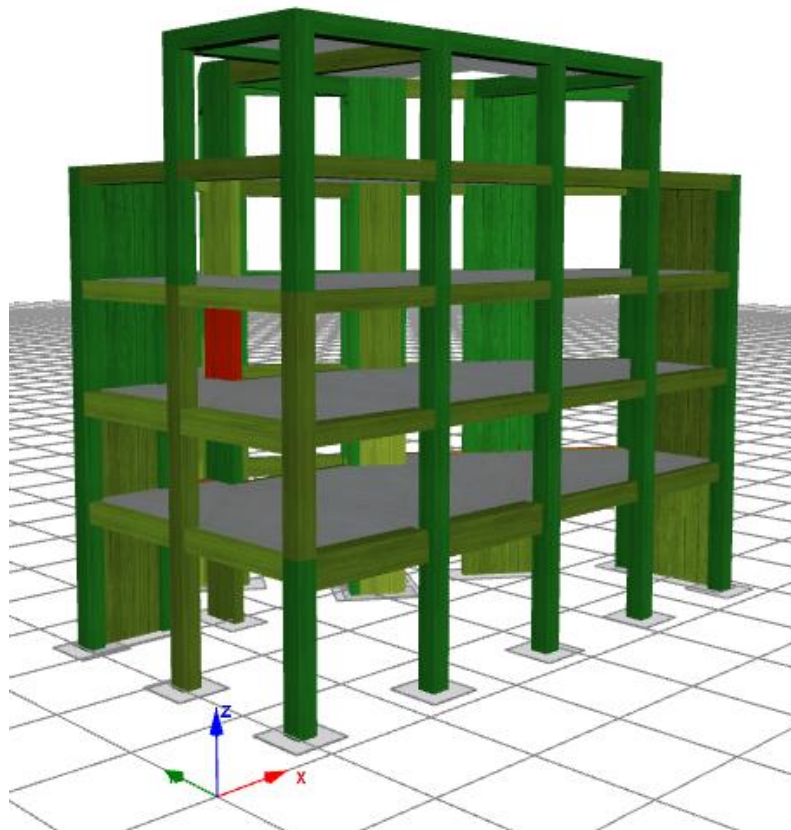
Σχήμα 3.3: Καμπύλη ικανότητας στην διεύθυνση X



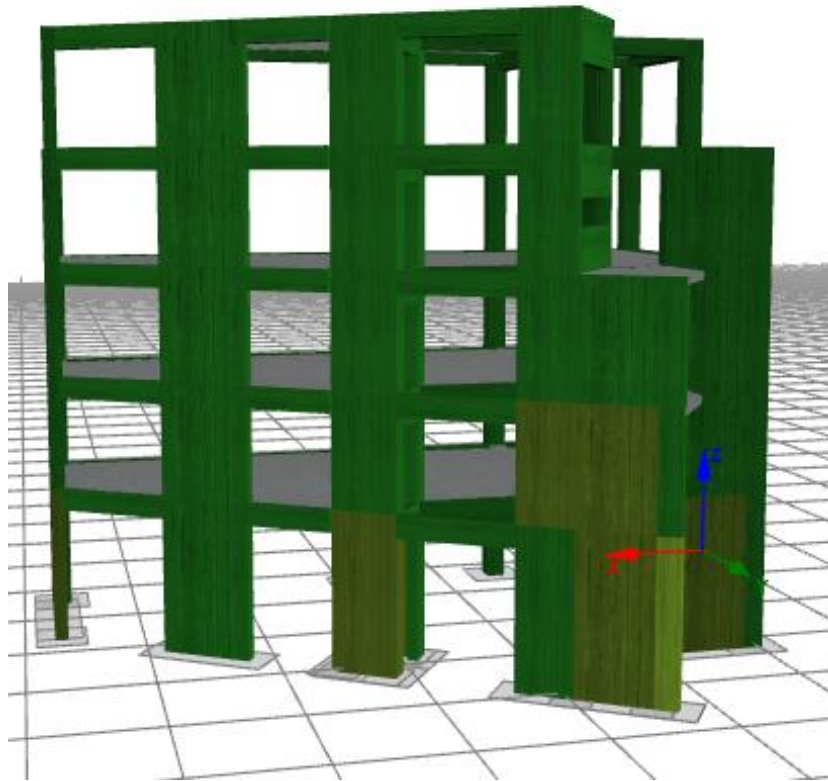
Σχήμα 3.4: Καμπύλη ικανότητας στην διεύθυνση Y



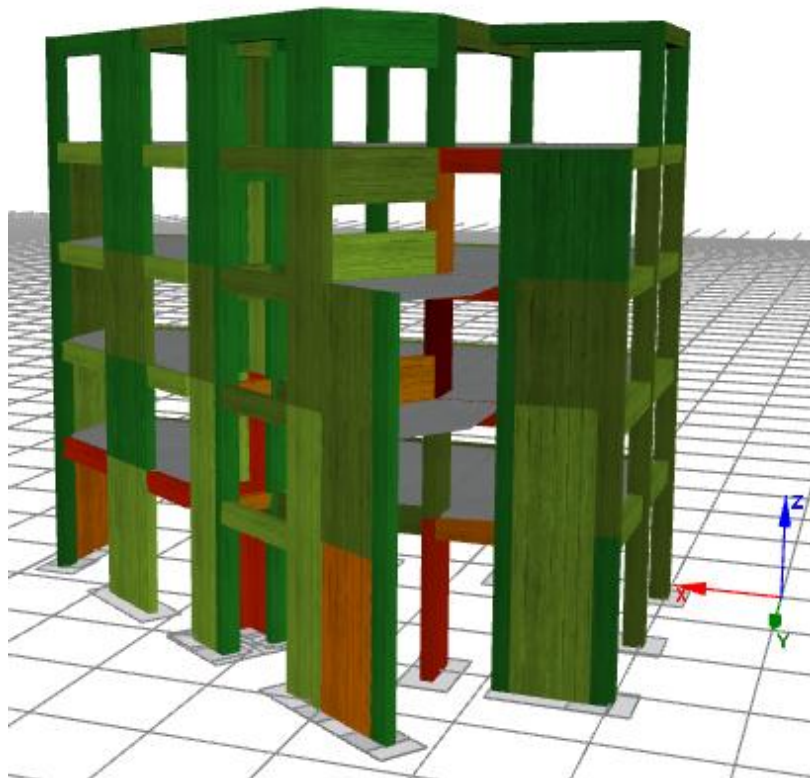
Σχήμα 3.4: Στάθμη επιτελεστικότητας B2. Έλεγχος στροφής χορδής μελών



Σχήμα 3.5: Στάθμη επιτελεστικότητας B2. Έλεγχος διατμητικών δυνάμεων μελών



Σχήμα 3.6: Στάθμη επιτελεστικότητας Γ1. Έλεγχος στρώσης χορδής μελών



Σχήμα 3.7: Στάθμη επιτελεστικότητας Γ1. Έλεγχος διατμητικών δυνάμεων μελών

Από τους ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν για την εδαφική επιτάχυνση $a_g = 0,24g$ προκύπτουν ανεπάρκειες στα κατακόρυφα στοιχεία και στις δύο διευθύνσεις όσον αφορά τον έλεγχο διατμητικών δυνάμεων και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας B2 (Σημαντικές Βλάβες) και Γ1 (Οιωνεί Κατάρρευση). Αυτό συμβαίνει εξαιτίας και της παλαιότητας της κατασκευής, η οποία μελετήθηκε με τους κανονισμούς εκείνης της εποχής.

Επομένως, είναι απαραίτητο να διερευνήσουμε ανά διεύθυνση την οριακή εκείνη επιτάχυνση $a_{g,lim}$ για την οποία θα συμβεί η πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου. Υπογραμμίζεται ότι δεν λαμβάνονται υπόψιν οι αστοχίες των δοκών γιατί το πρόγραμμα δεν συνυπολογίζει τους λοξούς θλιπτήρες οι οποίοι, συμβάλουν στην παραλαβή πολύ μεγάλου μέρους της τέμνουσας δύναμης. Η διαδικασία διερεύνησης είναι επαναληπτική μειώνοντας σταδιακά την εδαφική επιτάχυνση μέχρι ο μεγαλύτερος λόγος εξάντλησης και για τους δύο ελέγχους και για τις δύο στάθμες επιτελεστικότητας να τείνει στην μονάδα.

Μετά το πέρας της διαδικασίας που περιεγράφηκε παραπάνω οι οριακές επιταχύνσεις καθώς και η τέμνουσας βάση με την αντίστοιχη μετακίνηση οροφής για κάθε διεύθυνση παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 3.8: Αποτέλεσμα επαναληπτικής διαδικασίας στην διεύθυνση X

$a_{glim} = 0,15$	Vbase	δ_{top}
B2	1881,6	0,017
Γ1	2662,4	0,0297

Πίνακας 3.9: Αποτέλεσμα επαναληπτικής διαδικασίας στην διεύθυνση Y

$a_{glim} = 0,06$	Vbase	δ_{top}
B2	1329,5	0,0114
Γ1	2032,2	0,0191

4 Οικονομοτεχνική αποτίμηση της κατασκευής

4.1 Εκτίμηση Τρωτότητας

Η ανελαστική στατική ανάλυση που εφαρμόζεται στα πλαίσια του κανονισμού επεμβάσεων αποτελεί ένα είδος στατικής ανάλυσης με την εφαρμογή βηματικά αυξανόμενων οριζόντιων φορτίων υπό την μόνιμη επίδραση κατακόρυφων φορτίων. Είναι όμως δυνατόν η ανελαστική στατική ανάλυση να μετατραπεί σε μια πραγματική δυναμική ανάλυση και να πραγματοποιηθεί μια ακριβέστερη πιθανοτική προσέγγιση της σεισμικής δράσης. Για να επιτευχθεί το παραπάνω έγινε χρήση του λογισμικού SPO2FRAG το οποίο χρησιμοποιεί την θεωρήσει ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή και στην συνέχεια βάσει του αλγορίθμου SPO2IDA δημιουργούνται οι καμπύλες μια προσαυξητικής δυναμικής ανάλυσης (IDA). Στη συνέχεια μετατρέπονται στις αντίστοιχες για πολυβάθμιο φορέα και σχεδιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας των σταθμών επιτελεστικότητας που θα οριστούν από τον χρήστη, οι οποίες αποδίδουν την πιθανότητα υπέρβασης κάθε επιπέδου βλάβης.

Οι στάθμες με τις οποίες εκτιμήθηκαν οι καμπύλες τρωτότητας αφορούν την πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου της κατασκευής κατά ΚΑΝ.ΕΠΕ. σε κάθε διεύθυνση. Για κάθε στάθμη υπολογίσθηκαν οι μέγιστες τιμές στροφής ορόφου και παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 4.1: Μέγιστη στροφή για την πρώτη διατμητική αστοχία κατακόρυφου στοιχείου

$\theta_{max}(\%)$	X	Y
B2	0,163	0,098
Γ1	0,294	0,163

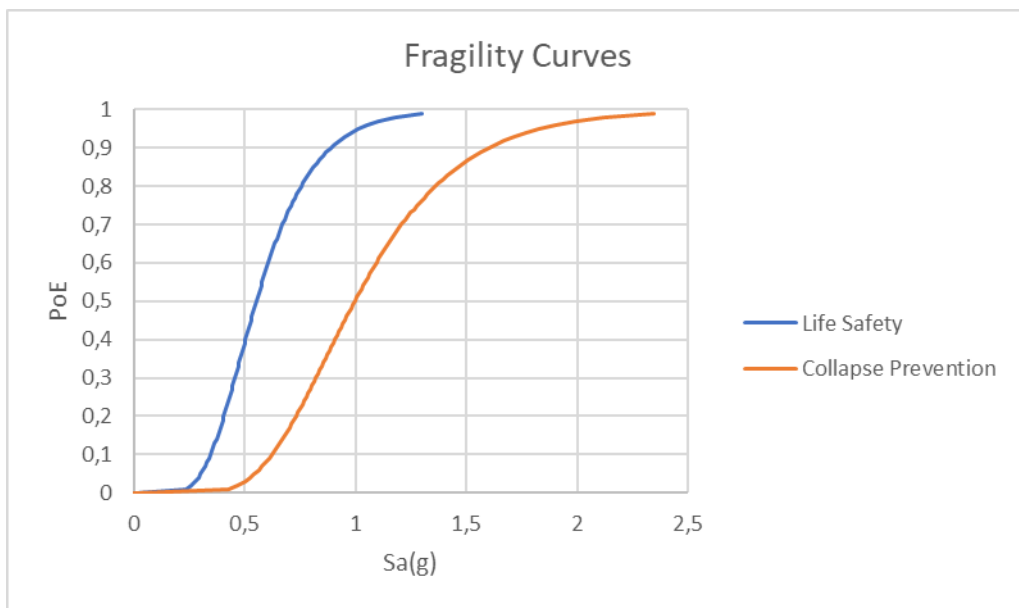
Στη συνέχεια τα αποτελέσματα που προέκυψαν από το λογισμικό SPO2FRAG παρουσιάζονται παρακάτω. Συγκεκριμένα στους πίνακες 4.2 και 4.3 παρουσιάζονται οι μέσες τιμές των φασματικών επιταχύνσεων και η τυπική απόκλιση αυτών και στα σχήματα 4.1 και 4.2 οι καμπύλες τρωτότητας.

Πίνακας 4.2: Μέση φασματική επιτάχυνση και τυπική απόκλιση για την διεύθυνση X

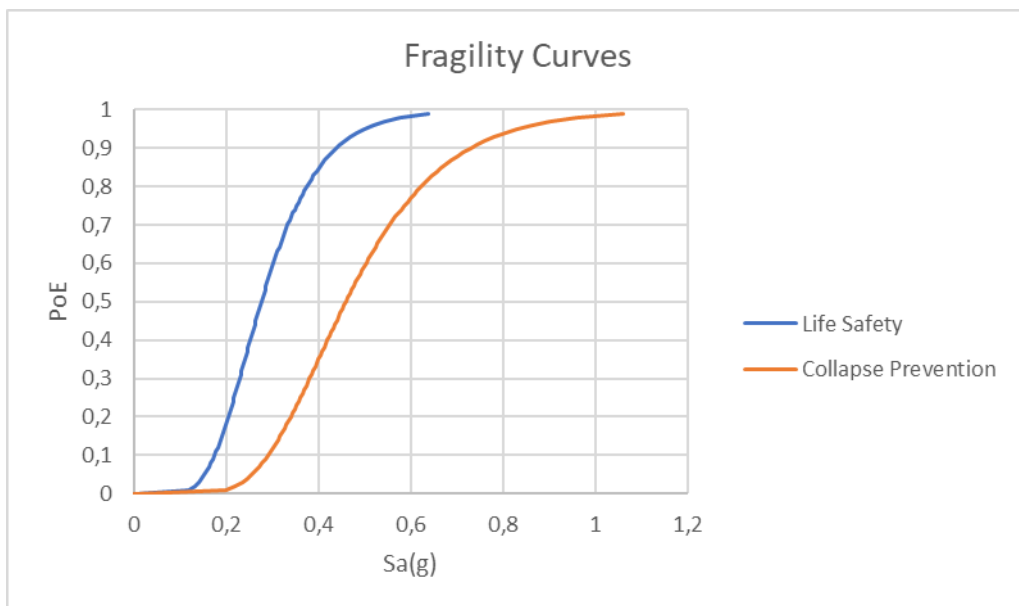
	Μέση $S_a(T)$ (g)	Τυπική Απόκλιση
B2	0,553	0,368
Γ1	0,997	0,368

Πίνακας 4.3: Μέση φασματική επιτάχυνση και τυπική απόκλιση για την διεύθυνση Y

	Μέση Sa(T) (g)	Τυπική Απόκλιση
B2	0,2763	0,359
Γ1	0,4595	0,359



Σχήμα 4.1: Καμπύλες τρατότητας κατά X



Σχήμα 4.2: Καμπύλες τρατότητας κατά Y

4.2 Εκτίμηση χρηματοοικονομικού κόστους βλαβών του σεισμού

Η εκτίμηση του κόστους βλαβών του σεισμού γίνεται με την χρήση του εξειδικευμένου λογισμικού Performance Assessment Calculation Tool **PACT** που ανέπτυξε η FEMA P-58. Στο λογισμικό περιέχονται όλες οι σχέσεις τρωτότητας και επιπτώσεων για το σύνολο των υλικών, δομικών και μη, που μπορεί να περιέχονται σε μια κατασκευή. Εισάγοντας τα αποτελέσματα της είτε 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 κτιρίου λαμβάνεται υπ' όψιν καθαρά το χρηματοοικονομικό κόστος επισκευής του κτιρίου.

Αρχικά εισάγονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής (Building info) όπως ο αριθμός των ορόφων, το ύψος σε πόδια (ft) και το εμβαδόν του καθενός σε τετραγωνικά πόδια (ft²). Εκτιμάται το συνολικό κόστος πλήρους αντικατάστασης του κτιρίου ίσο με 1218375 δολάρια (\$) που υπολογίζεται θεωρώντας ότι το μέσο κόστος ανά τετραγωνικό στη περιοχή του Ηρακλείου ισούται με 1500\$/m², πολλαπλασιάζοντας το με τη συνολική επιφάνεια των ορόφων που είναι 812,25 m².

Στην συνέχεια, εισάγονται οι ποσότητες των δομικών και μη στοιχείων της κατασκευής για τις δύο διευθύνσεις αλλά και αυτά που θεωρείται ότι δεν είναι σε κάποια διεύθυνση, για κάθε όροφο της κατασκευής (Component Fragilities/Performance Groups). Στο λογισμικό εμπεριέχονται πληροφορίες για τις μορφές ζημιών και το κόστος για ποσότητες αυτές, που εξαρτάται κυρίως από τις σχετικές στροφές των ορόφων κατά κύριο λόγο, όπως προκύπτουν από αναλύσεις που γίναν για την ανάπτυξη του λογισμικού. Για τους κόμβους των ορόφων θεωρείται ότι έχουμε κόμβους σχεδιασμένους χωρίς κάποιο αντισεισμικό κανονισμό, καλά οπλισμένους με ασθενείς σε αντοχή δοκούς. Δεδομένου ότι πρόκειται για αμερικάνικο πρόγραμμα όπου οι τοιχοπληρώσεις τούβλων όπως τις γνωρίζουμε στη Ελλάδα σπανίζουν, για να προσομοιωθούν δημιουργήθηκε ειδικό πακέτο δεδομένων Brick Masonry walls, πληροφορίες για το οποίο βρίσκονται στο Παράρτημα Α. Ως στοιχεία που δεν έχουν διεύθυνση περιλήφθηκαν μη δομικά στοιχεία όπως ο ανελκυστήρας, οι σωληνώσεις ζεστού και κρύου και ηλεκτρικές καλωδιώσεις. Στους παρακάτω πίνακες 4.4, 4.5, 4.6 παρουσιάζονται ο κωδικός αυτών των στοιχείων στο πρόγραμμα, η περιγραφή τους, οι ποσότητες και η διασπορά τους όπως παρέχονται από το πρόγραμμα η εισάγονται από το χρήστη. Στους παραπάνω πίνακες συμπεριλαμβάνονται μόνο τα στοιχεία της πρώτης στάθμης της κατασκευής για λόγους συντομίας δεν θα παρουσιαστούν οι υπόλοιπες παρόλο που διαφέρουν. Αντιθέτως τα non-directional στοιχεία είναι ίδια σε κάθε όροφο.

Πίνακας 4.4: Στοιχεία της κατασκευής στην διεύθυνσή 1

κωδικός στοιχείου	ποσότητα	διασπορά
B1041.101a	2	0
B1041.101b	3	0
B1044.003	2	0
B2011.301	1	0.25

Πίνακας 4.5: Στοιχεία της κατασκευής στην διεύθυνσή 2

κωδικός στοιχείου	Ποσότητα	Διασπορά
B1041.101a	1	0
B1041.101b	1	0
B1044.003	5	0
B2011.301	1	0.25

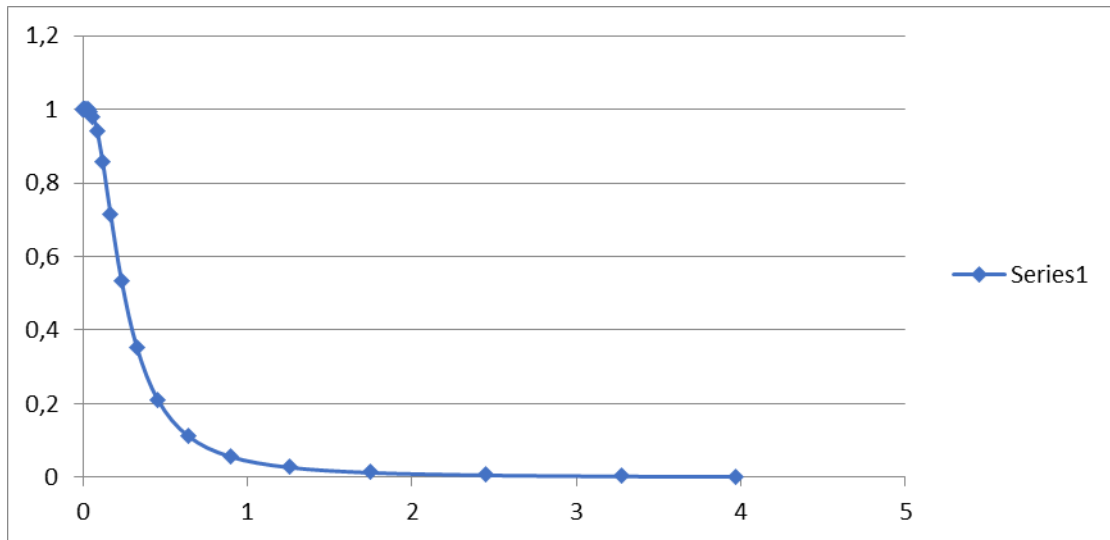
Πίνακας 4.6: Στοιχεία της κατασκευής χωρίς διεύθυνση

κωδικός στοιχείου	Ποσότητα	Διασπορά
D1014.021	1	0
D2021.011a	4	0
D5012.031a	1	0

Έπειτα έγινε εισαγωγή των δεδομένων της ανάλυσης της κατασκευής όπως αυτά υπολογίστηκαν από το λογισμικό SPO2FRAG και αντιστοιχούν στην πρώτη αστοχία κατακόρυφου στοιχείου σε κάθε διεύθυνση.

Στο PACT η ανάλυση επιλέχθηκε να γίνει σε 5 συνολικά intensities , εκτός από το intensity που καθορίζεται από την $S_a(g)$ της πρώτης αστοχίας κατακόρυφου στοιχείου τα υπόλοιπα αναφέρονται σε πιθανότητες υπέρβασης 2%, 10% , 20 και 50% αντίστοιχα. Στην συνέχεια, υπολογίστηκαν οι στροφές και οι επιταχύνσεις των ορόφων σε κάθε διεύθυνση για κάθε intensity σύμφωνα με την απλοποιημένη μεθοδολογία που περιγράφεται στο FEMA P58.

Για να προσδιοριστούν οι τιμές αυτές, χρησιμοποιήθηκαν Καμπύλες Σεισμικής Επικινδυνότητας για το Ηράκλειο Κρήτης, από τα δεδομένα βάσης των European Facilities for Earthquake Hazard and Risk (EFEHR)[14], προσαρμοσμένες στην ιδιοπερίοδο του κτιρίου. Τα στοιχεία από την ιστοσελίδα δίνονται μόνο για τύπο εδάφους A, ενώ ο τύπος εδάφους για την κατασκευή που εξετάζεται είναι C οπότε έγινε αναπροσαρμογή.



Σχήμα 4.3: Καμπύλη επικινδυνότητας για έδαφος C και περίοδο $T = 0,37\text{sec}$

Η διαδικασία εισαγωγής δεδομένων στο PACT ολοκληρώνεται με την δημιουργία της καμπύλης επικινδυνότητας αυτή τη φορά σε όρους σεισμικής επιτάχυνσης και μέσης ετήσιας συχνότητας υπέρβασης για πενήντα έτη (MAFE). Η MAFE υπολογίζεται σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο:

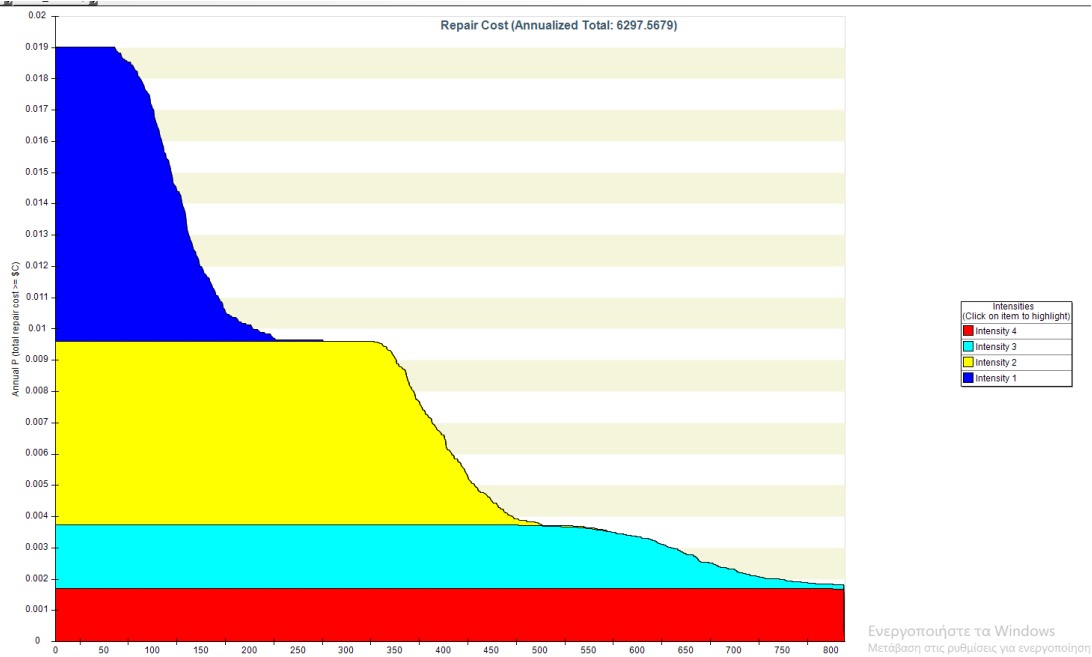
$$\text{MAFE} = \frac{-\ln(1 - PoE)}{50}$$

Πίνακας 4.7: Δεδομένα καμπύλης επικινδυνότητας

Πιθανότητα Υπέρβασης	Sa(g)	MAFE
50%	0.251	0.013862944
10%	0.698	0.00210721
2%	1.523	0.000404054
20%	0.464	0.004462871

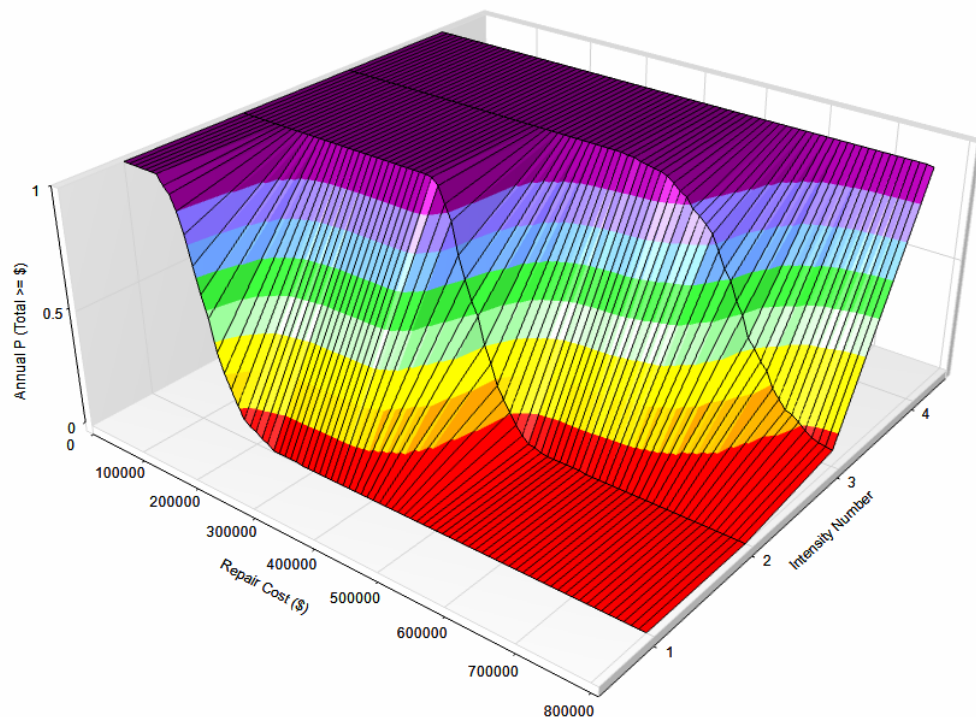
4.3 Αποτελέσματα εκτίμησης χρηματοοικονομικού κόστους

Το Σχήμα 4.4 δείχνει την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης του κόστους επισκευής του κτιρίου για τα σενάρια 1 έως 4. Η πιθανότητα για το σενάριο 4 είναι σταθερή το οποίο είναι αναμενόμενο διότι πρακτικά όλοι αυτοί οι σεισμοί οδηγούν σε ανάγκη αντικατάστασης της κατασκευής και άρα το κόστος επιδιόρθωσης είναι σταθερό και ίσο με το κόστος αντικατάστασης. Φαίνεται επίσης πως η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης για το σενάριο 1 είναι μεγαλύτερη από αυτή για το σενάριο 4. Αυτό συμβαίνει διότι είναι πολύ πιο πιθανό μέσα σε έναν χρόνο να εμφανιστεί ένας σεισμός με φασματική επιτάχυνση ίση με αυτή του σεναρίου 1 από ότι ένας σεισμός με φασματική επιτάχυνση ίση με αυτή του σεναρίου 4. Από αυτές τις καμπύλες προκύπτει το ετήσιο κόστος επισκευών για την κατασκευή το οποίο είναι ίσο με 6297.57€ το οποίο αντιστοιχεί σε 0,77% του συνολικού κόστους αντικατάστασης.

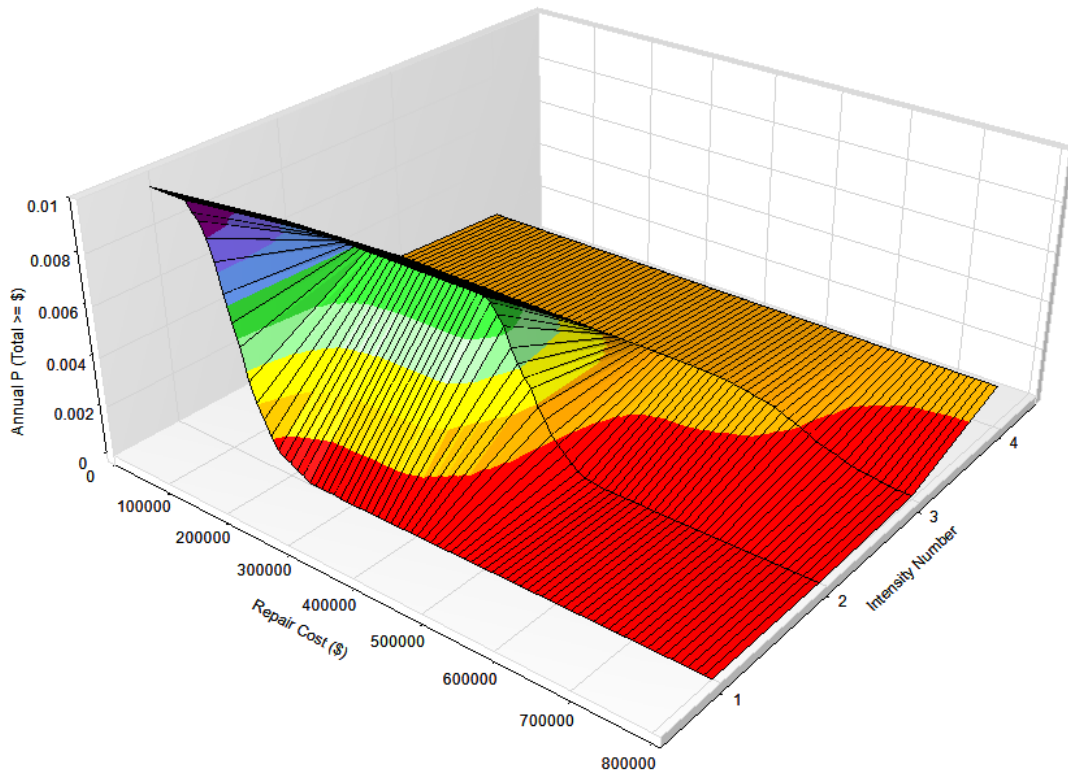


Σχήμα 4.3: Ετήσια πιθανότητα μη υπέρβασης κόστους επισκευής του κτηρίου

Στο Σχήμα 4.5 και στο Σχήμα 4.6 παρουσιάζονται τρισδιάστατες καμπύλες πιθανότητας μη υπέρβασης κόστους επισκευής. Η πρώτη είναι αστάθμιστη ενώ η δεύτερη είναι προσαρμοσμένη στην καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής της κατασκευής. Οι καμπύλες αυτές δείχνουν την διακύμανση τις πιθανότητας μη υπέρβασης του κόστους για τα σενάρια 1 έως 4.

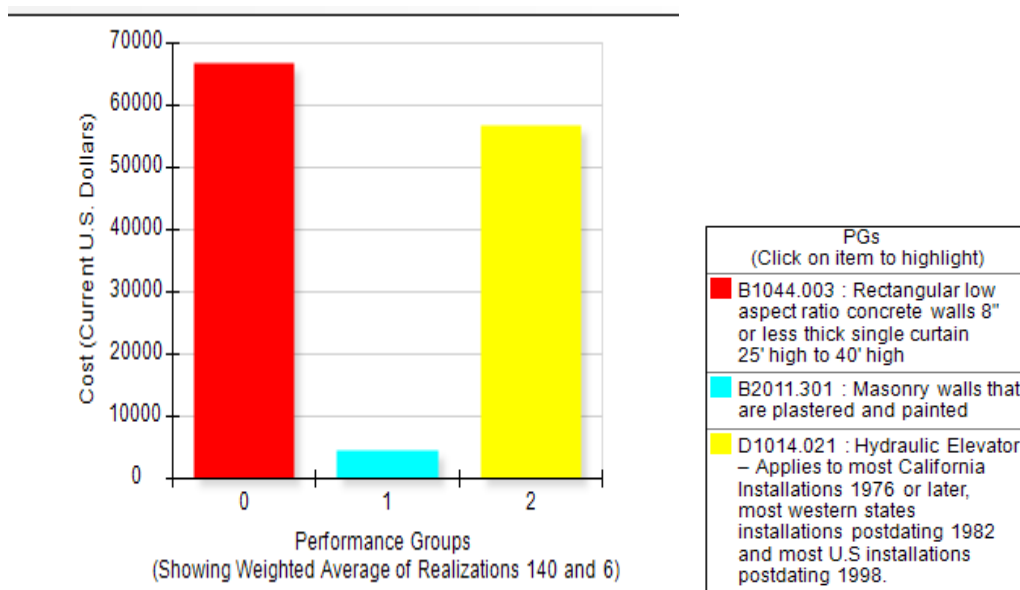


Σχήμα 4.4: Μη προσαρμοσμένη καμπύλη επιτελεστικότητας για το κόστος επισκευής

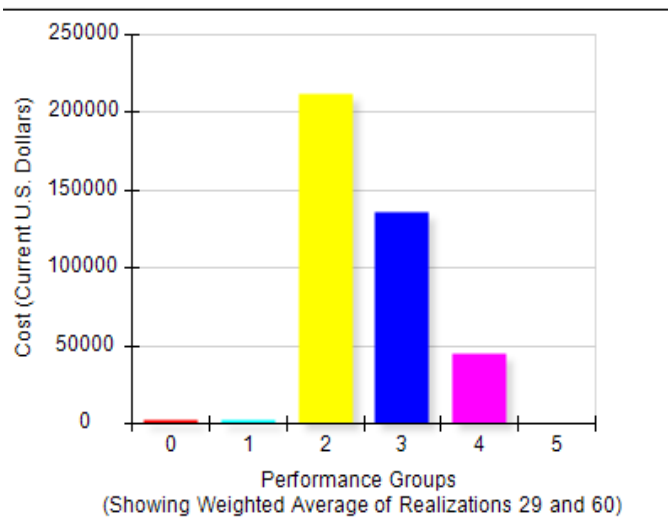


Σχήμα 4.5: Προσαρμοσμένη καμπύλη επιτελεστικότητας για το κόστος επισκευής στα σενάρια.

Εκτός όλων των άλλων αποτελεσμάτων εξάγονται και ραβδογράμματα τα οποία παρουσιάζουν την πιθανότητα να χαρακτηριστεί το κτίριο ως μη ασφαλές λόγω βλαβών σε κάποιο στοιχείο, για κάθε στοιχείο ξεχωριστά. Στα Σχήματα 4.6-4.9. φαίνονται τα ραβδόγραμμα για κάθε ένα σενάριο.

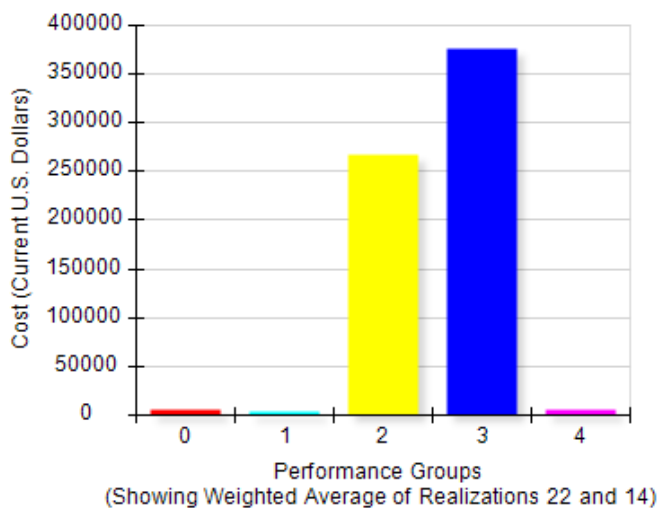


Σχήμα 4.6: Πιθανότητα χαρακτηρισμού κτηρίου ως μη ασφαλές σενάριο 1



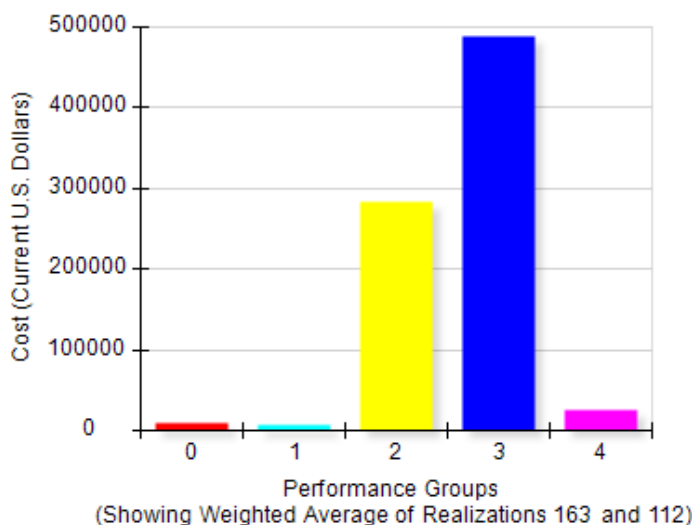
PGs (Click on item to highlight)	
■	B1041.101a : Non-conforming MF, weak beams and strong joints, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side
■	B1041.101b : Non-conforming MF, weak beams and strong joints, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides
■	B1044.003 : Rectangular low aspect ratio concrete walls 8" or less thick single curtain 25' high to 40' high
■	B2011.301 : Masonry walls that are plastered and painted
■	D1014.021 : Hydraulic Elevator - Applies to most California Installations 1976 or later, most western states Installations postdating 1982 and most U.S. Installations postdating 1998.
■	D2021.011a : Cold or Hot Potable - Small Diameter Threaded Steel - (2.5 Inches In diameter or less), SDC A or B, PIPING FRAGILITY

Σχήμα 4.7: Πιθανότητα χαρακτηρισμού κτηρίου ως μη ασφαλές σενάριο 2



PGs (Click on item to highlight)	
■	B1041.101a : Non-conforming MF, weak beams and strong joints, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side
■	B1041.101b : Non-conforming MF, weak beams and strong joints, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides
■	B1044.003 : Rectangular low aspect ratio concrete walls 8" or less thick single curtain 25' high to 40' high
■	B2011.301 : Masonry walls that are plastered and painted
■	D1014.021 : Hydraulic Elevator - Applies to most California Installations 1976 or later, most western states installations postdating 1982 and most U.S. installations postdating 1998.

Σχήμα 4.8: Πιθανότητα χαρακτηρισμού κτηρίου ως μη ασφαλές σενάριο 3



PGs (Click on item to highlight)	
■	B1041.101a : Non-conforming MF, weak beams and strong joints, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side
■	B1041.101b : Non-conforming MF, weak beams and strong joints, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides
■	B1044.003 : Rectangular low aspect ratio concrete walls 8" or less thick single curtain 25' high to 40' high
■	B2011.301 : Masonry walls that are plastered and painted
■	D1014.021 : Hydraulic Elevator - Applies to most California Installations 1976 or later, most western states installations postdating 1982 and most U.S. installations postdating 1998.

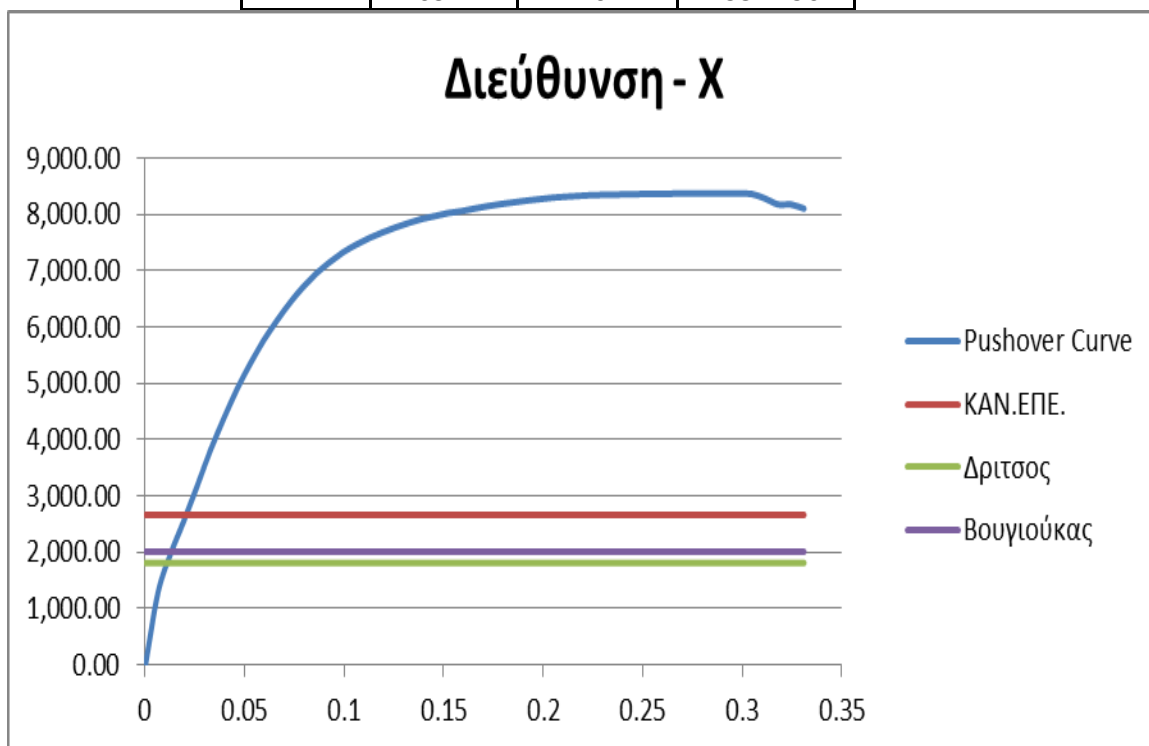
Σχήμα 4.9: Πιθανότητα χαρακτηρισμού κτηρίου ως μη ασφαλές σενάριο 4

5 Συμπεράσματα

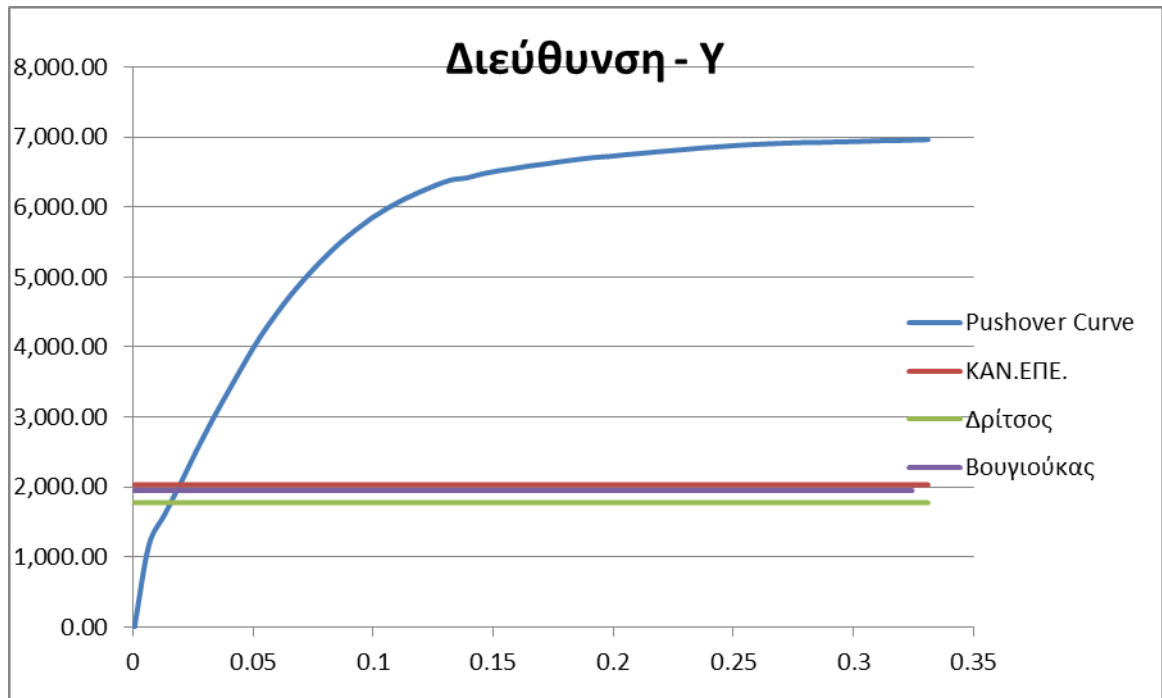
Μετά την εφαρμογή του Κανονισμού Επεμβάσεων στο λογισμικό Seisbuild παρατηρήθηκε ότι οι αστοχίες είναι ψαθυρές και στις δύο διευθύνσεις. Επίσης η πρώτη αστοχία για κατακόρυφο μέλος συμβαίνει σε τοιχώματα και στις δύο διευθύνσεις αλλά για αρκετά διαφορετική $aglim$ με την διεύθυνση Y να αστοχεί σε αρκετά μικρότερη εδαφική επιτάχυνση από την X . Οι δευτεροβάθμιοι μέθοδοι βρίσκουν τη πρώτη αστοχία σε όρους τέμνουσας βάσης. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τη μέθοδο του Δρίτσου Σ . είναι αρκετά συντηρητικότερα σε σχέση με αυτά της Ανελαστικής Στατικής Ανάλυσης. Αντίθετα η μέθοδος του Βουγιούκα E . φαίνεται να προσεγγίζει περισσότερο την απόκριση της κατασκευής κατά τη διεύθυνση X και στην Y σχεδόν να ταυτίζεται με τα μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή των σχέσεων του ΚΑΝΕΠΕ. Επομένως, η σύγκριση των μεθόδων γίνεται σε όρους τέμνουσας V_{base} (πίνακας 5.1).

Πίνακας 5.1: Τιμές τέμνουσας βάσης για κάθε μέθοδο στις δύο διευθύνσεις

Vbase	ΚΑΝΕΠΕ	ΔΡΙΤΣΟΣ	ΒΟΥΓΙΟΥΚΑΣ
X	2662.4	1807.64	2006.268
Y	2032.2	1776.47	1951.196



Σχήμα 5.1: Τιμές τέμνουσας βάσης για κάθε μέθοδο κατα X



Σχήμα 5.1: Τιμές τέμνουσας βάσης για κάθε μέθοδο κατά Υ

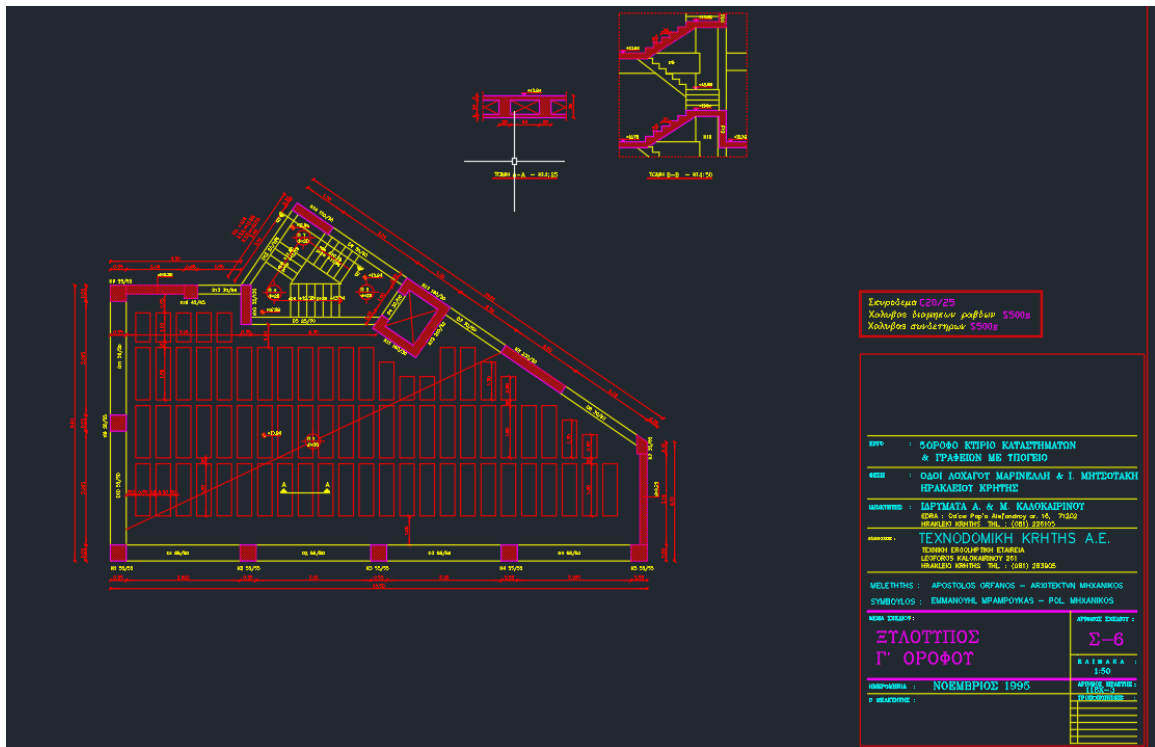
Τα αποτελέσματα της χρηματοοικονομικής ανάλυσης από το PACT μας δίνουν επίσης χρήσιμες πληροφορίες σχετικά με τα κρίσιμα μέλη για κατάρευση της κατασκευής τα όποια προκρίπτον να είναι τα τοιχώματα όπως και από τις υπόλοιπες αναλύσεις. Επιπλέον το ετήσιο κόστος συντήρησης της κατασκευής μας δίνει μια εικόνα για την μελλοντική αξία του ακινήτου και την πιθανότητα επένδυσης ή ενίσχυσης πάνω σε αυτό.

6 Βιβλιογραφία

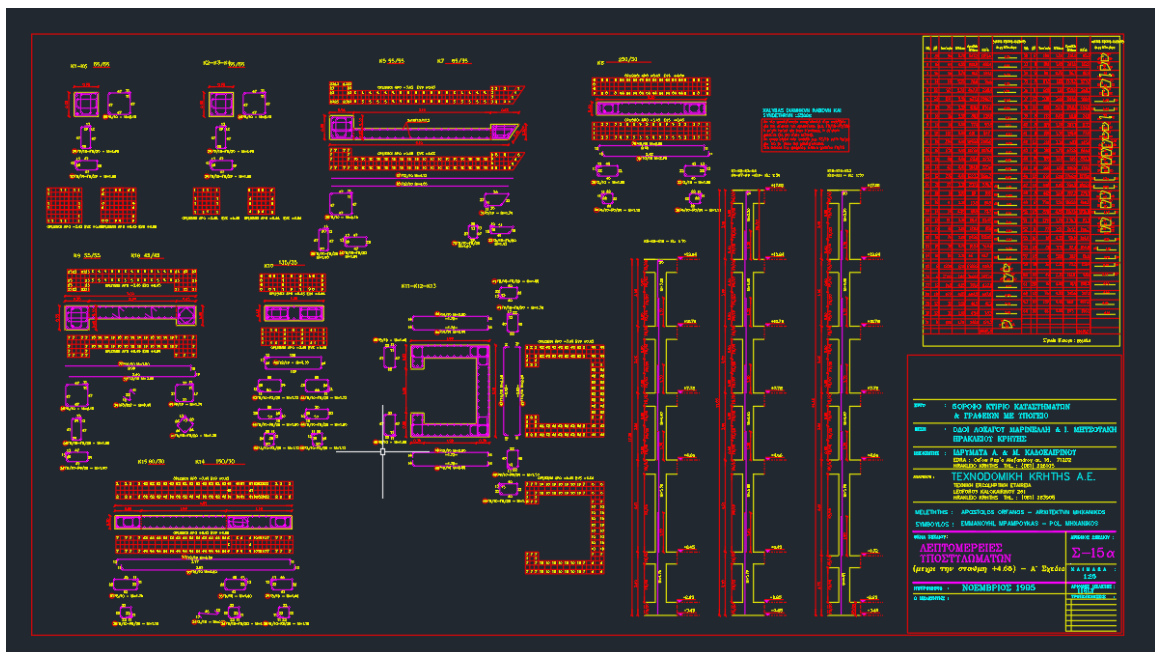
1. Δρίτσος Σ. (2018), «Πρόταση-Δευτεροβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος Κτιρίων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα.
2. Δρίτσος Σ., Κάππος Α., Στυλιανίδης Κ., Τάσιος Θ., Φαρδής Μ., Χρονόπουλος Μ., Μώκος Β., Παναγιωτοπούλου Δ., Θωμά Θ. (2017) «Κανονισμός Επεμβάσεων», 2η Αναθεώρηση, Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα.
3. Βασιλειάδη Μ. (2019) «Προσεγγιστική μέθοδος προσεισμικού ελέγχου – Συγκρίσεις με ανελαστική στατική ανάλυση», διατριβή διπλώματος ειδίκευσης, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα.
4. Δρίτσος Σ. (2019), «Σεισμική Αποτίμηση και Ενίσχυση Κατασκευών», Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, Σεπτέμβριος 2019.
5. Σπυράκος Κ. (2004), «Ενίσχυση Κατασκευών για Σεισμικά Φορτία». Εκδόσεις Τεχνικού Επιμελητηρίου Ελλάδας, Αθήνα
6. Ο.Α.Σ.Π (2017), «Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.)», ΦΕΚ 2984/Β’/30- 08-2017, 2η Αναθεώρηση
7. Ο.Α.Σ.Π (2014), «Πρωτοβάθμιος Προσεισμικός Έλεγχος», ΦΕΚ 405/Β’/05- 09-2013
8. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491–514.
9. 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
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. FEMA, (2018a), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-1, Volume 1-methodology, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
12. FEMA, (2018b), Seismic performance assessment of buildings. FEMA P-58-2, Volume 2-Implementation Guide, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
13. FEMA, (2018c), Seismic performance assessment of buildings. Volume 3- Supporting Electronic Materials, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 2012.
14. EFEHR, Hazard Curves: <http://www.efehr.org/en/hazard-data-access/hazardcurves> [Accessed 2020].
15. Seismosoft (2021) "Seismobuild - A computer program for Analyses of Structures Subjected to Seismic Actions ". Available from URL: www.seismosoft.com
16. ΠΑΦ (2023) - A computer program for Analyses of Structures Subjected to Seismic Actions ". Available from URL: www.tol.gr

Παράρτημα Α Σχέδια Μελέτης

Οι ξυλότυποι και όλες οι λεπτομέρειες όπλισης του κτηρίου ήταν διαθέσιμες από το αρχείο του τεχνικού γραφείου που είχε πραγματοποιήσει την μελέτη σε μορφή .dwg έτσι και προτιμήθηκε να χρησιμοποιηθούν αυτά τα αρχεία.



Σχήμα Α.1: Ξυλότυπος οροφής πρώτου ορόφου



Σχήμα Α.2: Λεπτομέρειες υποστυλωμάτων/τοιχωμάτων